



## **CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UNE PASSERELLE EN STRUCTURE MIXTE BOIS-BETON A KAMBOINSE (2iE)**

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2iE AVEC GRADE DE  
MASTER

**SPECIALITE : GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE**  
**OPTION : ROUTES ET OUVRAGES D'ART**

-----  
Présenté et soutenu publiquement le 15 janvier 2020 par  
**Adal OUATTARA (20120460)**

Directeur de Mémoire : Pr. Adamah MESSAN, enseignant-chercheur à 2iE

Maitre de stage : Dr. Decroly DJOUBISSIE DENOUE, enseignant-chercheur à 2iE

Structure d'accueil : Laboratoire Eco Matériaux et Habitats Durables (LEMHaD 2iE)

Jury d'évaluation du stage :

Président du jury : Prof. Igor OUEDRAOGO

Membres et correcteurs : Dr. Yasmine TRAORE

M. Arnaud OUEDRAOGO

Dr. Décroly DJOUBISSIE

Promotion [2019/2020]

DEDICACES

*Je dédie ce Mémoire :*

*A toute ma famille*

*(Plus particulièrement à mon père, à ma mère et à ma grande sœur Rokia Ouattara)*

*Pour les prières et sacrifices consentis à mon égard*

## REMERCIEMENTS

L'aboutissement de ce travail ne serait pas une réalité sans le soutien de nombreuses personnes. Je tiens à remercier vivement toutes les personnes qui ont contribué d'une manière ou d'une autre à l'aboutissement de ce travail.

Je remercie particulièrement :

- Dieu le Tout-Miséricordieux, pour la santé, la force et les grâces dont il me comble quotidiennement ;
- Mes parents, mes frères et sœurs qui m'ont soutenu, encouragé et aidé tout au long de mon cursus ;
- Mes encadreurs, Pr. Adamah MESSAN et Dr. Decroly DJOUBISSIE DENOUE, pour leur encadrement, leurs précieux conseils et suggestions, et leur contribution à l'élaboration de ce mémoire ;
- Tout le corps professoral et administratif de l'Institut 2iE pour toute la formation et les compétences qu'ils m'ont transmises ;
- Monsieur Issa MADOUGOU, pour son aide, conseils et suggestions en topographie ;
- Simon-Pierre Yendoukoa SALASSI, pour son aide en topographie sur le terrain, son soutien et ses remarques ;
- Mes camarades de stages dont Simon-Pierre Yendoukoa SALASSI, Abdel-Khalil OUATTARA, Doma SORO, Ines pour avoir entretenu un climat convivial propice au travail et une ambiance chaleureuse pendant toute la période du stage ;
- Mes amis et promotionnaires pour leur soutiens et remarques ;

Que toutes les personnes qui n'ont pas pu être citées trouvent, à travers ces mots, l'expression de ma profonde gratitude.

## RESUME

Le présent mémoire présente la conception et le dimensionnement structural d'une passerelle piétonne qui sera réalisée sur le site K1 du campus de l'Institut International d'ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) à Kamboinsé.

La passerelle sans les remblais d'accès, a une longueur totale de 4,8 m et une largeur totale de 1,5 m. Structuralement, la passerelle est un pont isostatique composée de son tablier et de deux (02) appuis. Le tablier qui est en structure mixte bois-béton, repose sur deux (02) culées remblayées en béton armé. Le tablier est composé d'un hourdi en béton armé d'épaisseur 10 cm et de quatre (04) poutres en bois massif nommé KOSIPO de section 6 x 16 cm<sup>2</sup>. La mixité est assurée par une connexion de type TXS avec des organes de connexion espacés de 20 cm. Quant à la culée, elle est dimensionnée comme un mur de soutènement. Elle a une épaisseur de 30 cm et une hauteur totale de 3,19 m et elle est fondée à 2,30 m de profondeur comme nous l'a montré l'étude de sol. L'hourdi est constitué d'armatures HA8 et les culées sont constituées d'armatures HA16 ; HA14 ; HA10 et HA8.

Le coût moyen de réalisation de la passerelle en structure mixte bois-béton est estimé à quatre million neuf cent quarante-quatre mille cent cinquante-six Francs CFA TTC (4 944 156 FCFA TTC). Si la passerelle devait être réalisée en structure mixte acier-béton ou en béton armé, le coût serait estimé respectivement à quatre million neuf cent quatre-vingts quatorze mille cinq cent deux Francs CFA TTC (4 994 502 FCFA TTC) ou à quatre million six cent quarante-trois mille huit cent quatre-vingts Francs CFA TTC (4 643 880 FCFA TTC).

### Mots-clés :

- ✚ Conception
- ✚ Dimensionnement
- ✚ Passerelle
- ✚ Structure mixte bois-béton
- ✚ 2iE

ABSTRACT

This thesis presents the design and structural dimensioning of a pedestrian footbridge which must be realized on the site K1 of the International Institute of Water and Environmental Engineering (2iE) Campus in Kamboïse.

The footbridge without access embankments has a total length of 4.8 m and a total width of 1.5 m. Structurally, the bridge is an isostatic bridge composed of its deck and two (02) supports. The deck which is timber-concrete composite structure rests on two (02) abutments backfilled in reinforced concrete. The deck is composed of a slab in reinforced concrete of a thickness of 10 cm and four (04) solid wooden beams named KOSIPO of section 6 x 16 cm<sup>2</sup>. The mixity is provided by a TXS connection type with connection members spaced 20 cm. as for the abutment, it is sized like a retaining wall. It has a thickness of 30 cm; a total height of 3.19 m and it is founded at 2.3 m depth as shown in the soil study. The slab consists of HA 8 reinforcement and abutments consist of HA 16, HA 14, HA 10 and HA 8 reinforcements.

The cost of the work of realization of the footbridge in timber-concrete composite structure is estimated at four million nine hundred and forty-four thousand one hundred and fifty-six CFA Francs (4,944,156 CFA Francs). If the bridge were to be built in steel-concrete composite structure or reinforced concrete, it would cost four million nine hundred and ninety-four thousand five hundred and two CFA Francs (4,994,502 CFA Francs) or four million six hundred and forty-three thousand eight hundred and eighty CFA Francs (4,643,880 CFA Francs).

Keywords :

- ✚ Design
- ✚ Dimensioning
- ✚ Footbridge
- ✚ Timber-concrete composite structure
- ✚ 2iE

LISTE DES ABBREVIATIONS

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

**LEMHaD** : Laboratoire Eco Matériaux et Habitats Durables

**HA** : Acier Haute Adhérence

**TTC** : Toutes Taxes Comprises

**CO<sub>2</sub>** : Dioxyde de Carbone

**MJ** : Méga Joules

**BA** : Béton Armé

**BAEL** : Béton Armé aux Etats Limites

**f<sub>y</sub>** : Nuance des aciers (profilés métalliques)

**K** : Module de glissement

**M** : Moment fléchissant

**V** : Effort tranchant

**N** : Effort normal

**M<sub>plRd</sub>** : Moment plastique de résistance

**N<sub>plRd</sub>** : Effort normal plastique de résistance

**BHP** : Béton à Haute Performance

**BAP** : Béton Autoplaçant

**Q<sub>projet</sub>** : Débit de projet

**L<sub>AR</sub>** : Lecture arrière

**L<sub>AV</sub>** : Lecture avant

**Δ<sub>Z</sub>** : Dénivelée entre deux (02) points

**y<sub>n</sub>** : Tirant d'eau

**R** : Revanche

**R<sub>h</sub>** : Rayon hydraulique

**f<sub>c28</sub>** : Résistance à la compression du béton à 28 jours

**f<sub>e</sub>** : Résistance des aciers HA pour béton armé

**M<sub>u</sub>** : Moment fléchissant à l'état limite ultime

**L<sub>x</sub>** : plus petit côté d'un panneau de dalle

**L<sub>y</sub>** : plus grand côté d'un panneau de dalle

$P_u$  : charges à l'état limite ultime

$P_{ser}$  : charges à l'état limite de service

$M_{tx_u}$  : Moment fléchissant en travée à l'état limite ultime suivant le plus petit côté d'une dalle

$M_{tx_{ser}}$  : Moment fléchissant en travée à l'état limite service suivant le plus petit côté d'une dalle

$Max_u$  : Moment fléchissant sur appui à l'état limite ultime suivant le plus petit côté d'une dalle

$Max_{ser}$  : Moment fléchissant sur appui à l'état limite service suivant le plus petit côté d'une dalle

**ELU** : Etat Limite Ultime

**ELS** : Etat Limite de Service

$\varphi(\infty; t_0)$  : coefficient de fluage du béton

$k_{def}$  : coefficient de fluage du bois

$\Psi_2$  : coefficient quasi-permanent

$(EI)_{ef}$  : rigidité efficace en flexion de la poutre mixte bois-béton

$a_1$  : la distance entre l'axe neutre de la section du béton et l'axe neutre de la section totale en T

$a_2$  : la distance entre l'axe neutre de la section du bois et l'axe neutre de la section totale en T

$\tau_{2,max}$  : contrainte de cisaillement maximum

$F_1$  : la charge par organe de connexion

$w_{max}$  : la flèche maximale

$E_{1,fin}$  : Le module de Young final dans le béton

$E_{2,fin}$  : Le module de Young final dans le bois

$k_{s,fin}$  : Le module de glissement final d'un connecteur

$k_{mod}$  : Le coefficient de modification de résistances du bois

$f_{m,k}$  : contrainte de rupture de flexion parallèle aux fibres

$f_{t,0,k}$  : contrainte de rupture à la traction axiale

$f_{v,k}$  : contrainte de rupture à la compression axiale

$E_{c,0}$  : module de young initial du bois

**$M_{Rd,LT}$**  : moment résistant de déversement

**$b_{eff}$**  : largeur efficace

**$\Psi$**  : angle de frottement des terres

**$k_a$**  : coefficient de poussée de terres

TABLE DE MATIERES

DEDICACES .....	i
REMERCIEMENTS .....	ii
RESUME.....	iii
ABSTRACT .....	iv
LISTE DES ABBREVIATIONS .....	v
TABLE DE MATIERES .....	viii
LISTE DES TABLEAUX.....	xi
LISTE DES FIGURES .....	xii
INTRODUCTION.....	1
I. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE .....	2
II. PRESENTATION DU PROJET .....	2
II.1. Contexte et justification .....	2
II.2. Présentation du projet .....	3
II.2.1. Architecture du projet.....	3
II.2.2. Etat des lieux .....	3
II.2.3. Objectif de l'étude.....	4
II.2.4. Les données de base du projet .....	5
III. METHODOLOGIE DE CONCEPTION .....	6
IV. SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE.....	8
IV.1. Structures mixtes bois-béton .....	8
IV.1.1. Généralités .....	8
IV.1.2. Méthodes de dimensionnement des poutres mixtes bois-béton.....	12
IV.1.3. Quelques réalisations importantes de mixte bois-béton .....	16
IV.2. Structures en béton armé .....	18
IV.3. Structures mixtes acier-béton .....	22
V. ETUDE HYDROLOGIQUE, TOPOGRAPHIQUE ET HYDRAULIQUE .....	23
V.1. Etude hydrologique.....	23
V.1.2. Détermination des caractéristiques de bassin versant .....	23
V.1.3. Détermination des débits de projets .....	27
V.1.4. Résultats de Calcul des débits .....	28
V.2. Etude topographique.....	29
V.2.1. Matériels utilisés pour le nivellement .....	30

V.2.2. Détermination de la côte de fond sous ouvrage .....	30
V.2.3. Détermination des côtes des emplacements des deux (02) appuis.....	34
V.2.4. Détermination de la côte du point du bassin versant le plus éloigné de l'exutoire	34
V.3. Etude hydraulique .....	35
V.3.1. Calcul de l'ouverture (le débouché linéaire).....	35
V.3.2. Détermination du tirant d'eau (PHE) sous l'ouvrage.....	35
V.3.3. Résultats de calcul du tirant d'eau $y_n$ .....	36
V.3.4. Calcul de la revanche .....	37
VI. DIMENSIONNEMENT DU TABLIER MIXTE BOIS-BÉTON .....	37
VI.1. Dimensionnement structural de l'hourdi .....	37
VI.1.1. Hypothèses de calcul .....	37
VI.1.2. Prédimensionnement de l'hourdi (Epaisseur de l'hourdi) .....	37
VI.1.3. Détermination des actions et combinaison des actions.....	38
VI.1.4. Calcul des sollicitations .....	38
VI.1.5. Dimensionnement béton armé de la section .....	39
VI.2. Dimensionnement de la poutre mixte bois-béton.....	40
VI.2.1. Détermination du module de glissement $K_1$ .....	40
VI.2.2. Dimensionnement de la poutre mixte .....	40
VII. DIMENSIONNEMENT DU TABLIER MIXTE ACIER-BETON .....	45
VII.1. Conception du tablier .....	45
VII.1.1. Prédimensionnement de l'hourdi.....	45
VII.1.2. Prédimensionnement d'une poutre maîtresse.....	45
VII.2. Dimensionnement structural de l'hourdi.....	46
VII.3. Dimensionnement de la poutre mixte .....	46
VII.3.1. Détermination et combinaison des actions .....	46
VII.3.3. Calcul des sollicitations .....	47
VII.3.4. Vérification de la poutre maîtresse.....	47
VII.3.5. Calcul de la section mixte .....	49
VII.3.6. Calcul des connecteurs .....	50
VII.3.7. Vérification de la flèche maximale.....	52
VIII. DIMENSIONNEMENT DU TABLIER BETON ARME .....	52
VIII.1. Conception du tablier.....	52
VIII.1.1. Prédimensionnement de l'hourdi .....	52
VIII.1.2. Prédimensionnement de la poutre en béton armé .....	52

VIII.2. Dimensionnement structural de l'hourdis.....	53
VIII.3. Dimensionnement de la poutre .....	54
VIII.3.1. Détermination et combinaison des actions.....	54
VIII.3.3. Calcul des sollicitations .....	54
VIII.3.4. Détermination du ferrailage et vérification des contraintes et de la flèche.....	54
IX. DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE .....	55
IX.1. Conception de la culée .....	55
IX.2. Prédimensionnement de la culée .....	55
IX.3. Etude de la stabilité externe du mur .....	56
IX.3.1. Stabilité au glissement .....	57
IX.3.2. Stabilité au renversement.....	57
IX.3.3. Stabilité au poinçonnement.....	57
IX.4. Justification de la stabilité interne de la culée (calcul du ferrailage) .....	58
X. IMPACT DU PROJET SUR L'ENVIRONNEMENTAL .....	59
XI. EVALUATION ET ESTIMATION DU COUT DU PROJET.....	59
XII. DISCUSSIONS ET COMMENTAIRES.....	60
XIII. PLANNING D'EXECUTION DES TRAVAUX .....	61
CONCLUSION .....	62
RECOMMANDATIONS.....	62
BIBLIOGRAPHIE .....	63
ANNEXE .....	66

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Cadre logique (Adal Ouattara) ..... 7

Tableau 2 : Les coefficients de ruissellement en fonction des zones. (Source : Internet)..... 25

Tableau 3 : Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant..... 26

Tableau 4 : Coefficients de Montana pour la ville de Ouagadougou. Source : Station synoptique de Ouagadougou ..... 27

Tableau 5 : Résultats de calcul du débit de projet par la méthode rationnelle ..... 28

Tableau 6 : Résultats de calcul du débit de projet par la formule de Manning-Strickler ..... 28

Tableau 7 : Résultats de calcul du tirant d'eau  $y_n$  ..... 37

Tableau 8 : Détermination des charges pour le calcul de l'hourdi ..... 38

Tableau 9 : Sollicitations maximales pour le calcul de l'hourdi ..... 39

Tableau 10 : Etat limite dimensionnant..... 39

Tableau 11 : Résultats module de glissement ..... 40

Tableau 12 : Détermination des charges pour la poutre mixte bois-béton ..... 41

Tableau 13 : Sollicitations maximales pour la poutre mixte bois-béton ..... 42

Tableau 14 : Résultats des calculs de la poutre mixte bois-béton à l'état initial..... 43

Tableau 15 : Résultats des calculs de la poutre mixte bois-béton à l'état initial..... 44

Tableau 16 : prédimensionnement de la poutre maitresse (J. A. Calgaro, 1994)..... 45

Tableau 17 : Détermination des charges pour la poutre mixte acier-béton ..... 47

Tableau 18 : Sollicitations maximales pour la poutre mixte acier-béton ..... 47

Tableau 19 : Caractéristiques de la poutre maitresse ..... 47

Tableau 20 : Résistances des matériaux pour le calcul mixte ..... 50

Tableau 21 : Détermination des charges pour la poutre en béton armé ..... 54

Tableau 22 : Sollicitations maximales pour la poutre en béton armé ..... 54

Tableau 23 : Prédimensionnement de la culée ..... 56

Tableau 24 : Résultats, choix et espacements des armatures de la culée ..... 58

Tableau 25 : Répartition des coûts pour la passerelle en structure mixte bois-béton ..... 60

Tableau 26 : Répartition des coûts pour la passerelle en structure mixte acier-béton ..... 60

Tableau 27 : Répartition des coûts pour la passerelle en béton armé ..... 60

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Plan de situation du projet ..... 2

Figure 2 : Etat de la passerelle actuelle (photo Adal OUATTARA)..... 4

Figure 3 : Description d'un plancher mixte bois-béton (Skowron et al., 2010)..... 9

Figure 4 : Rôle joué par des connecteurs dans une poutre simple ;( a) Sections non solidarisées ;(b) Sections parfaitement solidarisées ..... 9

Figure 5 : Exemples de connecteurs par entailles : brevet d'invention de Schaub (Schaub, 1929) et Martino (Martino, 2005) ..... 10

Figure 6 : Effet de la liaison dans les poutres mixtes bois-béton ..... 12

Figure 7 : Figure : section transversale (à gauche) et distribution des contraintes en flexion (à droite) de la section mixte bois béton (Annexe B Eurocode 5)..... 14

Figure 8 : Quelques réalisations importantes de mixte bois-béton ; (a) Pont de Vihantasalmi en Finlande ; (b) Pont de Merle en France ..... 17

Figure 9 : (a) : Schéma de principe et (b) : pont réalisé en bois-béton ..... 17

Figure 10 : Pont "des Fayettees" dont la mixité du tablier est assurée par le système de connexion Bertsche ..... 18

Figure 11 : Passerelle en béton armé sur le campus 2iE Ouagadougou (photo Adal Ouattara) ..... 21

Figure 12 : Passerelle en béton armé échangeur du nord à Ouagadougou (photo Adal Ouattara)..... 22

Figure 13 : passerelle mixte acier-béton sur le campus de l'université de Ouagadougou. (Photo Adal Ouattara) ..... 23

Figure 14 : Nivellement direct ..... 29

Figure 15 : Illustration de l'écoulement sous l'ouvrage (Dessin AutoCaD)..... 36

Figure 16 : Section de la poutre mixte bois-béton (dessin AutoCaD) ..... 41

Figure 17 : Coupe transversale du tablier mixte acier-béton (Dessin AutoCaD)..... 46

Figure 18 : La section mixte (source : logiciel AutoCaD) ..... 49

Figure 19 : Connecteurs de type goujon (source : Google image)..... 51

Figure 20 : Coupe transversale du tablier en béton armé (Dessin AutoCaD) ..... 53

Figure 21 : Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en béton armé..... 56

## INTRODUCTION

Les préoccupations relatives au développement durable emmènent aujourd'hui à chercher des solutions constructives utilisant le bois naturel (bois local) comme matériau de construction. Ce dernier est une ressource écologique qui permet de lutter contre l'effet de serre. Construire en bois permet de stocker du CO<sub>2</sub> durant toute la durée de vie de l'ouvrage. C'est une ressource naturelle et renouvelable qui peut être mis à disposition très rapidement. À titre de comparaison, transformer une tonne de bois d'arbre pour faire du bois de construction nécessite approximativement 1MJ, tandis qu'il faut 4MJ pour produire une tonne de béton et 60MJ pour une tonne d'acier. Qui plus est, pour une même portée, une poutre en bois sera plus légère qu'une poutre en BA ou même en acier (Gagliardini, 2014).

Les études menées au LEMHaD se penchent sur la mixité de deux (02) matériaux, le bois et le béton. La technique de mixité permet d'atteindre de bonnes performances mécaniques car chaque matériau travaille dans son domaine de prédilection, le bois en traction et le béton en compression. L'efficacité de l'association de ces deux (02) matériaux dépend du mode de connexion entre les matériaux. Dans le but de découvrir des systèmes de connexions efficaces pour associer le bois local au béton que des recherches ont été menées au LEMHaD de l'institut International de l'ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE). Au terme de ces recherches, plusieurs systèmes de connexions, avec des aciers hautes adhérences pour béton armé, ont été trouvés.

C'est pour la mise en pratique de ces études qu'il nous a été confié, pendant notre stage au LEMHaD, la conception et le dimensionnement de la passerelle sur le site K1 du campus 2iE à Kamboinse, en structure mixte bois-béton. Il sera question de concevoir l'ouvrage en passant par les études hydrologique, topographique et hydraulique ; de dimensionner tous les éléments de la structure, définir leur ferrailage et leurs plans d'exécution ; et d'évaluer le coût des travaux.

Notre mémoire est présenté sur les grandes parties définies comme suit :

- ❖ Dans un premier temps, nous allons situer la zone de projet et présenter le projet ;
- ❖ Dans un second temps, présenter la méthodologie et les études pour la conception ;
- ❖ Enfin, faire une étude structurelle de l'ouvrage et estimer le coût des travaux.

## I. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Le projet est situé en Afrique de l'Ouest plus précisément au Burkina Faso. Le site du projet se trouve à Ouagadougou à Kamboinse sur le campus K1 de l'Institut International d'ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE). La *Figure 1* présente le site du projet.



Figure 1 : Plan de situation du projet

## II. PRESENTATION DU PROJET

### II.1. Contexte et justification

Les préoccupations relatives au développement durable emmènent aujourd'hui à chercher des solutions constructives. L'une de ces solutions est l'utilisation du bois comme matériau de construction. Ce dernier présente de nombreux avantages car, il est une ressource écologique, qui permet de lutter contre l'effet de serre. En effet, construire en bois permet de stocker du CO<sub>2</sub> pendant toute la durée de vie de la construction (1m<sup>3</sup> de bois utilisé dans une construction permet de déduire une tonne de CO<sub>2</sub> de l'impact de la construction en termes de gaz à effet de serre). Ressource naturelle et renouvelable, il nécessite peu de transformation (faible énergie grise) et peut être mise à disposition très rapidement. À titre de comparaison, transformer une tonne de bois d'arbre pour faire du bois de construction nécessite approximativement 1MJ, tandis qu'il faut 4MJ pour produire une tonne de béton et 60MJ pour une tonne d'acier. Qui plus est, pour une même portée, une poutre en bois sera plus légère qu'une poutre en BA ou même en acier (Gagliardini, 2014).

D'autre part, la technique de mixité des matériaux permet d'atteindre de bonnes performances mécaniques. De ce fait, le bois est associé au béton afin d'optimiser leur utilisation et profiter au mieux de leurs propriétés mécaniques (bonne résistance du béton en compression, bonne

résistance du bois en traction) tout en améliorant la rigidité flexionnelle de la structure. En plus de la légèreté et des performances structurelles, la mixité confère au matériau composite les propriétés à la fois d'isolant thermique et acoustique.

C'est dans ce contexte que des recherches ont été menées au sein du laboratoire LEMHaD pour le développement des structures mixtes bois-béton en utilisant les matériaux disponibles localement. Les études avaient pour objectif global, l'étude des performances mécaniques des poutres et planchers mixtes bois-béton (influence du mode de connexion).

Après les travaux de recherches, la décision a été prise de mettre en application les études. Vu le vieillissement de la passerelle (en bois-métal) sur le site K1 de l'Institut International d'ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE), la décision a été prise de la remplacer mais cette fois-ci en bois-béton dans le but de mettre en pratique les études menées en laboratoire.

### II.2. Présentation du projet

#### II.2.1. Architecture du projet

L'ouvrage à ériger est une passerelle piétonne qui permettra la traversée en cas de pluie du cours d'eau présent sur le site. La passerelle aura une longueur de 4,5m, avec une largeur totale de 1,5m. la longueur de 4,5m, c'est parce qu'après des enquêtes sur le marché, la longueur maximale du bois que nous allons utiliser est de 4,6m. en plus comme nous le verrons plus tard, l'ouverture hydraulique est de 4,2m.

Le tablier de la passerelle, qui sera réalisé en structure mixte bois-béton, reposera sur 2 culées (appuis) en béton armé aux extrémités. Des gardes corps de type métallique sont prévus, parce que la hauteur du pont avoisine le mètre. Les plans qui détaillent l'architecture du projet se trouveront en *ANNEXE 12*.

#### II.2.2. Etat des lieux

La passerelle existante, dans son ensemble, est en bon état sauf qu'il y'a une partie du tablier en bois qui est dégradée à cause du contact avec l'eau. L'ouvrage existant n'arrive plus à évacuer correctement les eaux sans s'inonder, soit partiellement, soit totalement. La *Figure 2* suivante illustre l'état de l'ouvrage actuel.



Figure 2 : Etat de la passerelle actuelle (photo Adal OUATTARA)

### II.2.3. Objectif de l'étude

L'objectif général de ce stage est de dimensionner la passerelle avec son tablier en mixte bois-béton.

De façon plus spécifique, il s'agira de :

- Proposer une conception de la passerelle,
- Dimensionner le tablier en mixte bois-béton selon l'Eurocode 5,
- Dimensionner les structures en béton armé (BA) selon le BAEL 91 modifié 99,
- Proposer une notice d'impact environnemental et social,
- Proposer un devis quantitatif et estimatif,
- Proposer un planning général d'exécution des travaux.
- Faire une comparaison de coûts si la passerelle serait réalisée en acier-béton ou en béton armé

#### II.2.4. Les données de base du projet

L'étude se fera conformément aux normes :

- Eurocode 1 : règles sur les bases et actions sur les structures,
- Eurocode 2 : norme de calcul des structures en béton,
- Eurocode 3 : norme de calcul des structures en acier,
- Eurocode 4 : norme de calcul des structures mixtes acier-béton,
- Eurocode 5 : norme de calcul des structures en bois,
- BAEL 91 modifié 99 : norme de calcul des structures en béton,

#### Caractéristiques du bois :

- Poutre en bois massif nommé KOSIPO ;
- Module d'élasticité  $E$  : 11190 MPa
- Contrainte de rupture de flexion parallèle aux fibres = 122 MPa
- Contrainte de rupture à la traction axiale = 78 MPa
- Contrainte de rupture à la compression axiale = 55 MPa
- Masse volumique 690 kG/m<sup>3</sup>

#### Caractéristiques du béton :

- La résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours est de 30 MPa
- Poids volumique du béton : 25 kN/m<sup>3</sup>

#### Caractéristiques des profilés métalliques :

- Acier S355 ;  $f_y = 355$  MPa
- Module d'élasticité  $E$  : 210000 MPa

#### Remblai d'accès et protection

Le remblai d'accès sera en latérite de la carrière de Kamboinse. Les caractéristiques de cette terre sont :

Cohésion  $C = 3$  MPa ; l'angle de frottement  $\varphi = 33^\circ$  ; un poids volumique de 20 kN/m<sup>3</sup>.

Ce remblai sera protégé par des perrés maçonnés d'épaisseur 20 cm.

Le sol de fondation :

Dans le cadre de notre étude, la contrainte admissible du sol après étude géotechnique est de 0,221 MPa à une profondeur d'ancrage de 2,30m.

Charge d'exploitation :

- Eurocode 1 : 5 kN/m<sup>2</sup>
- Fascicule 61 titre II : 4,5 kN/m<sup>2</sup>

Après comparaison des deux charges piétonnes, convenons de choisir pour la suite de notre étude, la charge d'exploitation de 5 kN/m<sup>2</sup>.

### III. METHODOLOGIE DE CONCEPTION

Pour mieux s'orienter chronologiquement, la méthodologie adoptée pour la réalisation des études est consignée dans le cadre logique consigné dans le *Tableau 1*. Cette approche nous permettra de cerner les activités à faire et les résultats suite à chaque objectif fixé préalablement.

Tableau 1 : Cadre logique (Adal Ouattara)

<u>OBJECTIF GLOBAL</u> : Dimensionnement de la passerelle avec le tablier en structure mixte bois-béton		
<u>Objectifs spécifiques</u>	<u>Activités</u>	<u>Résultats attendus</u>
PROPOSER UNE CONCEPTION DE LA PASSERELLE,	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Recherche bibliographique</li> <li>• Enquête sur le marché</li> <li>• Etude topographique</li> <li>• Etude hydrologique</li> <li>• Etude hydraulique</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Les différents plans de la conception de la passerelle</li> </ul>
DIMENSIONNER LE TABLIER EN MIXTE BOIS-BÉTON	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Conception et dimensionnement du tablier mixte bois-béton</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Notes de calcul</li> <li>• Plans d'exécution du tablier</li> </ul>
DIMENSIONNER LES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Conception et dimensionnement des éléments en béton armé</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Notes de calcul</li> <li>• Plans d'exécution des éléments en béton armé</li> </ul>
PROPOSER UNE NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Etat des lieux du site</li> <li>• Analyse des impacts de la réalisation du projet sur l'environnement</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Proposition des mesures d'atténuation</li> </ul>
PROPOSER UN DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Détermination des quantités</li> <li>• Détermination des prix unitaires</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Coût prévisionnel des travaux</li> </ul>
PROPOSER UN PLANNING GÉNÉRAL D'EXÉCUTION DES TRAVAUX	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Evaluation des durées d'exécution des différentes tâches.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Délai d'exécution des travaux</li> </ul>

## IV. SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

### IV.1. Structures mixtes bois-béton

#### IV.1.1. Généralités

##### IV.1.1.1. Historique

Deux grands matériaux se disputent l'association au béton depuis près d'un (01) siècle : l'acier et le bois. Les structures mixtes bois-béton modernes sont inspirées de la technologie de structures mixtes acier-béton. La baisse de la quantité d'acier, nécessaire pour produire l'armature des structures en béton, a poussé les chercheurs à se tourner vers d'autres solutions. Le développement des constructions mixtes associant le bois et le béton a démarré en Amérique du Nord et en Europe après les deux guerres mondiales, suite à un manque d'acier pour le renforcement du béton (M. L. R. Van Der Linden, 1999). Van der Linder (1999) cite Gerber et al (1993) mentionnant un brevet de Müller en 1922 dans lequel un système de clous et bretelles en acier forme la connexion entre la dalle de béton et le bois. Ainsi, la superposition passive d'une dalle en béton sur des poutres en bois est transformée en une structure plus rigide, plus résistante et plus stable au moyen des systèmes de connexion. Cette technique était majoritairement utilisée dans la réfection d'anciens bâtiments qui ne respectaient pas les normes en matière d'isolation et de résistance au feu (Yeoh et al., 2010)

##### IV.1.1.2. Principe de la poutre mixte bois-béton

Une poutre mixte bois-béton est une poutre constituée d'une dalle en béton liée mécaniquement par des organes de connexion à des poutres en bois. Le couplage d'une couche de béton dans la zone comprimée et d'une pièce de bois sur la face tendue permet d'utiliser au mieux les propriétés mécaniques de ces deux (02) matériaux. En fait le béton est utilisé en compression pour mobiliser ses meilleures performances en termes de résistance et de rigidité. En complément, le bois est utilisé en traction. Ainsi, il est possible d'avoir une section mécaniquement efficace, rigide et légère en même temps.

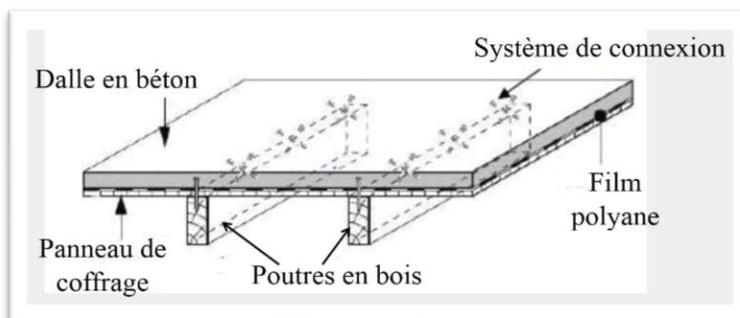


Figure 3 : Description d'un plancher mixte bois-béton (Skowron et al., 2010)

Pour obtenir l'effet mixte souhaité (une collaboration optimale entre le bois et le béton), il convient que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée de façon à transmettre les efforts rasants et à limiter les glissements à l'interface. Sans liaison, les solives en bois doivent supporter à elles seules toutes les charges. Par contre, si une connexion est mise en place, on réalise une poutre mixte dont la rigidité est sensiblement accrue. Pratiquement, pour assurer cet effet mixte, un étaieage est nécessaire durant la phase de construction jusqu'à la prise du béton.

Afin de bien comprendre le rôle joué par ces connecteurs, représentons le comportement d'une poutre simple soumise à flexion telle que celle illustrée à la **Figure 4**.

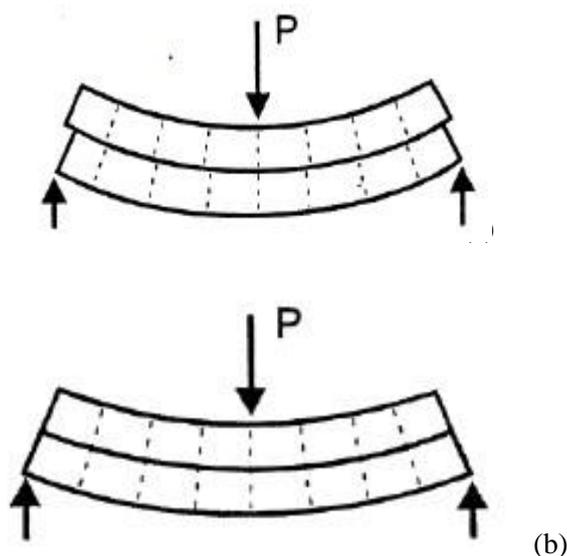


Figure 4 : Rôle joué par des connecteurs dans une poutre simple ;( a) Sections non solidarisiées ;(b) Sections parfaitement solidarisiées

#### IV.1.1.3. Systèmes de connexion

Il existe aujourd'hui deux familles de connexion :

### La connexion dite par « compression locale du bois »

Ce sont des connecteurs locaux posés de façon discontinue. On augmente la résistance en cisaillement entre le bois et le béton par compression des connecteurs sur le bois. On peut citer :

- Les connexions par entailles (faites dans le bois), que l'on remplit de béton lors du coulage. Pour éviter le glissement entre le bois et le béton, la surface de contact est crénelée, dentelée ou trouée. La présence de vis, ou de fers d'ancrage enfoncés dans le bois, renforce le contact (**Figure 5**). Ce principe est celui utilisé pour la D-Dalle (**Figure 5**) ;
- Les connecteurs métalliques (pointes, vis, goujons, tubes). Le principe est le même que pour la connexion par entailles. Les éléments en acier sont utilisés pour former des dents et sont cloués, vissés ou collés dans le bois et noyés dans le béton.

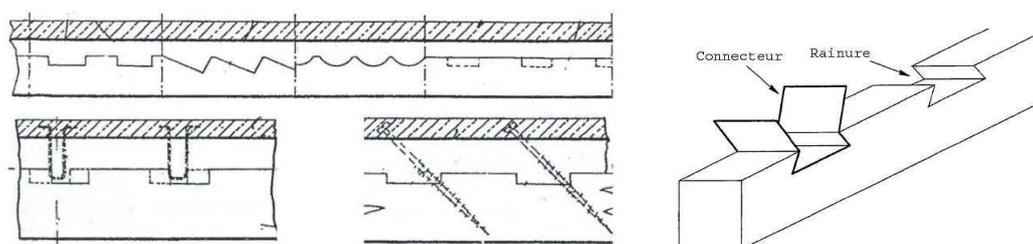


Figure 5 : Exemples de connecteurs par entailles : brevet d'invention de Schaub (Schaub, 1929) et Martino (Martino, 2005)

### La connexion dite « par adhérence des surfaces »

Dans ce cas, la répartition de la connexion est uniforme. L'adhérence entre le bois et le béton peut être assurée par un filet ou une grille de métal fixés sur le bois.

Une synthèse des systèmes de connexion existants est présentée dans la thèse (Decroly D.D., 2018).

En plus de ces connexions effectuées par des moyens mécaniques, il est possible aussi d'assembler le bois et le béton par collage (Pincus, 1970 ; Maurice & Christophe, 2000 ; Pham, 2007). Dans ce cas, les résultats montrent un comportement sans glissement de l'association bois-béton. Il a été montré que la rigidité d'ensemble de la structure est augmentée par rapport aux connecteurs métalliques.

Notons qu'en plus des types de connexion qui existent, que des recherches ont été menées au Laboratoire Eco-Matériaux et Habitat Durable de l'Institut International d'ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (LEMHaD 2iE). L'*ANNEXE I* présente les systèmes de connexion trouvés au laboratoire LEMHaD.

### IV.1.1.4. Avantages et inconvénients de la mixité bois-béton

Les planchers mixtes bois-béton présentent plusieurs avantages (Ceccotti A., 2002), parmi lesquels on peut mentionner :

- La réduction du poids propre de la structure : la dalle en béton est de faible épaisseur et les bétons légers peuvent être privilégiés pour ne pas pénaliser les fondations.

- L'augmentation de la rigidité en flexion du plancher (diminution des flèches de service), de plus la rigidité dans le plan est considérablement augmentée. Le diaphragme ainsi constitué est capable de garder sa forme, ceci est très important pour le comportement d'une structure lors d'un séisme.

- L'amélioration sensible de la résistance à l'incendie. En effet, le béton travaille comme une barrière face au feu, cela augmente la résistance par rapport au plancher construit uniquement en bois.

- La réduction de l'effet « trampoline », en général, l'amortissement des vibrations est proche de 2% voire plus, facilitant les vérifications aux états limites de services.

- L'isolation acoustique est également accrue, l'isolation aux bruits aériens est améliorée par rapport au plancher en bois en raison de l'augmentation de la masse du plancher. Un meilleur amortissement augmente l'isolation aux bruits d'impact par rapport au plancher en béton. Ce procédé est bien adapté à la réhabilitation sans changer la topologie du bâtiment.

Comme inconvénients on peut mentionner (Martin Mallea, 2003) :

- Quelques systèmes de liaison ne peuvent pas assurer une connexion suffisamment rigide entre le bois et le béton. Normalement la connexion est de type semi-rigide, facteur qu'il faut prendre en compte pour l'étude et la modélisation du système

- Le béton contient de l'eau, ce qui peut engendrer des dégâts sur le bois. Ce problème peut être minimisé en utilisant un super plastifiant qui réduit la quantité d'eau du béton. Un film

plastique peut être également mis en place pour une protection supplémentaire de la surface du bois.

#### IV.1.2. Méthodes de dimensionnement des poutres mixtes bois-béton

Dans les poutres mixtes bois-béton, la partie en bois et celle en béton sont reliées dans nombreux cas par des connecteurs mécaniques. Afin d'empêcher le glissement entre les deux différentes couches, les systèmes de connexion doivent être rigides. En réalité, la plupart des systèmes de connexion mécaniques sont déformables et permettent au moins un glissement à l'interface des matériaux. Ces connexions sont dites partielles. Il est difficile d'obtenir une connexion rigide entre le bois et le béton, mais un glissement faible peut être admis, permettant une redistribution des contraintes de cisaillement. La **Figure 6** présente l'effet de la connexion dans les poutres mixtes en connexion totale, partielle ou en l'absence de connexion.

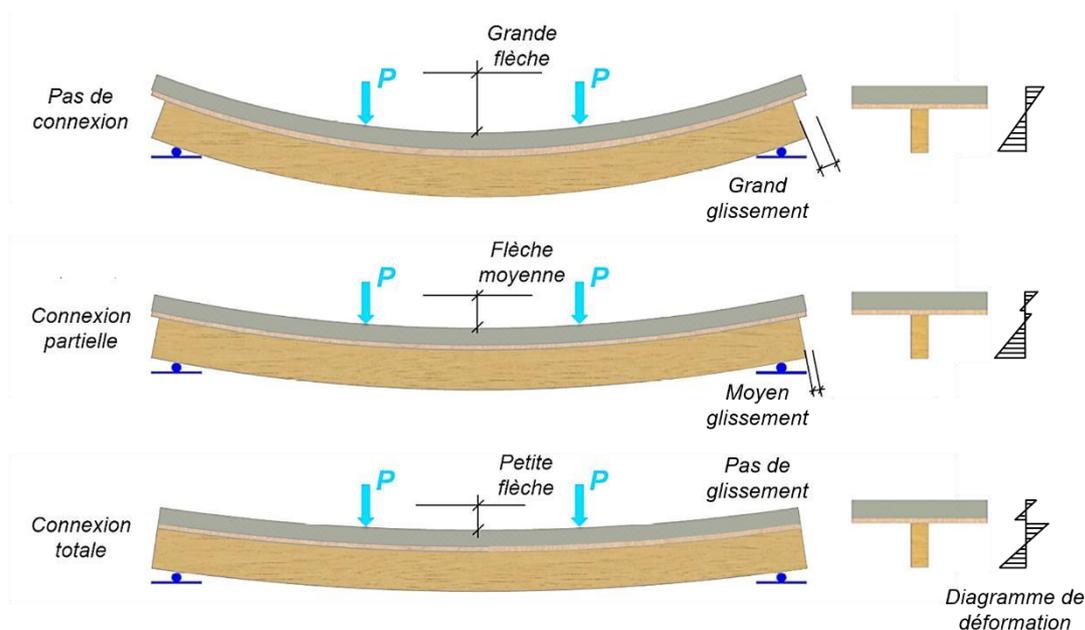


Figure 6 : Effet de la liaison dans les poutres mixtes bois-béton

Le comportement des poutres mixtes, et par conséquent le dimensionnement, dépend notamment de l'état de l'interface entre les matériaux. Dans le cas de poutre mixte à connexion parfaite, l'approche monocouche équivalente, consistant à homogénéiser les deux couches bois et béton en une seule couche, permet de décrire mécaniquement cette structure (Pham, 2007).

Dans le cas de poutre à connexion partielle, le glissement à l'interface entre les couches de matériaux change significativement la réponse de la structure par rapport au cas d'une connexion parfaite. Les difficultés d'analyse augmentées par l'interaction partielle sont accrues

par le comportement non linéaire des matériaux. Plusieurs modèles d'analyse ont été développés pour les poutres mixtes avec connexion partielle parmi lesquelles le modèle dit classique et la méthode de Girhammar (Girhammar, 2009). Ces deux méthodes reposent sur la théorie de l'élasticité linéaire et sont développées sous la base des travaux antérieurs de (Newmark et al., 1951). La différence entre les deux méthodes est que la méthode de Girhammar permet de prendre en compte la déformée effective de la poutre mixte, contrairement à la méthode dit classique, entraînant des résultats différents dans certains cas de charge.

Néanmoins, le modèle dit classique, présenté par Werner (1992), est le plus largement utilisé.

Ce modèle linéaire a été développé partant d'une résolution approchée des équations différentielles d'équilibre de la poutre mixte avec connexion partielle. Ce modèle est présenté dans l'annexe B de l'Eurocode 5-1-1 (CEN, 2004) sous les hypothèses suivantes :

- La poutre est simplement appuyée avec une portée  $L$ . Pour les poutres continues, les expressions peuvent être utilisées avec  $L$ 'égale à 0,8 fois la portée de référence, et deux fois la longueur pour les poutres cantilever.
- Les différentes parties sont connectées entre elles par des organes mécaniques avec un module de glissement ou une rigidité  $K$ ;
- La connexion entre le bois et le béton est considérée suivre un modèle linéaire élastique, et sa rigidité est constante ou varie uniformément avec l'effort de cisaillement ;
- La charge est appliquée dans la direction  $z$  (direction verticale), donnant un moment  $M = M(x)$  qui varie sinusoïdalement ou paraboliquement, et un effort de cisaillement  $v = v(x)$ .

La méthode de calcul présentée par l'annexe B de l'Eurocode 5 se définit comme suit :

La section illustrée en **Figure 7** est considérée pour notre calcul.

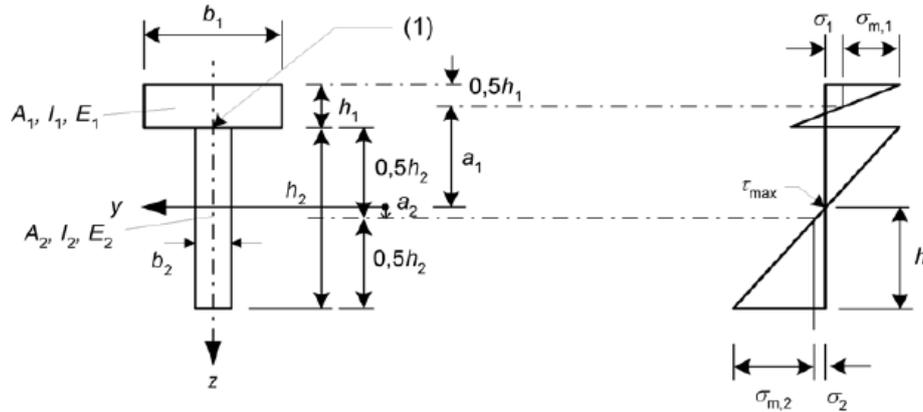


Figure 7 : Figure : section transversale (à gauche) et distribution des contraintes en flexion (à droite) de la section mixte bois béton (Annexe B Eurocode 5)

(1) : Espacement : s1      Module de glissement : K1      Charge : F1

#### IV.1.2.1. Calcul de la poutre à court terme (état initial)

##### IV.1.2.1.1. Rigidité efficace en flexion

Il convient que la rigidité efficace en flexion de la poutre mixte bois béton soit prise selon :

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^2 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad \rightarrow \quad (EI)_{ef} = (E_1 I_1 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2) + (E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2)$$

Les sections ( $A_1$  et  $A_2$ ) et les inerties ( $I_1$  et  $I_2$ ) sont calculées à partir des expressions suivantes :

$$A_i = b_i h_i \quad \rightarrow \quad A_1 = b_1 h_1 \quad \text{et} \quad A_2 = b_2 h_2$$

$$I_i = \frac{b_i h_i^3}{12} \quad \rightarrow \quad I_1 = \frac{b_1 h_1^3}{12} \quad \text{et} \quad I_2 = \frac{b_2 h_2^3}{12}$$

A partir des valeurs du module de glissement K1 et de l'espacement entre organes de connexion S1, on définit  $\gamma_1$  et  $\gamma_2$  selon les expressions suivantes :

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 E_1 A_1 s_1}{K_1 L^2}} \quad \text{et} \quad \gamma_2 = 1$$

Les expressions  $a_1$  et  $a_2$  sont calculées selon :

$$a_1 = (h_1 + h_2) - \frac{h_2}{2} - a_2 - \frac{h_1}{2}$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2 \sum_{i=1}^2 (\gamma_i E_i A_i)} \rightarrow a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2(\gamma_1 E_1 A_1 + \gamma_2 E_2 A_2)}$$

- $a_1$  est définie comme la distance entre l'axe neutre de la section 1 et l'axe neutre de la section totale en T.
- $a_2$  est définie comme la distance entre l'axe neutre de la section 2 et l'axe neutre de la section totale en T.

#### IV.1.2.1.2. Calcul et vérification des contraintes normales

Il convient que les contraintes normales soient prises selon :

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M}{(EI)_{ef}} \rightarrow \sigma_{c,1,d} = \frac{\gamma_1 E_1 a_1 M}{(EI)_{ef}} \quad \text{et} \quad \sigma_{t,2,d} = \frac{\gamma_2 E_2 a_2 M}{(EI)_{ef}}$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{0,5 E_i h_i M}{(EI)_{ef}} \rightarrow \sigma_{m,1,d} = \frac{0,5 E_1 h_1 M}{(EI)_{ef}} \quad \text{et} \quad \sigma_{m,2,d} = \frac{0,5 E_2 h_2 M}{(EI)_{ef}}$$

Les vérifications à faire sont les suivantes :

$$\text{pour le béton} \quad \sigma_{c,d} = \sigma_{c,1,d} + \sigma_{m,1,d} \leq f_{c,d}$$

$$\text{pour le bois} \quad \frac{\sigma_{t,2,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

#### IV.1.2.1.3. Calcul et vérification de la contrainte de cisaillement maximum

Les contraintes de cisaillement maximum surviennent lorsque les contraintes normales sont nulles. Il convient que les contraintes de cisaillement maximum dans l'élément constituant l'âme de la poutre mixte en T (le bois) soit prise selon :

$$\tau_{2,max} = \frac{0,5 E_2 h_2^2}{(EI)_{ef}} V$$

La vérification à faire est :  $\tau_{2,max} \leq f_{v,d}$

#### IV.1.2.1.4. Calcul et vérification de la charge maximale par organe de connexion

$$F_i = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s_i}{(EI)_{ef}} V \rightarrow F_1 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 a_1 s_1}{(EI)_{ef}} V$$

La vérification à faire est la suivante :  $F_1 \leq F_{max}$

#### IV.1.2.1.5. Calcul et vérification de la flèche

La flèche maximale est évaluée par :

$$w_{max} = \frac{5}{384} \frac{P_s L^4}{(EI)_{ef}}$$

La vérification à faire est la suivante :

$$w_{max} \leq \frac{L}{300}$$

#### IV.1.2.2. Calcul de la poutre à long terme (état final)

Le calcul à long terme (état final) est identique au calcul à court terme (état initial), sauf qu'il nous revient de remplacer les expressions, des modules d'élasticité du béton et du bois, du coefficient de glissement par leurs expressions finales suivantes :

Le module de Young final dans le béton

$$E_{1,fin} = E_{cm,fin} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty; t_0)}$$

Le module de Young final dans le bois :

$$E_{2,fin} = E_{0,fin} = \frac{E_0}{1 + \Psi_2 k_{def}}$$

Le module de glissement final d'un connecteur :

$$k_{s,fin} = \frac{k_{ser}}{1 + \Psi_2 k_{def}}$$

La vérification à faire pour la flèche à l'état final est la suivante :

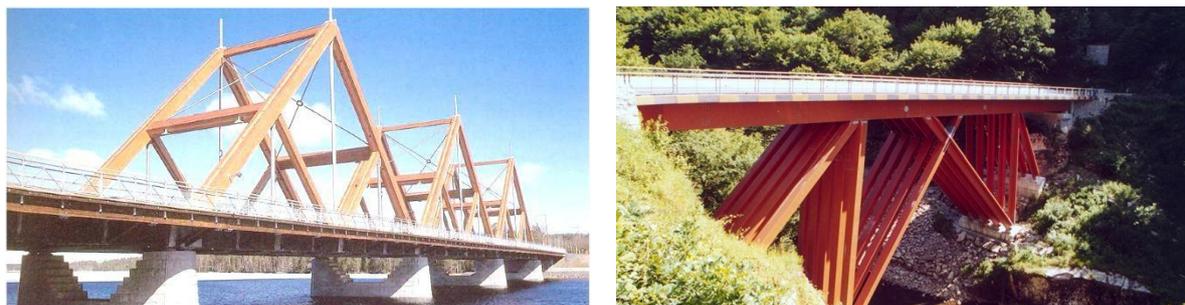
$$w \leq \frac{L}{200}$$

#### IV.1.3. Quelques réalisations importantes de mixte bois-béton

Les planchers de bois ne sont pas les seules structures qui ont été rénovées et renforcées en utilisant cette technique. De nombreux ponts en bois de courte portée détériorés ont été renforcés par l'ajout d'une couche de béton au-dessus de l'ancienne structure en bois. Un grand nombre de ponts en bois-béton ont été construits en Australie entre les années 1950 et 80 avec

des longueurs variantes entre 6 et 37,3 m et en Nouvelle-Zélande dans les années 70 avec une portée de 6 m à 24,5 m (Dias 2005, et d'autres références dont Nolan 2002 et Nauta, 1984).

Parmi les réalisations les plus importantes en ponts mixtes bois-béton à ce jour, on peut citer le pont à fermes de Vihantasalmi en Finlande mis en service en 1999 avec une longueur de 168 m répartie sur 5 travées de 21 et 42 m (*Figure 8*), le pont à béquille en bois de Merle en France construit en 1999 de 57,7 m de longueur pour une largeur de 9,85 m (*Figure 8*).



(a)

(b)

Figure 8 : Quelques réalisations importantes de mixte bois-béton ; (a) Pont de Vihantasalmi en Finlande ; (b) Pont de Merle en France

La *Figure 9* présente un procédé utilisé par le bureau d'études plantier en 2004. Ce procédé a reçu un prix lors du concours Lumière de Lyon. Le but était de faire un pont en bois-béton sans ajout d'aciers spéciaux. Le bureau d'études a procédé à plusieurs essais avant de s'arrêter sur un principe utilisant non seulement une mais deux poutres bois séparées par une partie béton et reprenant le tablier béton. Les deux poutres bois sont fixées avec le béton par un système d'entaille en forme tétraédrique. Le béton épouse la forme des poutres et se place bien dans les entailles, ce qui donne un assemblage d'une très bonne résistance. L'ajout de connecteurs est inutile dans ce cas et ainsi la mise en œuvre peut se révéler plus simple. La partie bois est préservée mais la technique est sans doute moins facile que la simple adjonction de ferrures métalliques.



(a)

(b)

Figure 9 : (a) : Schéma de principe et (b) : pont réalisé en bois-béton

On peut citer le Pont des Fayettees en France (*Figure 10*) dont les poutres secondaires sont en bois-béton. Le béton constitue la semelle qu'on lie mécaniquement par des connecteurs métalliques à des poutres en bois. Ainsi, on utilise au mieux les propriétés mécaniques de chacun des matériaux.

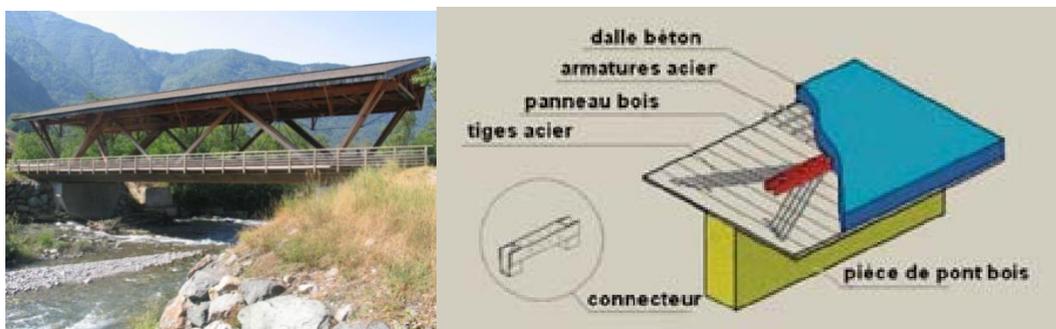


Figure 10 : Pont "des Fayettees" dont la mixité du tablier est assurée par le système de connexion Bertsche

### IV.2. Structures en béton armé

Selon l'architecte et historien Jacques Gubler, l'histoire du béton passe par trois (03) grandes étapes : le béton des inventeurs et des entrepreneurs qui commence un peu avant 1850, celui des ingénieurs avec la diffusion du matériau vers 1890, et celui des architectes. Lorsque les techniques du béton sont bien connues, les pionniers de l'architecture comme Anatole et Baudot, Auguste Perret et Henri Sauvage se mettent à explorer son potentiel esthétique.

Le béton armé est une technique particulière, fruit d'une invention d'une double origine : premièrement, c'est une production industrielle consistant en l'assemblage de deux produits déjà transformés, l'acier et le ciment ; deuxièmement, une production intellectuelle, née de l'idée d'associer ces deux matériaux très dissemblables.

L'histoire du béton armé est la gestation d'une idée, celle d'associer le béton et le fer, qui n'apparaît pas d'un coup, ni sous une forme unique, mais qui émerge progressivement, comme un faisceau de recherches convergentes. Le béton est un mélange d'un liant hydraulique (ciment), de granulats et d'eau. L'eau provoque une réaction chimique de prise avec le ciment qui, en durcissant à l'air, lie tous les composants en un ensemble homogène et monolithique (Cimbéton, 2009).

Depuis plusieurs millénaires, mortiers et chaux étaient utilisés dans les constructions. Les chinois, les égyptiens et les Mayas construisaient avec des mortiers à base d'une chaux obtenue par cuisson des roches calcaires, suivie d'une extinction à l'eau. C'est parallèlement aux travaux

de John Smeaton, que Louis Vicat (1786-1861) découvre les propriétés des mortiers ciment. Il travaille sur la mise au point de ce nouveau mortier et parvient à isoler une cendre artificielle composée de calcaire et de silice qui devient ciment. Le premier composant du béton est opérationnel à la fin de la première moitié du XIX<sup>e</sup> siècle. Parallèlement, la production de l'acier s'organise. Jusqu'à l'invention du four Bessemer en 1856 qui augmente la production.

Ainsi, les conditions matérielles sont réunies pour l'invention du béton, puis du béton armé.

Les premiers développements du béton se font dans les années 1830 avec plusieurs constructions par les architectes comme Martin Lebrun mais c'est avec François Coignet qui, en 1854, dépose un brevet pour du « béton économique » que le béton va connaître son premier essor. A la suite de son premier brevet, entre 1855 et 1859, il dépose une série de brevet (bétons hydrauliques, bétons plastiques, pierre factice, etc...). Le béton de Coignet sera utilisé avec succès pour la première fois à New York pour un ouvrage noble : le pont de Cleftridge, dans le parc de Brooklyn.

Parallèlement à la naissance du béton, germe l'idée de son armature : associer des tiges d'acier au mortier, puis au béton pour le renforcer. Dans les histoires, l'invention du béton armé peut paraître soudaine et miraculeuse. Elle découle de la « barque imputrescible » de Joseph Lambot en 1847 puis de la caisse horticole de Monier en 1867.

On ne peut attribuer l'invention du béton armé à un inventeur unique parce qu'elle se place à la convergence d'un faisceau de réflexions (Cimbéton, 2009). Après 1880, le nombre de brevets augmente et les systèmes se multiplient. Rien qu'en France, 262 brevets sont déposés jusqu'en 1906.

Pendant plusieurs décennies, alors même que les composants matériels du béton sont déjà au point, les architectes et les ingénieurs ont du mal à faire un saut conceptuel nécessaire à la compréhension de l'association des deux (02) matériaux tellement dissemblables. Cela explique pourquoi les architectes et ingénieurs soient restés, pendant près d'un demi-siècle, absents de la première histoire du béton qui repose tout d'abord sur des stratégies d'inventeurs et entrepreneurs. Cette genèse n'est pas sans intérêts car à travers les inventions, les brevets et les techniques des inventeurs, leurs intuitions ou leurs erreurs, on pénètre dans l'intimité du matériau, ce qui permet de mieux le comprendre et d'en saisir les potentialités.

Après l'invention et plusieurs applications du béton, les ingénieurs voient que cela marche, mais ne comprennent pas comment cela fonctionne. Pendant longtemps, les ingénieurs ne

veulent pas admettre le caractère sérieux des constructions hybrides (Cimbéton, 2009). L'ingénieur belge Arthur Vierendeel (1853-1940), inventeur de la poutre qui porte son nom, affirmait que c'est « une invention paradoxale qui dérouta la science » et que « jamais un ingénieur n'en aurait eu l'idée ».

Au tour des ingénieurs, l'adhérence entre les deux (02) matériaux (acier et béton) était très discutée parce que les ingénieurs comme Cottancin ou Matrai n'y croyaient pas. Paul Cottancin invente donc l'armature complexe qui est censée compenser le manque d'adhérence. Dans ce sens plusieurs autres études et expériences qui ont été faites tendent à prouver l'adhérence des deux (02) matériaux jusqu'à nos jours où nous utilisons les armatures à hautes adhérences pour le béton armé.

Concernant le coefficient de dilatation, c'est à travers, une série d'expérimentations scientifiques aux Etats-Unis que cette réalité émerge. En 1877, Thaddeus Hyatt effectue des expériences sur une cinquantaine de poutres chargées différemment et aux armatures différemment réparties. Il les soumet à des températures élevées afin de tester leur qualité de résistance au feu et en tire une conclusion fondamentale de la similitude des coefficients de dilatation acier-béton. Paul Cottancin émet l'hypothèse de l'identité des coefficients de dilatation en 1889 et le laboratoire des ponts et chaussées met à l'épreuve des plaques de ciment armé pour valider leur capacité de résistance.

Dans la suite, les rôles que joue chaque matériau dans l'association acier et béton sont généralement bien compris ; l'acier pour les efforts de traction et le béton pour les efforts de compression. En 1892, Wayss dépose un brevet où il explicite sans ambiguïté, le rôle mécanique des composants du béton armé.

Les ingénieurs ne disposaient pas d'outils de calcul en béton armé. Les hypothèses restaient vagues pour les premiers expérimentateurs. Très peu de brevets s'appuyaient sur des calculs, parmi le grand nombre déposé sur le béton armé jusqu'en 1906. Progressivement, les expériences ont servi à construire des tableaux et abaques empiriques qui permettent aux premiers bureaux d'études de béton armé de travailler. C'est aux alentours de 1890 que les ingénieurs cherchent à définir des outils de calcul du béton armé. Symboliquement, Charles Rabut inaugure le premier cours de béton armé à l'école des ponts et chaussées à Paris en 1897 (Cimbéton, 2009). Puis deux (02) livres importants paraissent en 1902 : « le béton armé et ses applications » de Paul Christophe et « la construction en ciment armé » de Berger et Guillerme.

Dans la suite, des normes de calculs et d'application ont été écrites concernant le béton armé jusqu'à nos jours où nous calculons, dans certains pays d'Europe et d'Afrique, le béton armé selon le « BAEL 91 modifié 99 » et « l'EUROCODE 2 ».

Le béton continue d'évoluer en permanence et le béton armé fait l'objet d'innombrables perfectionnements tant dans sa composition que dans sa mise en œuvre. De nos jours, nous comptons plusieurs types de béton comme : les bétons à hautes performances (BHP), les bétons autoplaçants (BAP), les bétons ordinaires, etc... Des adjuvants sont introduits dans la composition du béton pour agir sur son temps de prise, sur ses caractéristiques mécaniques, sur son étanchéité ou sa mise en œuvre.

Pour faciliter la mise en œuvre du béton, les outils comme, la bétonnière et la centrale à béton, sont utilisés. La bétonnière, comme mélangeur malaxeur d'Edmond Coignet en 1898, régularise les brassés et homogénéise la pâte du béton. Les centrales à béton produisent de manière industrielle un béton prêt à l'emploi, transporté ensuite sur le chantier par des camions malaxeurs pour garantir délai et qualité.

Progressivement, d'autres techniques comme la préfabrication se développe. La préfabrication, qui évite les coffrages sur le chantier et assure la qualité des objets, apparaît très tôt. En 1891, Edmond Coignet semble être le premier à développer la préfabrication pour des poutrelles (Cimbéton, 2009) lors de la construction du casino de Biarritz. L'échelle véritablement industrielle est atteinte entre 1925 et 1930 lorsque Ernst May utilise la préfabrication pour réaliser d'importants quartiers de logements sociaux à Francfort et que Walter Gropius, avec le Bauhaus qu'il dirige, construit un lotissement préfabriqué à Dessau, à partir de 1925 (Cimbéton, 2009).

Les *Figure 11* et *Figure 12* présentent des passerelles réalisées en béton armé dans la ville de Ouagadougou.



*Figure 11 : Passerelle en béton armé sur le campus 2iE Ouagadougou (photo Adal Ouattara)*



Figure 12 : Passerelle en béton armé échangeur du nord à Ouagadougou (photo Adal Ouattara)

### IV.3. Structures mixtes acier-béton

L'histoire des ponts métalliques est liée à l'évolution continue des matériaux employés. La fonte fut le premier matériau moderne employé pour la construction des ponts dès la fin du XVIII<sup>e</sup> siècle en Angleterre. Sa résistance à la traction étant faible, elle ne permit de construire que les ponts en arc travaillant en compression. Le premier pont en fonte fut le Coalbrookdale, construit en 1779 par Abraham Darby III (J.A. Calgaro, 1994).

La fonte était un matériau fragile, donc à partir des années 1840, la possibilité de produire industriellement le fer laminé incita les constructeurs à concevoir les ponts en tôle. Plus cher que la fonte dont il est issu, le fer présentait l'avantage d'une bonne résistance à la traction et d'une ductilité (J.A. Calgaro, 1994). Les premières applications furent les ponts suspendus par des chaînes de fer. Il y'a l'exemple du pont de Széchenyi à Budapest achevé en 1848 et plusieurs autres ponts avec des formes (arcs, poutres triangulées, ...) qui ont été construits.

C'est après l'invention du convertisseur Bessemer, en 1856, puis des procédés Siemens-Martin, en 1867, que la production industrielle de l'acier s'est rapidement développée. L'acier, possédant des caractéristiques mécaniques bien supérieures à celles du fer, a permis un allègement des structures. Il a progressivement remplacé le fer dans tous les types d'ouvrages : ponts à câbles, ponts à poutres et ponts en arc. Le premier grand pont en acier fut le Saint Louis Bridge (1874) sur le Mississippi. Il a été conçu par James B. Eads (J.A. Calgaro, 1994).

Sur le plan économique, la baisse relative du prix de l'acier et la hausse des coûts de main d'œuvre, pénalisant les travaux d'usinage et d'assemblage, ont conduit les ingénieurs à simplifier la conception des structures, voire à abandonner certains types d'ouvrages. Cette

tendance à la simplification des formes a largement orienté la conception des ponts métalliques vers les ossatures mixtes constituées par une dalle en béton armé et deux poutres en I.

Ces ossatures mixtes acier-béton sont constituées d'une dalle en béton armé liée mécaniquement par des connecteurs à des poutres métalliques (acier). Le but de cette liaison est de faire fonctionner chaque matériau dans son domaine de prédilection, notamment le béton en compression et les poutres en acier en traction. Ces éléments présentent une solidarisation entre eux, sous forme de liaisons mécaniques, de façon à créer un ensemble monolithique.

Les ouvrages composés uniquement de béton armé ou précontraint, malgré l'acier qu'ils possèdent, ne sont pas considérés comme des ouvrages mixtes.

La *Figure 13* présente une passerelle en structure mixte acier-béton dans la ville de Ouagadougou.



*Figure 13 : passerelle mixte acier-béton sur le campus de l'université de Ouagadougou. (Photo Adal Ouattara)*

## V. ETUDE HYDROLOGIQUE, TOPOGRAPHIQUE ET HYDRAULIQUE

### V.1. Etude hydrologique

L'étude hydrologique a pour but de déterminer les débits de projet. Pour mener à bien cette étude, il sera question de délimiter le bassin versant (ou les bassins versants) qui dessert (desservent) notre ouvrage afin d'avoir ses caractéristiques (leurs caractéristiques). Pour la délimitation du (des) bassin(s) versant(s), nous avons utilisé les logiciels de Système d'Information Géographique (SIG) que sont Google Earth et Global Mapper.

#### V.1.2. Détermination des caractéristiques de bassin versant

Le bassin versant en une section droite d'un cours d'eau, est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il est

entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons le délimiter. La délimitation se fait en suivant les lignes de crêtes définissant les bassins versants.

Les caractéristiques des bassins versants à déterminer sont : les surfaces, les périmètres, les longueurs du chemin hydraulique qui ont été déterminés à l'aide du logiciel Global Mapper. La pente moyenne, le coefficient de Gravelius, le coefficient de ruissèlement et le temps de concentration seront déterminés à partir des caractéristiques données par le logiciel Global Mapper.

- Surface (S)

C'est l'aire totale, incluant éventuellement ceux des sous bassins, drainé par l'écoulement et circonscrite par les lignes de partages des eaux. On classe les bassins versants en général relativement à leur surface :

- Très petit bassin versant :  $0 \leq S \leq 10 \text{ km}^2$
- Petit bassin versant :  $10 \leq S \leq 200 \text{ km}^2$
- Grand bassin versant:  $200 \leq S \leq 2000 \text{ km}^2$
- Très grand bassin versant :  $S > 2000 \text{ km}^2$

- Périmètre (P)

C'est le contour de la surface du bassin versant.

- Longueur du chemin hydraulique

La distance entre le point le plus éloigné du bassin et l'exutoire.

- Pente moyenne ( $I_{moy}$ )

Elle se définit sur le profil en long du cours d'eau principal. C'est aussi le rapport entre la différence des altitudes correspondantes et la longueur du cours d'eau. Elle se définit selon la formule suivante :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H}{L}$$

$I_{moy}$ : Pente moyenne [m/m]

$\Delta H$  : Différence d'altitude maximum sur le bassin versant [m]

L : Longueur du chemin hydraulique [m]

- Coefficient de Gravelius ( $K_G$ )

On classe la forme des bassins suivant le coefficient de compacité de Gravelius  $K_G$  qui se définit selon la formule :

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

P : est le périmètre en km

S : la surface en km<sup>2</sup>

- $K_G = 1 \rightarrow$  Bassin circulaire
- $K_G \gg 1 \rightarrow$  Bassin allongé

- Coefficient de ruissèlement (Cr)

Ce coefficient qui caractérise la couverture de chaque bassin, intégrant la nature du sol, le couvert végétal, et surtout du type d'urbanisation, est obtenu par la pondération des coefficients des différentes surfaces élémentaires (sol nu, espace vert, rue bitumée, rue en latérite, toiture, cours, etc.). Les coefficients de ruissèlement dépendent étroitement de l'imperméabilisation des zones considérées. Les coefficients de ruissèlement en fonction des zones sont résumés dans le **Tableau 2**.

Tableau 2 : Les coefficients de ruissèlement en fonction des zones. (Source : Internet)

Désignation du type d'urbanisation ou d'occupation du sol	Coefficient de ruissèlement moyen *
Centre ville d'agglomération importante, habitat très dense, "Vieille ville"	0.80 - 0.95
Zones d'habitat collectif, banlieue sans jardins ni espaces verts	0.60 - 0.80
Zones d'habitat semi-collectif, quartiers récents avec espaces verts	0.40 - 0.60
Zones résidentielles ou pavillonnaires	0.25 - 0.45
Centre d'agglomération rurale	0.15 - 0.35
Zone artisanale	0.30 - 0.80
Zone industrielle	0.50 - 0.80
Zone portuaire	0.70 - 0.90
Zone ferroviaire	0.20 - 0.35
Terrain de sports et de jeux	0.20 - 0.40
Cimetières	0.4
Chaussées, parkings, voies piétonnes	0.70 - 0.90
Espaces verts	0.10 - 0.25
Jardins et parcs	0.05 - 0.20
Bocage	0.04 - 0.08
Zones cultivées	0.06 - 0.10
Forêts, terrains incultes	0.01 - 0.10

Pour notre étude, convenons de choisir le coefficient de ruissellement  $C= 0,5$  car notre projet se réalise dans une zone d'habitat semi-collectif.

- Temps de concentration

Le temps de concentration est le temps mis par la goutte d'eau tombant sur le point hydrauliquement le plus éloigné pour arriver à l'exutoire. Plusieurs méthodes sont utilisées pour calculer ce temps, parmi lesquelles on a la formule de KIRPICH :

Les caractéristiques des différents bassins versants de notre projet sont résumées dans le **Tableau 3**.

*Tableau 3 : Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant*

Surface S	Périmètre P	Pente I moyenne	KG	Cr
0,0795	1,334	0,0067	1,33	0,5

- Méthode de calcul des débits de projets

Au Burkina Faso, les principales méthodes les plus utilisées pour l'estimation des débits d'un projet sont des méthodes déterministes à savoir : les méthodes ORSTOM, CIEH, Superficielle de Caquot et Rationnelle.

- ✓ Méthode ORSTOM

Cette méthode permet le calcul du débit de crue décennal, elle s'applique à des bassins dont la superficie se situe entre quelques dizaines de kilomètre carré ( $\text{km}^2$ ) à  $1500\text{km}^2$ .

- ✓ Méthode CIEH

C'est une méthode statistique proposée par Puech et Chabi-Gonni, dont la formulation retenue pour retrouver le débit de pointe  $Q_{10}$  est basé sur un schéma de régression multiple. Cette méthode est applicable aux bassins versants de superficie  $\leq 1000 \text{ km}^2$

- ✓ Méthode Rationnelle

Cette méthode est très utilisée pour les petits bassins versants de superficie  $S \leq 4 \text{ km}^2$ .

- ✓ Méthode Superficielle de Caquot

La méthode superficielle de Caquot est plus récente que celle rationnelle, elle est utilisée pour les bassins versants urbanisés. La méthode superficielle de Caquot permet de déterminer explicitement le débit de pointe de période de retour donnée en tout point d'un réseau.

Conditions d'application :

- La superficie inférieure à 200 ha ;
- La pente moyenne est comprise entre  $0,002 < I < 0,05$
- Le coefficient de ruissellement est compris entre 0,2 et 1.

✓ Formule de Manning-Strickler

- Méthode(s) retenue(s)

Pour le choix des méthodes, nous nous sommes basés sur les critères que définit chaque méthode. Après analyse de nos différentes superficies, convenons d'utiliser la **méthode Rationnelle et la formule de Manning-Strickler**.

### V.1.3. Détermination des débits de projets

- Méthode rationnelle

$$Q_{10} = 0,278CIA$$

C : le coefficient de ruissellement est pris égale à 0,5 ;

I : intensité de l'averse décennal en mm/h ;

A : la superficie du bassin versant en  $km^2$  ;

Q10 : le débit décennal a l'exutoire.

Avec l'intensité de l'averse décennale I qui peut être déterminé à partir de la formule suivante :

$$I = aT_c^{-b}$$

a et b étant les coefficients de Montana dépendant du lieu et de la fréquence pluviométrique sont résumés dans le **Tableau 4**.

Tableau 4 : Coefficients de Montana pour la ville de Ouagadougou. Source : Station synoptique de Ouagadougou

Pays	Villes	Pluie inférieure à une (01) heure					Pluie inférieure à deux (02) heures				
		a				b	a				b
		1 an	2 ans	5 ans	10 ans	1 an à 10 ans	1 an	2 ans	5 ans	10 ans	1 an à 10 ans
Burkina Faso	Ouagadougou	5,60	6,02	7,29	9,40	0,50	31,00	31,89	34,56	39,00	0,90

Plusieurs méthodes sont utilisées pour calculer le temps de concentration (Tc), parmi lesquelles on a la formule de KIRPICH :

$$T_c = \frac{1}{52} * \frac{L^{1.15}}{H^{0.38}}$$

Tc : Temps de concentration en mn ;

L : Longueur du plus long cheminement hydraulique en m ;

H : dénivelée en m entre l'exutoire et le point le plus éloigné du Bassin Versant

#### V.1.4. Résultats de Calcul des débits

Par application de la méthode rationnelle, les résultats de calcul du débit de projet sont consignés dans le **Tableau 5**.

Tableau 5 : Résultats de calcul du débit de projet par la méthode rationnelle

CALCUL DU DEBIT PAR LA METHODE RATIONNELLE			
PERIMETRE	SURFACE	METHODES	C
1,3340 km	0,0795 km2	Rationnelle	0,5
Détermination du temps de concentration Tc			
Zmax	Zmin	L	Tc
297,477 m	292,11 m	0,805 km	22,31 min
Détermination de l'intensité de pluie I			Q projet
A	b	I	
9,4	0,5	119,41 mm/h	1,32 m3/s

- La formule de Manning Strickler

$$Q = K_s * S * R_h^{2/3} * I^{1/2}$$

Pour évaluer le débit évacué par le cours d'eau existant, nous avons été sur le site pendant trois (03) grandes pluies de la période hivernale de 2019. Pour avoir la surface et le périmètre hydraulique, nous avons fait un levé topographique de la rigole avec des espacement de 25 cm.

Le **Tableau 6** résume les résultats de calcul du débit par la formule de Manning-Strickler.

Tableau 6 : Résultats de calcul du débit de projet par la formule de Manning-Strickler

Ks	S	P	Rh	Pente I	Q calculé
33	0,6	6,34	0,0946372	0,00631	0,33 m3/s

Après calcul, pour des raisons de sécurité, Convenons de retenir  $Q_{projet} = 1,32 \text{ m}^3/s$ .

## V.2. Etude topographique

Cette étude a pour but, de déterminer différentes côtes (altitudes) de points telles que :

- La côte de fond sous ouvrage ;
- Les côtes des emplacements des deux appuis (culées) ;
- La côte du point du bassin versant le plus éloigné de l'exutoire ;

Et de calculer pente d'écoulement du cours d'eau que doit franchir l'ouvrage.

Les méthodes de nivellement direct constituent l'arsenal le plus efficace pour déterminer les côtes (altitudes) de fond sous ouvrage, des emplacements des appuis et du point du bassin versant le plus éloigné de l'exutoire. Le nivellement direct, ou nivellement géométrique consiste à mesurer la différence d'altitudes à partir de visées horizontales. Cette opération s'effectue à l'aide d'un niveau permettant de matérialiser une ligne de visée horizontale et d'une règle graduée verticale appelée mire.

Supposons l'altitude du point A connue, en notant  $L_{AR}$  et  $L_{AV}$  les lectures sur les 2 mires, l'altitude du point B s'obtient comme suit :

$$Alt_B = Alt_A + L_{AR} - L_{AV}$$

$$\Delta_Z = L_{AR} - L_{AV}$$

$\Delta_Z$  la dénivelée de A vers B. Cette dénivelée est une valeur algébrique dont le signe indique si le point B est plus haut ou plus bas que A.

On désigne par lecture arrière la lecture  $L_{AR}$  et lecture avant la lecture  $L_{AV}$ . On dit :

$$\Delta_Z = \text{Lecture arrière} - \text{Lecture avant}$$

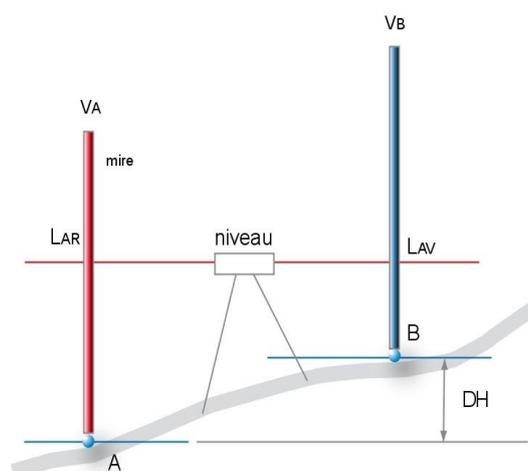


Figure 14 : Nivellement direct

### V.2.1. Matériels utilisés pour le nivellement

Pour mener à bien notre étude topographique, nous avons utilisé :

- Un niveau : constitué d'une lunette, d'un système de mise en horizontalité et d'un dispositif de lecture. Le système de visée rendu horizontal permet d'effectuer des lectures métriques sur des mires graduées. La lunette tourne autour d'un axe vertical appelé axe principal qui lui est perpendiculaire et décrit ainsi un plan horizontal. Un niveau comporte entre autres :

- Une embase à 3 vis calantes
- Une lunette de visée
- Un oculaire
- Une vis de fin pointé
- Une vis de mise au point de l'objectif
- Une nivelle sphérique
- Un système d'horizontalité de la ligne de visée
- Un dispositif de lecture sur la mire

- Une mire en bois : c'est une règle graduée, tenue verticalement, sur laquelle sont faites les mesures. Elle est à manipuler avec grand soin car elle est garante de la précision.

- Un trépied : c'est un dispositif sur lequel le niveau sera fixé. Nous avons utilisé un trépied rigide et léger. Nous avons vérifié fréquemment le serrage de la fixation trépied-niveau.

- Une chaîne ou ruban (un triple-décamètre) : il nous a permis de mesurer les distances entre les points pour le nivellement.

### V.2.2. Détermination de la côte de fond sous ouvrage

La méthode de nivellement utilisé pour le calcul de cette côte est le nivellement par cheminement fermé parce que :

- Il permet la détermination des côtes d'un cheminement même quand on ne connaît qu'un seul repère ;
- Il est possible de calculer un tel cheminement en affectant une côte relative à un point de départ fixe et durable ; un rattachement à un point connu en altitude permet de déterminer la constante qu'il faut ajouter à la côte de chaque point pour l'avoir en altitude.

- Il permet un contrôle de fermeture qui est indépendant de la précision de connaissance de la cote du point de référence.

NB : pour notre étude, nous avons considéré comme repère un point durable dans le temps dans notre zone d'étude d'altitude 293,33m. convenons d'appeler ce point P1 dans la suite de notre travail. Comme nous optons pour un cheminement fermé alors ce point P1 sera notre repère d'origine et notre repère d'extrémité.

### Mode opératoire :

- Nous avons mis le niveau en station en S1 à égale portée de P1 et de P2 :  $S1P1 \approx S1P2$
- Le porte-mire tient verticalement la mire sur le repère origine P1
- Nous avons pointé la mire (avec le niveau) en P1
- Nous avons fait la lecture arrière en P1 :  $L_{AR P1}$ . (Lecture des trois fils : fil niveleur  $L_n$ , fil stadimétrique supérieur  $L_s$  et fil stadimétrique inférieur  $L_i$  et vérifier que  $L_n = (L_s + L_i) / 2 \pm 3mm$ )
- Nous plaçons verticalement la mire au point 1
- Faire la lecture  $L_{AV P2}$  sur la mire au point P2 avec les dispositions habituelles (lire les 3 fils et vérifier le fil niveleur)
- La dénivelée  $\Delta Z1$  de P1 vers P2 vaut en grandeur et en signe :  $\Delta Z1 = L_{AR P1} - L_{AV P2}$
- Nous nous sommes déplacés ensuite pour choisir une station S2 tel que  $S2P2 \approx S2P3$
- Nous avons fait la lecture  $L_{AR P2}$  sur la mire tenue verticale en P2 avec les dispositions habituelles
- Nous avons placé verticalement la mire au point P3
- Nous avons fait la lecture  $L_{AV P3}$  sur la mire en P3 avec les dispositions habituelles
- Nous avons poursuivi l'opération en changeant chaque fois de station après avoir fait la lecture avant  $L_{AV}$  sur le point suivant jusqu'à la dernière station S22 pour faire la dernière lecture avant  $L_{AV P1}$  sur le point extrémité P1.

L'ensemble de ces données sont consignées dans un tableau des résultats en **ANNEXE 2**. Nous ne donnons que la lecture du fil niveleur à chaque lecture sur mire.

### Calcul de l'écart de fermeture :

Les dénivelées partielles valent en grandeur et en signe :

$$\Delta Z_1 = L_{AR P1} - L_{AV P2} \rightarrow Z_{P2} = Z_{P1} + \Delta Z_1$$

$$\Delta Z_2 = L_{AR P2} - L_{AV P3} \rightarrow Z_{P3} = Z_{P1} + \Delta Z_1 + \Delta Z_2$$

⋮                    ⋮                    ⋮

$$\Delta Z_{22} = L_{AR P21} - L_{AV P1} \rightarrow Z_{P1} = Z_{P1} + \sum_{i=1}^{22} \Delta Z_{i \text{ observée}}$$

$$\sum_{i=1}^{22} \Delta Z_{i \text{ observée}} = \sum_{i=\text{origine P1}}^{P22} L_{AR i} - \sum_{i=P2}^{\text{extrémité P1}} L_{AV i}$$

Le cheminement de nivellement étant terminé, on peut calculer :

$$\Delta_p = \sum_{i=1}^{22} \Delta Z_{i \text{ observée}} ; \text{ dite dénivelée observée ou provisoire}$$

et  $\Delta_r = Z_{\text{origine (P1)}} - Z_{\text{extrémité (P1)}} = 0 ; \text{ dite dénivelée réelle ou connue}$

$\Delta_p$  et  $\Delta_r$  n'étant pas rigoureusement identiques, nous pouvons calculer l'écart de fermeture  $f$  :

$$f = \Delta_p - \Delta_r = 6mm$$

Calcul de la tolérance :

C'est l'erreur maximale tolérée. C'est une valeur limite qui ne doit pas être dépassé par le cumule des erreurs commises et constituées des erreurs liées à l'opérateur (lecture, verticalité mire etc.), à l'instrument (collimation verticale) et autres erreurs systématiques (rondondité ou sphéricité, réfraction)

Le travail est correct si la valeur absolue de cet écart de fermeture est inférieure ou égale à la tolérance du cheminement. On dit dans ce cas que le cheminement ferme. Si la valeur absolue de l'écart est supérieure à la tolérance le travail doit être repris. C'est pourquoi ce contrôle doit être réalisé sur le terrain afin de s'assurer de la qualité du cheminement pour décider de sa reprise ou non avant de quitter le chantier.

La tolérance est fonction du nombre de dénivelée (nombre de station) ou de la longueur du cheminement selon que le terrain est accidenté ou non.

Selon le nombre de dénivelée (station) au kilomètre  $n = N/L$ , le terrain est dit accidenté ou non et la tolérance est donnée par l'une des formules ci-dessous.

$$\text{Terrain non accidenté} \Rightarrow n \leq 16 \Rightarrow T(mm) = 4\sqrt{36L + L^2}$$

$$\text{Terrain accidenté} \Rightarrow n > 16 \Rightarrow T(mm) = \sqrt{36N + \frac{N^2}{16}}$$

L est la longueur totale du cheminement en Km et N le nombre de dénivelée ou station.

$$T = 28,675mm$$

Si  $f \leq T$  le cheminement doit être compensé en redistribuant l'écart sur l'ensemble des dénivelées afin d'annuler l'écart entre  $\Delta p$  et  $\Delta r$ .

Si  $f > T$  le cheminement doit être repris et ne peut être calculé.

Dans notre cas  $f = 6mm \leq T = 28,675 mm$ , donc nous passons au calcul de la compensation du cheminement.

#### Calcul de la compensation du cheminement :

La compensation consiste à redistribuer l'écart de fermeture sur les différentes dénivelées de sorte que la somme des dénivelées compensées soit égale à  $\Delta r$ . Pour cela, on pose la compensation  $c = -f = -6mm$ .

La compensation individuelle  $c_i$  de chaque, est fonction de longueur ou de la dénivelée selon que la tolérance est calculée en fonction de L ou de N.

- Si la tolérance est fonction de L la compensation  $c_i$  est proportionnelle à la longueur  $L_i$  de chaque tronçon du cheminement :

$$f \leq T \Rightarrow c_i = \frac{C \cdot L_i}{L}$$

Si la tolérance est fonction de N la compensation  $c_i$  est proportionnelle à la valeur absolue de la dénivelée  $\Delta_i$  de chaque tronçon du cheminement :

$$f \leq T \Rightarrow c_i = \frac{c \cdot |\Delta_i|}{\sum |\Delta_i|}$$

La compensation est faite au millimètre. On affecte, dans un premier temps, à chaque dénivelée la partie entière de  $c_i$  puis on redistribue le reliquat selon l'importance de la partie décimale de  $c_i$  et on vérifie que  $\sum c_i = c$ .

Après avoir compensé le cheminement, nous calculons pour chaque dénivelée élémentaire la dénivelée compensée  $\Delta c$  telle que  $\Delta c_i = \Delta_i + c_i$ .

Pour le calcul de  $\Delta c$ , nous avons tenu comptes des signes de  $\Delta_i$  et de  $c_i$ .

Nous vérifions que :  $\sum \Delta c_i = \Delta r$ .

### Résultats du cheminement fermé :

Les résultats de la détermination de la côte de fond sous l'ouvrage sont consignés dans le tableau des résultats en **ANNEXE 2**. Le fond sous ouvrage correspond au point P16 et sa côte est de 292,11m.

Un profil en long du cours d'eau (sur le site K1 de 2iE à Kamboinse) a été dessiné et nous le trouverons en **ANNEXE 2**. Sur ce profil, nous pouvons voir les pentes calculées à partir des altitudes et des distances.

### V.2.3. Détermination des côtes des emplacements des deux (02) appuis

Les côtes des emplacements des deux (02) appuis (culées) ont été calculées à partir du point P15 d'altitudes maintenant connu ( $Z_{P15} = 292,156\text{m}$ ). L'emplacement de l'appui 1 (culée 1) correspond au point C<sub>1</sub> dont la côte est de 292,23m et celui de l'appui 2 (culée 2), correspond au point C<sub>2</sub> de côte 292,268m.

Les résultats de la détermination des côtes des emplacements des appuis sont consignés dans le tableau des résultats en **ANNEXE 2**.

### V.2.4. Détermination de la côte du point du bassin versant le plus éloigné de l'exutoire

La méthode de nivellement utilisé pour le calcul de cette côte est le nivellement par cheminement aller-retour. Comme son nom l'indique, c'est un cheminement qui part du point P1 (notre repère) jusqu'au point extrémité B9 (le point du bassin versant le plus éloigné de l'exutoire) pour la partie Aller, puis retourne pour venir se refermer sur le point origine P1. Il se calcule de la même manière qu'un seul cheminement fermé car c'est un cheminement qui part d'un point connu pour se refermer sur le même.

Après calcul du cheminement, la côte du point du bassin versant le plus éloigné de l'exutoire est de 297,477m.

Les résultats de la détermination de cette côte sont consignés dans le tableau des résultats en **ANNEXE 2**.

### V.3. Etude hydraulique

L'études hydraulique a pour but, dans un premier temps, de dimensionner l'ouverture (le débouché linéaire) de notre ouvrage, donc de déterminer la longueur de notre ouvrage, capables d'évacuer le débit de projet sans se dégrader ; dans un deuxième temps, de calculer le tirant d'eau (PHE) ; et enfin, de calculer la revanche.

#### V.3.1. Calcul de l'ouverture (le débouché linéaire)

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

$$L = 0,3048 * \sqrt{35,315 * b * \sqrt{Q_{projet}}}$$

Avec :

L : largeur en m

$Q_{Projet}$  : débit en  $m^3/s = 1,32$

b : facteur dépendant de la nature du terrain, La valeur du coefficient b est fixée à 1,8 correspondant à des sites sur des matériaux argileux.

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

Le débouché linéaire obtenu par application de la formule de LACEY est de 3,75 m.

#### V.3.2. Détermination du tirant d'eau (PHE) sous l'ouvrage

Pour le calcul du tirant d'eau sous l'ouvrage, convenons d'utiliser la formule de Manning-Strickler à partir du débit de projet. Nous avons assimilé l'écoulement sous l'ouvrage comme le montre la **Figure 15**.

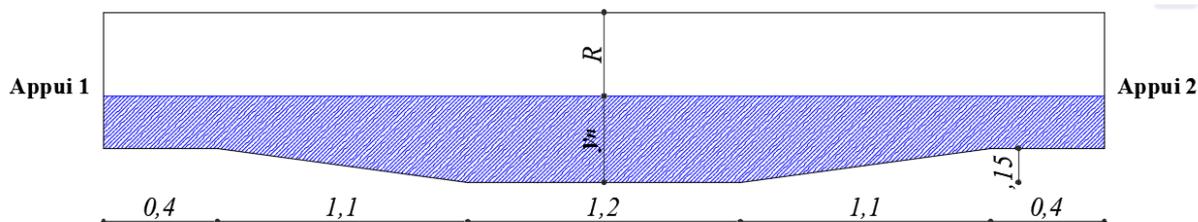


Figure 15 : Illustration de l'écoulement sous l'ouvrage (Dessin AutoCaD)

$$Q = K_s \times S \times R_h^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

Avec

Q : est le débit en m<sup>3</sup>/s ;

K<sub>s</sub> : le coefficient de rugosité ; K<sub>s</sub>= 33 car la rigole est en terre ;

S : la section mouillée en m<sup>2</sup> ;

$$S = (y_n - 0,15) * 4,2 + 1,1 * 0,15 + 1,2 * 0,15 = 4,2y_n - 0,285$$

$$S = 4,2y_n - 0,285$$

P : le périmètre mouillé en m ;

$$P = 2(y_n - 0,15) + 2 * 0,5 + 2 * 1,1102 + 1,2 = 2y_n + 4,1204$$

$$P = 2y_n + 4,1204$$

R<sub>h</sub> : le rayon hydraulique en m ;

$$R_h = \frac{S}{P}$$

I : la pente du canal en %, la pente d'écoulement a été calculée à partir de l'étude topographique.

Nous avons utilisé la plus petite pente pour être dans le cas défavorable

$$I = 0,631\%$$

### V.3.3. Résultats de calcul du tirant d'eau y<sub>n</sub>

Par application de la formule de Manning-Strickler, Nous avons utilisé le logiciel Excel pour le calcul. Nous avons programmé les calculs de sorte à faire varier le tirant y<sub>n</sub> jusqu'à obtenir le débit de projet. Les résultats de calcul tirant d'eau y<sub>n</sub> sont consignés dans le **Tableau 7**.

Tableau 7 : Résultats de calcul du tirant d'eau  $y_n$

Yn	Ks	S	P	Rh	Pente I	Qprojet calculé
0,365 m	33	1,248 m <sup>2</sup>	4,8504 m	0,25729837	0,00631	1,32 m <sup>3</sup> /s

Convenons de retenir  $y_n = 0,38\text{m} = 38\text{cm}$

#### V.3.4. Calcul de la revanche

La formule de LACEY ("Guide to Bridge Hydraulics"), définie comme suit, permet d'estimer la revanche en fonction du débit de projet :

$$R = 0,2 + 0,15 * Q^{\frac{1}{3}} = 0,3645\text{m}$$

Convenons de retenir  $R = 0,37\text{m} = 37\text{cm}$

## VI. DIMENSIONNEMENT DU TABLIER MIXTE BOIS-BÉTON

### VI.1. Dimensionnement structural de l'hourdi

NB : Nous trouverons le calcul détaillé de l'hourdi en **ANNEXE 3**.

#### VI.1.1. Hypothèses de calcul

Le hourdis est une dalle pleine en béton armé, ayant les dimensions  $l_x = 1,5\text{ m}$ ,  $l_y = 4,5\text{ m}$  et  $h = 0,10\text{ m}$  (à justifier). L'hypothèse d'une dalle portant dans une direction est utilisée, puisqu'un panneau de dalle porte sur deux (02) cotés. Les calculs sont menés selon le BAEL 91 modifié 99 (béton armé aux états limites). La fissuration est jugée préjudiciable (zone extérieure ; contact avec l'eau). La limite supérieure de calcul est dans le pivot A et  $\mu_{AB} = 0,186$ . L'enrobage  $C = 3\text{ cm}$  (zone extérieure ; contact avec l'eau)

#### VI.1.2. Prédimensionnement de l'hourdi (Epaisseur de l'hourdi)

On connaît :  $f_{c28} = 30\text{ MPa}$ ,  $f_e = 400\text{ MPa}$  et  $M_u$

On cherche : les dimensions  $b$  et  $h$  de la section

La largeur  $b$  du hourdis est prise égale à  $1\text{ m}$ . il reste à déterminer la hauteur  $h$ .

Lorsqu'on dimensionne une section, on cherche à optimiser l'utilisation des matériaux afin d'obtenir la section la plus économique possible. L'on tire le meilleur parti des matériaux quand le diagramme de déformation de la section passe par les points A et B. Le moment résistant correspondant est  $M_{AB}$ . Dans ce cas, l'acier et le béton sont utilisés de façon optimale.

Après avoir fait l'équilibre des équations, on a :

$$M_{AB} = 0,186 * b * d^2 * f_{bu}$$

Pour déterminer la hauteur utile d de façon à optimiser la section, on prend  $M_{AB} = M_u$

De l'égalité  $M_{AB} = 0,186 * b * d^2 * f_{bu}$  :

$$\text{On tire, } d^2 = \frac{M_u}{0,186 * b * f_{bu}} = \frac{262000}{0,186 * 1000 * 17} = 82,86 \rightarrow d = \sqrt{82,86} = 9,1 \text{ mm}$$

Avec la prise en compte des enrobages des faces inférieure et supérieure de 3cm de part et d'autre, l'hypothèse de l'épaisseur du hourdis égale à 10cm est économique.

$$\text{En plus ; } h_0 \geq \frac{L_x}{25} = \frac{1,5}{25} = 0,06 \text{ m pour les panneaux continus.}$$

- On adopte  $h = 10\text{cm}$
- La hauteur utile d est donnée par  $d \simeq 0,9 * h = 0,9 * 10 = 9\text{cm}$
- On prendra  $d = 6,5\text{cm}$

### VI.1.3. Détermination des actions et combinaison des actions

On considère une portion de hourdis ayant une largeur de 1m, une longueur de 1m et une épaisseur de 0,10m. Le hourdis est sollicité par les chargements consignés dans le **Tableau 8**. Les charges permanente et d'exploitation totales sont respectivement de 2,5 kN/m<sup>2</sup> et de 5 kN/m<sup>2</sup>.

Tableau 8 : Détermination des charges pour le calcul de l'hourdi

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
Dalle béton armé	0,1	25	2,5
Total G			2,5
Surcharge Q			5

Les charges appliquées sur l'hourdis sont :

$$\text{A l'ELU} \quad : P_u = 1,35 G + 1,6 Q = 11,375 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS} \quad : P_{ser} = G + 1,2Q = 8,5 \text{ kN/m}^2$$

### VI.1.4. Calcul des sollicitations

Le logiciel Pybar est utilisé pour la détermination des sollicitations. Les sollicitations maximales sont récapitulées dans le **Tableau 9**.

Tableau 9 : Sollicitations maximales pour le calcul de l'hourdi

Sollicitations maximales		
Descriptions	Valeurs	Unités
Mtx,u	0,25	kN.m
Max,u	0,262	kN.m
Vu	3,28	kN
Mtx,ser	0,186	kN.m
Max,ser	0,196	kN.m

#### VI.1.5. Dimensionnement béton armé de la section

##### VI.1.5.1. Choix de l'état limite dimensionnant

Le choix entre ELU et ELS pour dimensionner la section d'acier dépend du type de fissuration.

La fissuration est définie en fonction des caractéristiques d'exposition :

Lorsque l'élément à étudier :

- ✓ est amené à être en contact avec l'eau, la fissuration est préjudiciable (FP)
- ✓ se trouve dans un milieu agressif, la fissuration est très préjudiciable (FTP)
- ✓ se situe à l'intérieur d'un bâtiment, la fissuration est peu préjudiciable (FPP)

Le choix de l'état limite dimensionnant s'inspire du tableau ci-dessous :

Tableau 10 : Etat limite dimensionnant

Type de fissuration	FPP	FP	FTP
Dimensionnement	ELU	ELU (ou ELS)	ELS
Vérification	ELS	ELS (ou ELU)	Inutile

L'élément à étudier sera en contact avec l'eau ; la fissuration est jugée préjudiciable. Nous ferons le dimensionnement à l'ELU et à l'ELS et la vérification des contraintes à l'ELS.

##### VI.1.5.2. Détermination du ferrailage et vérification des contraintes et de la flèche

Les calculs dont les détails sont présentés en **ANNEXE 3** nous donne le ferrailage suivant :

- Dans le sens de la portée Lx, on a 4HA8 par mètre qui correspond à une section réelle de 2,01cm<sup>2</sup>.
- Dans le sens de la portée Ly, on a 3HA8 par mètre linéaire qui correspond à une section réelle de 1,51cm<sup>2</sup>.

Les calculs dont les détails sont présentés en **ANNEXE 3** nous montre que les contraintes à l'ELS sont vérifiées :

- $\sigma_{bc} = 0,37 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$
- $\sigma_{st} = 15,6 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPa}$

## VI.2. Dimensionnement de la poutre mixte bois-béton

Dans cette partie, nous calculerons le tablier mixte bois-béton. La poutre mixte bois-béton est calculée conformément à l'annexe B de l'Eurocode 5 (Méthode GAMMA). Nous déterminerons, à partir de cette application, la rigidité en flexion de la poutre mixte, les contraintes dans les deux (02) matériaux et l'effort maximal dans l'organe de connexion. La poutre mixte bois-béton sera calculée à long terme, en considérant le coefficient de fluage du béton  $\varphi(\infty; t_0)$ , le coefficient de fluage du bois  $k_{def}$  et le coefficient quasi-permanent de la charge d'exploitation  $\Psi_2$ .

### VI.2.1. Détermination du module de glissement K1

Le module de glissement a été déterminé à partir de l'essai push-out. Pour plus de détails sur l'essai, voir le **mémoire de Marcelle Audrey KOUAM TEGUIA « Etude du comportement mécanique des connexions mixtes bois-béton »** réalisé au Laboratoire Eco-Matériaux et Habitat durable LEMHaD-2iE, ex Laboratoire Eco-Matériaux de Construction LEMC-2iE, promotion 2016/2017. (Marcelle A. K. T., 2017).

Les résultats des modules de glissement sont consignés dans le **Tableau 11**. Pour plus de détail sur les résultats, voir en **ANNEXE 4**.

Tableau 11 : Résultats module de glissement

Connexions	Valeurs	Fmax (kN)	Ks (kN/mm)	Ku (kN/mm)
TSS (6 essais)	Max - Min	31,9 – 26,4	22,7 – 8,9	4,4 – 2,3
	Moyenne	<b>28,6</b>	<b>4,827</b>	<b>3,1</b>
	Ecart-type (CoV)	2,2 (8%)	5,5 (35%)	0,8 (25%)
TXS (6 essais)	Max - Min	50,5 – 40,1	40 - 24	30,6 – 13,9
	Moyenne	<b>45,9</b>	<b>31,9</b>	<b>21,4</b>
	Ecart-type (CoV)	3,7 (8%)	7,7 (24%)	6,1 (28%)

Pour le type de connexion TSS, on a :  $K_1 = K_s = 4827 \text{ N/mm}$  et  $K_u = 3100 \text{ N/mm}$

Pour le type de connexion TXS, on a :  $K_1 = K_s = 31900 \text{ N/mm}$  et  $K_u = 21400 \text{ N/mm}$

### VI.2.2. Dimensionnement de la poutre mixte

La poutre mixte bois-béton est constituée d'une dalle en béton de hauteur 100 mm et de largeur 480 mm ; d'une poutre en bois de hauteur 160 mm et de largeur 60 mm ; et d'un

organe de connexion de type acier HA de diamètre 12 mm. La **Figure 16** illustre la section transversale de la poutre mixte bois-béton.

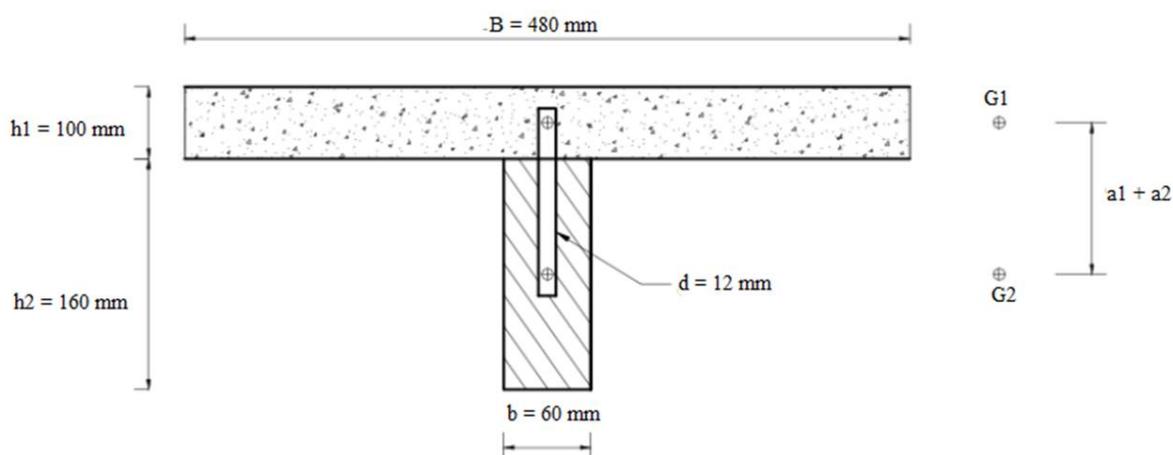


Figure 16 : Section de la poutre mixte bois-béton (dessin AutoCaD)

#### VI.2.2.1. Hypothèses de calcul

Les calculs sont menés selon l'annexe B de l'Eurocode 5. Le tablier mixte bois-béton repose sur des appuis simples avec une portée  $L=4,5\text{m}$  avec des poutres espacées de  $0,48\text{m}$ . Le hourdis en béton de classe C30/37 et la largeur efficace de la membrure  $b_1$  est calculée selon l'Eurocode 4. La poutre est en bois massif nommé KOSIPO. Les organes de connexion sont de type acier HA pour béton armé feE400 de diamètre 12 mm. La structure est affectée à la classe de service 3

#### VI.2.2.2. Détermination et combinaison des actions

La poutre mixte bois-béton est sollicitée par les chargements consignés dans le **Tableau 12**. Les charges permanente et d'exploitation totales sont respectivement de  $1,3\text{ kN/m}$  et de  $2,4\text{ kN/m}$ .

Tableau 12 : Détermination des charges pour la poutre mixte bois-béton

Description	Section	Poids volumique	Largeur d'influence	Poids linéaire
Poids propre dalle BA	$E_p = 0,1\text{ m}$	$25\text{ kN/m}^3$	0,48	$1,2\text{ kN/m}$
Poids propre poutre en bois	$0,16 \times 0,06\text{ m}^2$	$6,9\text{ kN/m}^3$		$0,06624\text{ kN/m}$
Poids barrière type S8				$0,03\text{ kN/m}$
Total G				$1,3\text{ kN/m}$
Surcharge Q		$Q = 5\text{ kN/m}^2 \times 0,48\text{m}$		$2,4\text{ kN/m}$

Les charges appliquées sur la poutre mixte sont :

$$\text{A l'ELU} \quad : P_u = 1,35 G + 1,6 Q = 5,6 \text{ kN/m}$$

$$\text{A l'ELS} \quad : P_{ser} = G + 1,2Q = 4,18 \text{ kN/m}$$

### VI.2.2.3. Calcul des sollicitations

Le logiciel Pybar est utilisé pour la détermination des sollicitations. Les sollicitations maximales sont consignées dans le **Tableau 13**.

Tableau 13 : Sollicitations maximales pour la poutre mixte bois-béton

Sollicitations maximales		
Descriptions	Valeurs	Unités
Mu	14,2	kN.m
Ms	10,6	kN.m
Vu	12,6	kN

### VI.2.2.4. Détermination des coefficients

Le coefficient de fluage du béton  $\varphi(\infty; t_0) = 1,9$ .

Le coefficient de fluage du bois  $k_{def} = 1,9$ .

Le coefficient de modification de résistances du bois  $k_{mod} = 0,65$

### VI.2.2.5. Propriétés des matériaux

Les valeurs caractéristiques de résistance et les modules d'élasticité du béton sont pris à partir de l'Eurocode 2. Pour le module d'élasticité et le module de glissement d'assemblage, la valeur moyenne est utilisée pour le calcul aux Etats Limites Ultimes.

- Béton :  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$  ;  $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$  ;  $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$

$$f_{cd} = \frac{0,83 * 0,85 * f_{ck}}{1,5} = 14,11 \text{ MPa} ; f_{ctm,d} = \frac{0,85 * f_{ctm}}{1,5} = 1,64 \text{ MPa}$$

- Bois :  $f_{m,k} = 122 \text{ MPa}$  ;  $f_{t,0,k} = 78 \text{ MPa}$  ;  $f_{v,k} = 53 \text{ MPa}$  ;  $E_{c,0} = 11190 \text{ MPa}$

$$f_{m,d} = \frac{k_{mod} * f_{m,k}}{\gamma_M} = 61 \text{ MPa} ; f_{t,0,d} = \frac{k_{mod} * f_{t,0,k}}{\gamma_M} = 39 \text{ MPa} ; f_{v,d} = \frac{k_{mod} * f_{v,k}}{\gamma_M} = 26,5 \text{ MPa}$$

Classe de service 3 :  $\gamma_M = 1,3$  ;  $k_{mod} = 0,65$ ;  $k_{def} = 2,00$

### VI.2.2.6. Résultats des calculs

Les calculs (vérifications) ont été faits avec les deux (02) systèmes de connexion (TSS et TXS).

Dans un premier temps, un calcul avec le système TSS est fait, pour un espacement entre les connecteurs  $s_1=100\text{mm}$ , les contraintes sont vérifiées mais la flèche à l'état final quant à elle, n'est pas vérifiée. Pour que le système TSS soit passable, il faut que nous adoptions un espacement entre les connecteurs  $s_1 \leq 74\text{mm}$ .

Un deuxième calcul est fait avec le système de connexion TXS. Pour un espacement entre les connecteurs  $s_1=200\text{mm}$ , les contraintes et les flèches sont vérifiées à l'état initial et à l'état final. Les contraintes et flèches sont vérifiées aux états initial et final jusqu'à un espacement entre les connecteurs  $s_1 \leq 492\text{mm}$ .

En conclusion, pour optimiser, nous adopterons pour notre structure le système de connexion TXS avec un espacement entre les connecteurs  $s_1=250\text{mm}$ . Avec ce système de connexion, nous avons les résultats résumés dans le **Tableau 14** pour le calcul à l'état initial et le **Tableau 15** pour le calcul à l'état final.

#### VI.2.2.6.1. Résultats des calculs à l'état initial (court terme)

Les résultats du calcul à l'état initial sont consignés dans le **Tableau 14**.

Tableau 14 : Résultats des calculs de la poutre mixte bois-béton à l'état initial

Y1		0,17
Y2		1,00
a1		36,90 mm
a2		93,10 mm
(EI)ef		2,84E+12 MPa
Béton	$\sigma_{c,1,d}$	1,04 MPa
	$\sigma_{m,1,d}$	8,18 MPa
	$\sigma_{c,d}$	9,22 MPa
Bois	$\sigma_{t,2,d}$	5,19 MPa
	$\sigma_{m,2,d}$	4,46 MPa
Organes d'assemblage	$\zeta_{2\max}$	0,63 MPa
	F1,d	8857,44 N
Flèche	w	7,85 mm

$$\sigma_{c,d} = \sigma_{c,1,d} + \sigma_{m,1,d} = 9,22 \text{ MPa} \leq f_{c,d} = 14,11 \text{ MPa} \quad Ok$$

$\sigma_{c,d} \leq f_{c,d}$  Donc les contraintes normales dans le béton sont vérifiées à l'état initial.

$$\frac{\sigma_{t,2,d}}{f_{t,o,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,d}} = 0,21 \leq 1 \quad Ok$$

0,21 ≤ 1 Donc les contraintes normales dans le bois sont vérifiées à l'état initial.

$$\tau_{max} = 0,63 \text{ MPa} \leq f_{v,d} = 26,5 \text{ MPa} \quad Ok$$

$\zeta_{max} \leq f_{v,d}$  Donc la contrainte de cisaillement maximum sont vérifiées à l'état initial.

$$F_{1,d} = 8857,44 \text{ N} \leq F_{max} = 45900 \text{ N} \quad Ok$$

$F_{1,d} \leq F_{max}$  Donc la charge maximale dans un organe de connexion est vérifiée à l'état initial.

$$w = 7,85 \text{ mm} \leq \frac{L}{300} = 15 \text{ mm} \quad Ok$$

$w \leq w_{max}$  Donc la flèche est vérifiée à l'état initial.

#### VI.2.2.6.2. Résultats des calculs à l'état final (long terme)

Les résultats du calcul à l'état final sont consignés dans le **Tableau 15**.

Tableau 15 : Résultats des calculs de la poutre mixte bois-béton à l'état initial

Module élasticité $E_{cm,fin}$		11322,95 MPa
Module élasticité $E_{c,0,fin}$		5086,36MPa
Mod glissement $K_{s,fin}$		14500,00 N/mm
Y1		0,21
Y2		1
a1		38,32802238
a2		91,67197762
(E)ef (MPa)		1,14E+12
Béton	$\sigma_{c,1,d}$	1,16 MPa
	$\sigma_{m,1,d}$	7,04 MPa
	$\sigma_{c,d}$	8,20 MPa
Bois	$\sigma_{t,2,d}$	5,80 MPa
	$\sigma_{m,2,d}$	5,06 MPa
Organes d'assemblage	$\zeta_{2max}$	0,72 MPa
	F1,d	9894,73 N
Flèche	w	19,59 mm

$$\sigma_{c,d} = \sigma_{c,1,d} + \sigma_{m,1,d} = 8,20 \text{ MPa} \leq f_{c,d} = 14,11 \text{ MPa} \quad Ok$$

$\sigma_{c,d} \leq f_{c,d}$  Donc les contraintes normales dans le béton sont vérifiées à l'état final.

$$\frac{\sigma_{t,2,d}}{f_{t,o,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,d}} = 0,23 \leq 1 \quad Ok$$

0,23 ≤ 1 Donc les contraintes normales dans le bois sont vérifiées à l'état final.

$$\tau_{max} = 0,72 \text{ MPa} \leq f_{v,d} = 26,5 \text{ MPa} \quad Ok$$

$\zeta_{max} \leq f_{v,d}$  Donc la contrainte de cisaillement maximum sont vérifiées à l'état final.

$$F_{1,d} = 9894,73 \text{ N} \leq F_{max} = 45900 \text{ N} \quad Ok$$

$F_{1,d} \leq F_{max}$  Donc la charge maximale dans un organe de connexion est vérifiée à l'état final.

$$w = 19,59 \text{ mm} \leq \frac{L}{200} = 22,5 \text{ mm} \quad Ok$$

$w \leq w_{max}$  Donc la flèche est vérifiée à l'état final.

## VII. DIMENSIONNEMENT DU TABLIER MIXTE ACIER-BETON

### VII.1. Conception du tablier

#### VII.1.1. Prédimensionnement de l'hourdi

Pour le prédimensionnement de l'hourdi, voir la partie « dimensionnement structural de l'hourdi de la partie étude du tablier mixte bois-béton ». Nous adopterons la même épaisseur de 10 cm pour l'hourdi.

#### VII.1.2. Prédimensionnement d'une poutre maitresse

L'élançement optimal des ponts mixtes dépend du schéma mécanique de l'ouvrage (travées indépendante ou continues), de sa géométrie (rapport des portées, hauteur constante ou variable, largeur de la dalle) et de la conception de la section. Pour fixer les idées, des ordres de grandeur moyens sont fournis dans le cas des tabliers bipoutres. Les valeurs indiquées dans le **Tableau 16** sont celles du rapport L/h de la portée du tablier à la hauteur de la structure métallique seule (J. A. Calgaro, 1994).

Tableau 16 : prédimensionnement de la poutre maitresse (J. A. Calgaro, 1994)

Type de poutrason	Schéma statique	Elancement
Poutre en I	Travée indépendante	22 à 25 (Hauteur constante)
	Poutre continue de hauteur constante	28
	Poutre continue de hauteur variable	25 sur pile 50 à 60 sur culée 40 à 50 à la clé des travées
Poutre caisson	Poutre continue	$H/l = (1/36) (B/12)^{0,7}$ (B=largeur du tablier en m)

$$\left(\frac{L}{25}\right) \leq h \leq \left(\frac{L}{22}\right) \rightarrow \left(\frac{4,5}{25}\right) \leq h \leq \left(\frac{4,5}{22}\right) \rightarrow 0,18 \leq h \leq 0,2045$$

Convenons de choisir  $h = 0,18\text{m} = 180\text{mm}$ , ce qui correspond à un profilé IPE 180

Le tablier mixte acier béton est constituée d'une dalle en béton de 10 cm de hauteur et de deux (02) poutres en profilé métallique IPE 180. Pour plus de compréhension concernant le tablier, voir la coupe transversale illustrée en *Figure 17* :

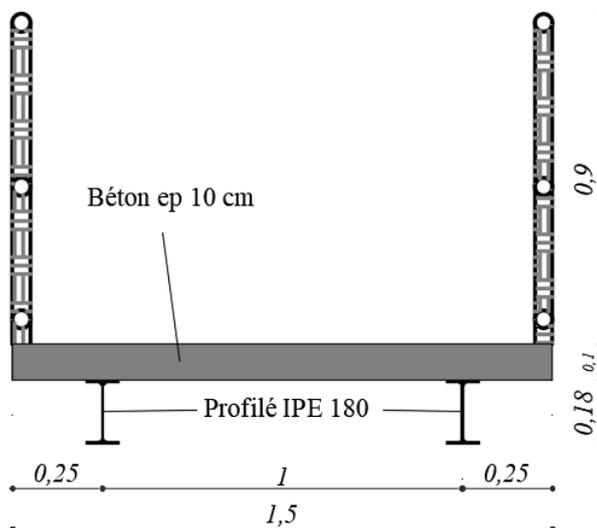


Figure 17 : Coupe transversale du tablier mixte acier-béton (Dessin AutoCad)

### VII.2. Dimensionnement structural de l'hourdi

Pour le dimensionnement béton armé de l'hourdi, voir la partie « dimensionnement structural de l'hourdi de la partie étude du tablier mixte bois-béton ». Nous adopterons le même ferrailage pour l'hourdi. Ce ferrailage sera placé au milieu de la section à cause des encorbellements pour les moments négatifs. Pour plus de détails, voir le plan de ferrailage du tablier en *ANNEXE 12*.

### VII.3. Dimensionnement de la poutre mixte

#### VII.3.1. Détermination et combinaison des actions

La poutre mixte bois-béton est sollicitée par les chargements consignés dans le *Tableau 17*. Les charges permanente et d'exploitation totales sont respectivement de 2,1 kN/m et de 3,75 kN/m.

Tableau 17 : Détermination des charges pour la poutre mixte acier-béton

Description	Section	Poids volumique	Largeur d'influence	Poids linéaire
Poids propre dalle BA	Ep = 0,1 m	25 kN/m <sup>3</sup>	0,75	1,875 kN/m
Poids propre poutre en acier	IPE 180 23,90cm <sup>2</sup>	78,5 kN/m <sup>3</sup>		0,19 kN/m
Poids barrière type S8				0.03 kN/m
Total G				2,1 kN/m
Surcharge Q		Q = 5 kN/m <sup>2</sup> x 0,75m		3,75 kN/m

Les charges appliquées sur la poutre mixte sont :

$$\text{A l'ELU} \quad : P_u = 1,35 G + 1,6 Q = 8,88 \text{ kN/m}$$

$$\text{A l'ELS} \quad : P_{ser} = G + 1,2Q = 6,63 \text{ kN/m}$$

### VII.3.3. Calcul des sollicitations

Le logiciel Pybar est utilisé pour la détermination des sollicitations. Les sollicitations maximales sont consignées dans le **Tableau 18**.

Tableau 18 : Sollicitations maximales pour la poutre mixte acier-béton

Sollicitations maximales		
Descriptions	Valeurs	Unités
Mu	22,5	kN.m
Ms	16,8	kN.m
Vu	20,0	kN

### VII.3.4. Vérification de la poutre maitresse

NB : pour les détails des calculs pour la vérification de la poutre maitresse, voir **ANNEXE 5**.

La résistance de la poutre seul (dans ce cas) doit être faite lorsqu'elle supporte juste les charges propres venant du tablier (en construction) avec une charge d'exploitation prise égale à 2 kN/m<sup>2</sup>. On a alors :

$$\begin{cases} M_{max} = 13,37 \text{ kN.m} \\ V_{max} = 11,88 \text{ kN} \end{cases}$$

Les caractéristiques de la poutre IPE 180 sont consignées dans le **Tableau 19**.

Tableau 19 : Caractéristiques de la poutre maitresse

A = 23,90 cm <sup>2</sup>	tf = 8,00 mm	Wel,z = 22,16 cm <sup>3</sup>	G = 18,76 kG/m	Wpl,y = 166,40 cm <sup>3</sup>
H = 180,00 mm	r = 9,00 mm	iy = 7,42	Iy = 1317,00 cm <sup>4</sup>	Wpl,z = 34,60 cm <sup>3</sup>
bf = 91,00 mm	Wel,y = 146,30 cm <sup>3</sup>	iz = 2,05	Iz = 100,90 cm <sup>4</sup>	d = 164,00 mm
tw = 5,30 mm	Z = 17,00 mm	It = 4,79 cm <sup>6</sup>	Iw = 7,43 cm <sup>6</sup>	Avz = 11,30 cm <sup>2</sup>

Classification de la section :

Le profilé est de classe 1.

Vérification du moment, de l'effort tranchant et du voilement :

Le moment fléchissant, l'effort tranchant et le voilement sont vérifiés et nous avons :

$$M_{soll_i} = 13,37 \text{ MN.m} < M_{pl,Rd} = 59,07 \text{ kN.m} \text{ Condition vérifiée !}$$

$$V_{soll_i} = 11,88 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 231,6 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée !}$$

$$\bar{\lambda}_w = 0,44 < 0,8 \text{ Condition vérifiée !}$$

Les vérifications montrent qu'il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

La vérification au déversement :

La semelle supérieure est susceptible de déverser lorsqu'elle subit une compression soit en moment positif donc en travée ; ainsi on vérifiera avec le moment maximal en travée.

Dans le cas des ponts mixtes la dalle tient la semelle supérieure des poutres contre le déversement. Cependant nous devons faire une vérification quand la semelle supérieure n'est pas encore solidarifiée avec la dalle de béton, soit quand le béton est encore liquide.

La semelle inférieure est susceptible de déverser lorsqu'elle subit une compression soit en moment négatif donc sur appui ; Dans notre cas le moment sur appui est nul il n'y aura pas de vérification au déversement pour la semelle inférieure.

NB : Nous ferons la vérification au déversement pour le cas le plus défavorable c'est-à-dire pour le moment le plus élevé (moment à mi- travée).

La vérification a révélé que la poutre est susceptible de déverser car  $\bar{\lambda}_{LT} = 1,24 \geq 0,4$ .

On doit vérifier :

$$M_{soll_i} \leq M_{Rd,LT}$$

Après vérification, nous avons :

$$M_{soll_i} = 13,37 \text{ kN.m} \leq M_{Rd,LT} = 24,17 \text{ kN.m} \text{ Condition vérifiée !}$$

Donc la poutre résiste au déversement.

### VII.3.5. Calcul de la section mixte

NB : voir *ANNEXE 5* pour les calculs et détails.

#### VII.3.5.1. Détermination de la largeur efficace $b_{eff}$

Pour une poutre maitresse dans une section donnée du tablier, la largeur efficace de la dalle est la somme des trois (03) termes :

$$b_{eff} = b_o + b_{e1} + b_{e2}$$

Avec :

$b_o$  ; la largeur du profilé IPE

$b_{ei} = \min(L_e/8 ; b_i)$  Où  $L_e$  est la portée équivalente dans la section considérée et où  $b_i$  est la largeur géométrique réelle de la dalle associée à la poutre maitresse.

La portée équivalente  $L_e$  vaut :  $L = 4,5$  m donc  $L_e/8 = 0,56$ m

Dans le cas de notre projet, comme  $L_e/8$  est toujours supérieure à  $b_i$ , on en déduit que la largeur efficace est égale à la largeur réelle. Nous ferons les calculs ici pour une seule section.

$$b_{eff} = 0,75\text{m}$$

La poutre mixte acier-béton est caractérisée par une dalle en béton de hauteur 100 mm et de largeur 750 mm ; d'un profilé métallique IPE 180. La *Figure 18* illustre la section transversale de la poutre mixte acier-béton.

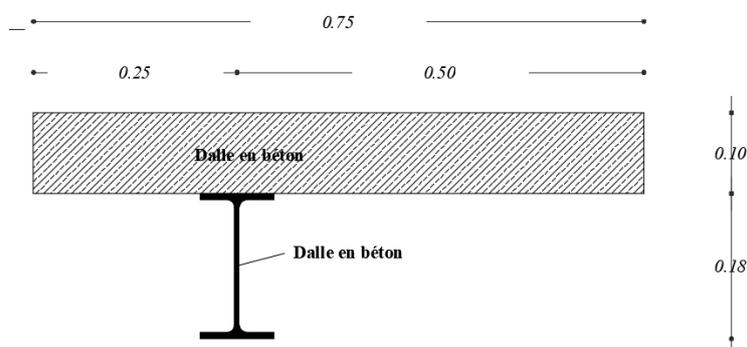


Figure 18 : La section mixte (source : logiciel AutoCaD)

### VII.3.5.2. Justification de la section mixte en flexion et à l'effort tranchant

NB : voir **ANNEXE 5** pour les calculs et détails de la vérification de l'effort tranchant et du moment fléchissant.

Le **Tableau 20** contient les caractéristiques des matériaux pour le calcul de la poutre.

Tableau 20 : Résistances des matériaux pour le calcul mixte

Résistances caractéristiques	Coefficients	Résistances de calculs
$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$	$\gamma_{mo} = 1$	$f_{yd} = 355 \text{ MPa}$
$f_{sk} = 500 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1.15$	$f_{sd} = 435 \text{ MPa}$
$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$	$\gamma_c = 1.5$	$0.85f_{cd} = 17 \text{ MPa}$
Le module d'élasticité de l'acier $E_a = 210000 \text{ MPa}$		
Le module d'élasticité du béton $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$		

NB : La résistance du béton tendu est négligée.

### VII.3.5.3. Classification de la section mixte

La semelle inférieure est tendue donc elle est de classe 1 ;

L'axe neutre plastique se trouve dans la semelle supérieure donc l'âme est complètement tendue donc elle est de classe 1 ;

La semelle supérieure est connectée au hourdis en béton en respectant les espacements de l'EN 1994-2 donc elle est de classe 1 ;

En conclusion la section mixte est de classe 1.

La section de classe 1 sera justifiée aux ELU en plasticité, on doit vérifier que : le moment sollicitant et l'effort tranchant à l'ELU reste inférieur au moment et effort tranchant résistants plastique.

Conclusion :

$$M_{solli} = 22,5 \text{ kN.m} \leq M_{pl,Rd} = 141,9 \text{ MN.m} \text{ Ok}$$

$$V_{solli} = 20,0 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 231,6 \text{ kN} \text{ Ok}$$

La résistance à la flexion et la résistance à l'effort tranchant sont vérifiées.

### VII.3.6. Calcul des connecteurs

NB : voir **ANNEXE 5** pour les détails et calculs des connecteurs.

L'adhérence du béton sur les poutres métalliques ne peut être considérée comme un moyen de liaison, car elle est non seulement trop faible mais encore peu durable, c'est pourquoi il est nécessaire de prévoir des organes de liaison. Les connecteurs sont les organes qui assurent cette liaison acier-béton. Ils doivent empêcher le glissement des deux matériaux à leur contact ainsi que leur soulèvement relatif.

Pour notre cas, le choix est porté sur des connecteurs de type goujons, car c'est le plus fréquemment utilisé. Il s'agit de connecteurs souples constitués d'une tige cylindrique de faible diamètre soudée sur la membrure supérieure de la poutre avec un pistolet électrique (soudage par résistance).

La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement et le soulèvement de la dalle de béton. La résistance d'un goujon est inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre. Ils ont une grande facilité de mise en œuvre.

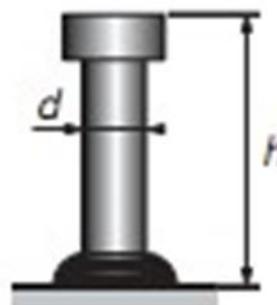


Figure 19 : Connecteurs de type goujon (source : Google image)

Après calcul, nous avons au total 15 connecteurs par poutre maitresse donc pour les deux (02) poutres, il nous en faudra 30 connecteurs. Les connecteurs sont disposés en une seule rangée par poutre maitresse à cause de la faible largeur de la semelle du profilé.

Les espacements à respecter sont :

- $a' = a = 45,5 \text{ mm}$  (transversalement)
- $b = 300 \text{ mm}$  (longitudinalement)

### VII.3.7. Vérification de la flèche maximale

La flèche maximale est évaluée par :

$$w_{max} = \frac{5}{384} \frac{P_s L^4}{E_a I_{mixte}} = 1,04 mm$$

Avec :  $P_s = 6,63 \text{ kN/m}$  ;  $I_{mixte} = 0,000162 \text{ m}^4$  et  $E_a = 210000 \text{ MPa}$

La vérification à faire est la suivante :

$$w_{max} \leq \frac{L}{300} = 15 \text{ mm} \quad \text{donc la flèche est vérifiée.}$$

## VIII. DIMENSIONNEMENT DU TABLIER BETON ARME

### VIII.1. Conception du tablier

#### VIII.1.1. Prédimensionnement de l'hourdi

Pour le prédimensionnement de l'hourdi, voir la partie « dimensionnement structural de l'hourdi de la partie étude du tablier mixte bois-béton » et pour plus de détails, voir **ANNEXE 3**. Nous adopterons la même épaisseur de 10 cm pour l'hourdi.

#### VIII.1.2. Prédimensionnement de la poutre en béton armé

$$\left(\frac{L}{15}\right) \leq h \leq \left(\frac{L}{10}\right) \rightarrow \left(\frac{4,5}{15}\right) \leq h \leq \left(\frac{4,5}{10}\right) \rightarrow 0,3 \leq h \leq 0,45$$

$$0,27 * h \leq b \leq 0,36 * h \rightarrow 0,27 * 30 \leq b \leq 0,36 * 30 \rightarrow 8,1 \leq b \leq 10,8$$

On connaît :  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ ,  $f_e = 400 \text{ MPa}$  et  $M_u$

On cherche : les dimensions b et h de la section

La largeur b du hourdis est prise égale à 15cm. il reste à déterminer la hauteur h.

Lorsqu'on dimensionne une section, on cherche à optimiser l'utilisation des matériaux afin d'obtenir la section la plus économique possible. L'on tire le meilleur parti des matériaux quand le diagramme de déformation de la section passe par les points A et B. Le moment résistant correspondant est  $M_{AB}$ . Dans ce cas, l'acier et le béton sont utilisés de façon optimale.

Après avoir fait les équations d'équilibre, on a :

$$M_{AB} = 0,186 * b * d^2 * f_{bu}$$

Pour déterminer la hauteur utile  $d$  de façon à optimiser la section, on prend  $M_{AB} = M_u$

De l'égalité  $M_{AB} = 0,186 * b * d^2 * f_{bu}$  ;

$$\text{On tire, } d^2 = \frac{M_u}{0,186 * b * f_{bu}} = \frac{25120000}{0,186 * 150 * 17} = 39722 \rightarrow d = \sqrt{39722} \\ = 199 \text{ mm}$$

$$d = 0,9 * h \rightarrow h = \frac{d}{0,9} = \frac{199}{0,9} = 221 \text{ mm}$$

- On adopte  $h = 30 \text{ cm}$
- La hauteur utile  $d$  est donnée par  $d \simeq 0,9 * h = 0,9 * 30 = 27 \text{ cm}$
- On prendra  $d = 26,5 \text{ cm}$
- On adopte  $b = 15 \text{ cm}$

Le tablier en béton armé est constitué d'un hourdis en béton de 10 cm et de retombée de poutre de 20 cm. La **Figure 20** illustre la coupe transversale du tablier en béton armé.

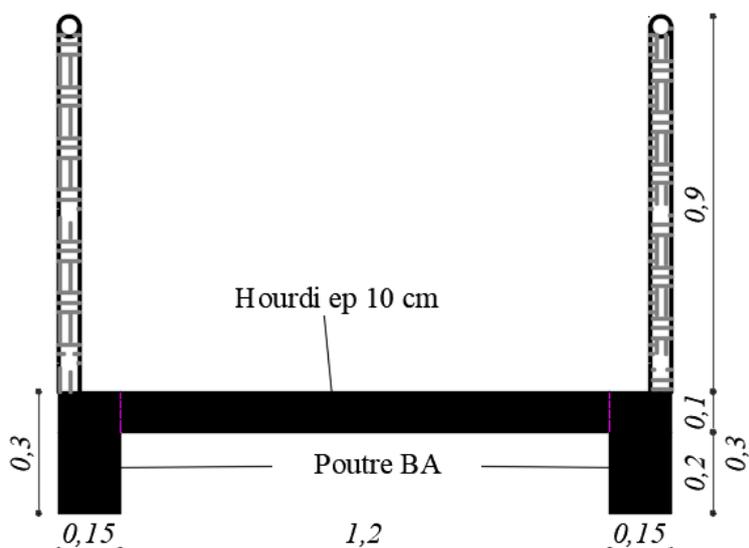


Figure 20 : Coupe transversale du tablier en béton armé (Dessin AutoCad)

## VIII.2. Dimensionnement structural de l'hourdis

Pour le dimensionnement béton armé de l'hourdis, voir la partie « dimensionnement structural de l'hourdis de la partie étude du tablier mixte bois-béton ». Nous adopterons le même ferrailage pour l'hourdis. Ce ferrailage sera disposé en une nappe vu la faible épaisseur de l'hourdis. Pour plus de détails, voir le plan de ferrailage du tablier en **ANNEXE 12**.

### VIII.3. Dimensionnement de la poutre

#### VIII.3.1. Détermination et combinaison des actions

La poutre est sollicitée par les chargements consignés dans le **Tableau 21**. Les charges permanente et d'exploitation totales sont respectivement de 2,66 kN/m et 3,75 kN/m.

Tableau 21 : Détermination des charges pour la poutre en béton armé

Description	Section	Poids volumique	Largeur d'influence	Poids linéaire
Poids propre dalle BA	Ep = 0,1 m	25 kN/m <sup>3</sup>	0,75	1,875 kN/m
Poids propre retombée poutre BA	0,2 x 0,15 m <sup>2</sup>	25 kN/m <sup>3</sup>		0,75 kN/m
Poids barrière type S8				0,03 kN/m
Total G				2,66 kN/m
Surcharge Q				3,75 kN/m

Les charges appliquées sur la poutre sont :

$$A \text{ l'ELU} : P_u = 1,35 G + 1,6 Q = 9,92 \text{ kN/m}$$

$$A \text{ l'ELS} : P_{ser} = G + 1,2Q = 7,41 \text{ kN/m}$$

#### VIII.3.3. Calcul des sollicitations

Le logiciel Pybar est utilisé pour la détermination des sollicitations. Les sollicitations maximales sont consignées dans le **Tableau 22**.

Tableau 22 : Sollicitations maximales pour la poutre en béton armé

Sollicitations maximales		
Descriptions	Valeurs	Unités
Mu	25,12	kN.m
Ms	18,744	kN.m
Vu	22,325	kN

L'élément à étudier sera en contact avec l'eau ; la fissuration est jugée préjudiciable. Nous ferons le dimensionnement à l'ELU et à l'ELS et la vérification des contraintes à l'ELS.

#### VIII.3.4. Détermination du ferrailage et vérification des contraintes et de la flèche

Les calculs dont les détails sont présentés en **ANNEXE 6** nous donne le ferrailage suivant :

- 2HA14 + 1HA10 totalisant 3,87 cm<sup>2</sup> comme armatures longitudinales avec des armatures transversales HA6 espacées régulièrement de 25cm (Pour les détails, voir le plan de ferrailage en annexe).

Les calculs dont les détails sont présentés en **ANNEXE 6** nous montre que les contraintes et la flèche à l'ELS sont vérifiées :

- $\sigma_{bc} = 9,77 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$
- $\sigma_{st} = 206,54 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPa}$
- La flèche maximale est évaluée par :

$$w_{max} = \frac{5}{384} \frac{P_{ser} L^4}{E_s I_{ser}} = 1 \text{ mm}$$

Avec :  $P_s = 6,63 \text{ kN/m}$  ;  $I_{ser} = 0,000211 \text{ m}^4$  et  $E_s = 200000 \text{ MPa}$

La vérification à faire est la suivante :

$$w_{max} \leq \frac{L}{300} = 15 \text{ mm} \quad Ok$$

## IX. DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

La culée, dans notre étude est un mur de soutènement, c'est une culée remblayée. Dimensionner cette culée revient à dimensionner un mur de soutènement. Ce dimensionnement consiste à déterminer les éléments géométriques et structuraux de la culée pour que les stabilités externe et interne soient vérifiées.

Les hypothèses de calcul : la fissuration est jugée très préjudiciable,  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ , le coefficient de poussée  $k_a = 0,33$  car  $\Psi = 33^\circ$ .

### IX.1. Conception de la culée

La conception consiste à déterminer la hauteur et la longueur de la culée. La longueur de la culée sera prise égale à la largeur totale du tablier qui est de 1,5m. La hauteur quant à elle a été déterminée à partir de la profondeur d'ancrage  $D_f$  qui a été déterminée grâce à l'essai au pénétromètre dynamique. On a une hauteur totale de 3,19 m.

### IX.2. Prédimensionnement de la culée

Le calcul complet d'un mur de soutènement (la culée) est une œuvre assez laborieuse. En effet, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandent une succession de calculs longs et itératifs. Ainsi, pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de pré-dimensionner de la manière la plus juste possibles les caractéristiques géométriques du mur. La **Figure 21** montre les expressions de prédimensionnement d'un mur de soutènement.

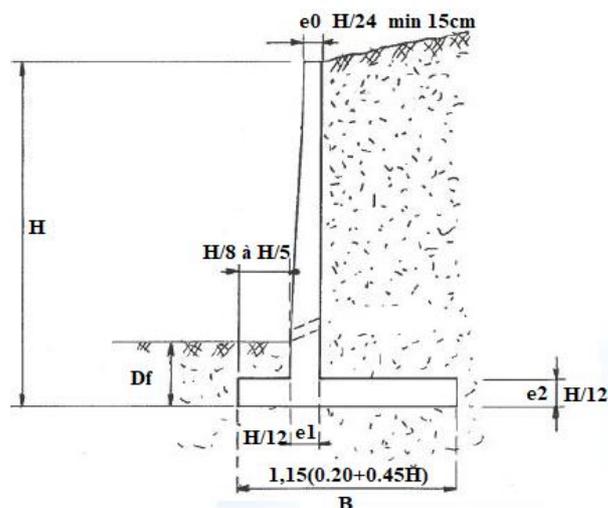


Figure 21 : Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en béton armé

Les résultats du prédimensionnement du mur sont consignés dans le **Tableau 23**.

Tableau 23 : Prédimensionnement de la culée

e0 (m)	0,20
e1 (m)	0,24
e2 (m)	0,24
b1 (m)	0,58
b (m)	1,73

NB : le prédimensionnement étant fait, on considèrera pour notre culée que le fruit du voile est nul (l'angle d'inclinaison est pris égal à zéro).

### IX.3. Etude de la stabilité externe du mur

Dans cette partie, nous vérifierons les stabilités, au glissement, au renversement, et au poinçonnement. Comme hypothèse de calcul, il a été considéré un angle de frottement interne des matériaux de  $33^\circ$ , une charge d'exploitation de  $q = 5 \text{ KN/m}^2$ .

Les efforts appliqués à la culée sont :

- $W_{\text{mur}}$  : poids propre du mur
- $W_{\text{sol}}$  : poids du massif sur le patin et le talon
- $P$  : poussées des terres et des charges d'exploitation (surcharges)
- $B_u$  : Butée à l'avant
- Poussée de l'eau à l'amont
- $U$  : sous pressions éventuelles

- R : Réaction du sol

### IX.3.1. Stabilité au glissement

**NB** : nous allons négliger l'effet de la poussée de l'eau à l'amont car le cas le plus défavorable c'est quand il n'y a pas d'eau en saison sèche.

On note :

- $R_v$  : la somme des efforts verticaux
- $R_h$  : la résultante de poussée projetée horizontalement sans la butée
- $U$  : la résultante des sous pressions éventuelles
- $B_u$  : la résultante de butée éventuelle
- $C$  et  $\phi$  : les caractéristiques mécaniques du sol de fondation
- $B$  : largeur de la fondation
- $F_G$  : le coefficient de sécurité

Il faut vérifier :

$$F_G = \frac{R_v \tan \phi}{R_h} = 1,61 \geq 1,5 \quad Ok$$

$F_G = 1,61 \geq 1,5$  Donc la stabilité au glissement est vérifiée.

### IX.3.2. Stabilité au renversement

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$$F_R = \left| \frac{\sum \text{Moments stabilisants } M_s}{\sum \text{Moments renversants } M_r} \right| = 1,77 \geq 1,5 \quad Ok$$

$F_R = 1,77 \geq 1,5$  Donc la stabilité au renversement est vérifiée.

### IX.3.3. Stabilité au poinçonnement

Cette vérification consiste à s'assurer que les contraintes transmises au sol sont inférieures aux contraintes admissibles. La résultante des forces verticales doit se situer dans le noyau central.

Vérifions si la résultante des forces verticales se trouve dans le noyau central :

L'excentricité de la résultante des forces verticales par rapport au point est :

$$e/A = \frac{M/A}{R_v} = 0,82 \text{ m}$$

Avec  $M/A = 133,40 \text{ kN.m}$  et  $R_v = 163,04 \text{ kN}$

L'excentricité de la résultante des forces verticales par rapport au point est :

$$e/G = \frac{B}{2} - e/A = 0,23 \text{ m}$$

$$-\frac{B}{6} = -0,35 \leq e/G \leq \frac{B}{6} = 0,35$$

Donc la règle du tiers central est vérifiée.

Vérification de la contrainte :

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} * \left(1 - \frac{6e/G}{B^2}\right) = 26,23 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} * \left(1 + \frac{6e/G}{B^2}\right) = 129,05 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\frac{3}{4}} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 103,34 \text{ kPa} \leq q_s = 221 \text{ kPa} \quad Ok$$

$\sigma_{\frac{3}{4}} = 103,34 \text{ kPa} \leq q_s = 221 \text{ kPa}$  Donc la contrainte au  $\frac{3}{4}$  est vérifiée.

#### IX.4. Justification de la stabilité interne de la culée (calcul du ferrailage)

Les calculs dont les détails sont présentés en **ANNEXE 8** nous donne les ferrailages consignés dans le **Tableau 24**.

Tableau 24 : Résultats, choix et espacements des armatures de la culée

	Désignation	Aser	Choix armatures	Espacement
Armatures principales	Voile section S1	7,21 cm <sup>2</sup>	HA 14	150 mm
	Voile section S4	3,73 cm <sup>2</sup>	HA 10	150 mm
	Voile section S5	3,73 cm <sup>2</sup>	HA 10	150 mm
	Voile section S6	3,73 cm <sup>2</sup>	HA 10	150 mm
	Semelle section S2 (patin)	4,84 cm <sup>2</sup>	HA 10	100 mm
	Semelle section S3 (talon)	12,19 cm <sup>2</sup>	HA 16	100 mm
Armatures secondaires	Face « coté terre » A <sub>h</sub>	3cm <sup>2</sup> /m	HA 8	150 mm
	Face avant A <sub>v</sub>	3cm <sup>2</sup> /m	HA 8	150 mm
	Face avant A <sub>h</sub>	2,25cm <sup>2</sup> /m	HA 8	150 mm

NB : les calculs dont les détails sont présentés en *ANNEXE 8* nous montrent que l'effort tranchant les contraintes à l'état limite de service de chaque section sont vérifiés.

## X. IMPACT DU PROJET SUR L'ENVIRONNEMENTAL

Suite à certains problèmes environnementaux qui ont interpellé la conscience nationale, le Burkina Faso a mis en place un cadre institutionnel et juridique qui a permis d'élaborer des textes législatifs et règlementaires qui visent le respect de l'environnement et des principes du développement durable.

Au titre de ces textes, nous pouvons citer la loi N° 0052/97/ADP portant code de l'environnement qui a été adopté en janvier 1997 et son décret d'application N° 2001-342/PRES/PM/MEE du 17 juillet 2001, portant champ d'application.

D'après le document constituant le guide général de réalisation de l'étude et de la notice d'impact sur l'environnement prévu par les articles 17 et 18 de la loi N° 0052/97/ADP du 30 janvier portant code de l'environnement, un projet est classé selon les trois (03) catégories suivantes :

- La catégorie A : elle concerne les projets devant faire d'une Etude d'Impact sur l'Environnement (EIE) ; un projet en catégorie A est susceptible d'avoir des impacts négatifs importants qui peuvent être sensibles, irréversibles et variés ;
- La catégorie B : elle concerne les projet assujettis à une Notice d'Impact sur l'Environnement (NIE) ; un projet en catégorie B peut avoir des impacts négatifs sur l'environnement moins importants que ceux de la catégorie A ;
- La catégorie C : elle concerne les projets qui sont exemptés d'une EIE ou d'une NIE du fait qu'ils présentent des impacts négatifs mineurs sur l'environnement.

Vue la taille de notre projet, les matériels et matériaux qui seront utilisés pour la réalisation, avec l'avis du Bureau National de l'Etude Environnementale et du changement climatique (BUNEE), notre projet se classe en catégorie C, donc exempté d'une EIE ou d'une NIE.

Nous trouverons les détails sur la notice d'impact environnemental en *ANNEXE 9*.

## XI. EVALUATION ET ESTIMATION DU COUT DU PROJET

Cette partie traitera l'estimation du coût des travaux. Il est important d'estimer le coût des travaux afin de permettre à tous les intervenants d'avoir une idée sur l'envergure des tâches à réaliser. Les coûts de réalisation de projet se résume dans les *Tableau 25*; *Tableau 26*; et *Tableau 27*.

Tableau 25 : Répartition des coûts pour la passerelle en structure mixte bois-béton

Lot	Désignation	Prix total moyen	% HT moyen
100	Travaux généraux	785 338	19%
200	Tablier	565 338	13%
300	Appuis	866 491	21%
400	Equipements	552 000	13%
500	Remblai d'accès et aménagements divers	1 420 797	34%
TOTAL GLOBAL HT (FCFA)		4 189 963	100%
TVA (FCFA) : 18 %		754193,322	
TOTAL GLOBAL TTC (FCFA)		4 944 156	

Tableau 26 : Répartition des coûts pour la passerelle en structure mixte acier-béton

Lot	Désignation	Prix total moyen	% HT moyen
100	Travaux généraux	785 338	19%
200	Tablier	587 338	14%
300	Appuis	868 134	21%
400	Equipements	552 000	13%
500	Remblai d'accès et aménagements divers	1 439 820	34%
TOTAL GLOBAL HT (FCFA)		4 232 629	100%
TVA (FCFA) : 18 %		761873,23	
TOTAL GLOBAL TTC (FCFA)		4 994 502	

Tableau 27 : Répartition des coûts pour la passerelle en béton armé

Lot	Désignation	Prix total moyen	% HT moyen
100	Travaux généraux	785 338	20%
200	Tablier	256 613	7%
300	Appuis	869 776	22%
400	Equipements	552 000	14%
500	Remblai d'accès et aménagements divers	1 471 765	37%
TOTAL GLOBAL HT (FCFA)		3 935 491	100%
TVA (FCFA) : 18 %		708388,452	
TOTAL GLOBAL TTC (FCFA)		4 643 880	

## XII. DISCUSSIONS ET COMMENTAIRES

L'ouvrage en structure mixte bois-béton coûtera en moyenne 4 189 963 Francs CFA HT avec un coût de réalisation de son tablier de 565 338 Francs CFA HT, soit 13% du prix total. Quant

à l'ouvrage en structure mixte acier-béton ou en béton armé, il coûtera respectivement 4 232 629 Francs CFA HT ou 3 935 491 Francs CFA HT, avec un coût de réalisation du tablier, respectivement de 587 338 Francs CFA HT, soit 14% du prix total, ou 256 613 Francs CFA HT, soit 7% du prix total.

Pour cet ouvrage à petit échelle, nous constatons que les coûts globaux de réalisation, pour différents types, sont sensiblement égaux avec une différence de prix maximum de 7,5%. En effet, nous remarquons une différence de 7,5% entre le coût de réalisation de l'ouvrage en structure mixte acier-béton et celui de l'ouvrage en béton armé ; une différence de 6,5% entre le coût de l'ouvrage en structure mixte bois-béton et celui en béton armé ; et une différence de 1% entre coût de l'ouvrage en structure mixte bois-béton et celui en structure mixte acier-béton. Ces différences de prix sont plus remarquables au niveau de la réalisation des tabliers. En effet, nous remarquons que les coûts de réalisation des tabliers des ouvrages en structure mixte bois-béton et en structure mixte acier-béton sont deux (02) fois plus coûteux que celui de la réalisation du tablier de l'ouvrage en béton armé. Cette différence s'explique par l'utilisation des connecteurs pour la réalisation des tabliers mixtes. Les organes de connexion sont très coûteux, donc ils augmentent le coût de réalisation des tabliers mixtes. En plus, vu que les hourdis ont les mêmes coûts de réalisation, la différence vient donc au niveau des poutres. Nous constatons que les deux (02) poutres IPE 180 pour la structure mixte acier-béton sans les connecteurs goujons sont presque trois (03) fois plus coûteux que les quatre (04) poutres en bois pour la structure mixte bois-béton sans les connecteurs, et près de cinq (05) fois plus coûteux que les deux (02) poutres en béton armé. Cette analyse nous montre que pour notre étude, l'acier est plus coûteux que le bois et le béton, et que le béton est le matériau le moins coûteux des trois (03).

Mis à part les coûts de réalisation, le bois, contrairement à l'acier et au béton, est une ressource écologique qui permet de lutter contre l'effet de serre. En effet, construire en bois permet de stocker du CO<sub>2</sub> pendant toute la durée de vie de la construction, un mètre cube de bois dans une construction permet de déduire une tonne de CO<sub>2</sub> de l'impact de la construction en termes de gaz à effet de serre.

### XIII. PLANNING D'EXECUTION DES TRAVAUX

Pour ce projet, le diagramme de GANTT a été utilisé pour la planification des tâches (*ANNEXE II*). Nous retenons de cette étude une durée totale d'exécution des travaux de 37 jours.

## CONCLUSION

Pour conclure sur cette étude portant sur la conception et le dimensionnement de la passerelle, nous avons pu, avec aucune donnée de départ, parcourir les différentes étapes (études hydrologique, topographique et hydraulique etc.) relatives à sa réalisation.

Après conception, nous obtenons une passerelle de longueur totale de 4,8 m et de largeur totale de 1,5 m.

Du point de vue structurelle, nous retenons la passerelle avec son tablier en structure mixte bois-béton, reposant sur deux (02) culées remblayées en béton armé. Tous les éléments de structure sont dimensionnés suivant les normes de calcul.

Le tablier mixte bois-béton est constitué d'un hourdis en béton armé, d'épaisseur 10 cm et ferrillé de HA 8 suivant les deux sens, connecté à quatre (04) poutres en bois KOSIPO de section  $6 \times 16 \text{ cm}^2$  à partir de connexions par tiges d'acier croisées espacées de 25 cm.

Le tablier mixte repose sur deux (02) culées remblayées en béton armé constituées de HA 16, HA 14, HA 10 et HA 8.

Le coût total moyen des travaux est estimé à quatre million neuf cent quarante-quatre mille cent cinquante-six Francs CFA TTC (4 944 156 FCFA TTC). Si la passerelle devait être réalisée en structure mixte acier-béton ou en béton armé, le coût serait estimé respectivement à quatre million neuf cent quatre-vingts quatorze mille cinq cent deux Francs CFA TTC (4 994 502 FCFA TTC) ou à quatre million six cent quarante-trois mille huit cent quatre-vingts Francs CFA TTC (4 643 880 FCFA TTC).

Au vu des avantages écologiques du bois et des préoccupations relatives au développement durable, notre passerelle sera réaliser en structure mixte bois-béton.

## RECOMMANDATIONS

Nous recommandons :

- Qu'une étude (de durabilité, etc) soit faite sur les bois pour comprendre les comportement face l'eau.
- Qu'une digue soit construite pour empêcher l'eau du barrage de Kamboinse d'entrer dans l'enceinte de 2iE et inonder la passerelle.
- Qu'un curage du barrage soit fait pour éviter qu'à cause de la construction de la digue, le pont reliant Ouagadougou à Kamboinse soit inondé.
- Qu'un canal soit construit jusqu'au barrage pour éviter que l'eau venant de l'extérieur du campus 2iE soit stocker sur le site.

## BIBLIOGRAPHIE

- Ceccotti, A. (1995) Structures bois-béton, Structures en bois aux états limites - Introduction à l'Eurocode 5, STEP, vol. 2, no. E13, pp. 1–16.
- Ceccotti, A. (2002) Composite concrete-timber structures, Progress in Structural Engineering and Materials, vol. 4, no. 3, pp. 264–275.
- Cimbéton (2009) Cahier des modules de conférence pour les écoles d'architecture « histoire du béton : naissance et développement, de 1818 à nos jours ». Ed. Cimbéton
- Cyrille Simmonet (1994) « le béton armé : origine, invention, esthétique ». Thèse de doctorat, Paris, EHESS.
- Decroly D. D. (2018) Etude du comportement mécanique des poutres et planchers mixtes bois-béton, influence du mode de connexion (Thèse de Doctorat). Institut International d'ingénierie de l'Eau et de l'Environnement. Burkina Faso
- Dias, A.M.P.G. (2005) Mechanical behavior of timber-concrete joints (Thèse de Doctorat). TU Delft, Delft University of technology.
- Eurocode 1 « actions sur les structures – partie 2 : actions sur les ponts »
- Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – partie 1.1 – règles générales et règles pour le bâtiment (2004).
- Eurocode 3 « Conception et dimensionnement des structures en acier - partie 1.1 : règles générales et règles pour les bâtiments ».
- Eurocode 4 « Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton - partie 1.1 : règles générales et règles pour les bâtiments ».
- Eurocode 5 : Conception et calcul des structures en bois - Partie 1-1 : Généralités - Règles communes et règles pour les bâtiments (2004).
- Fascicule 61 – Titre II « Conception, calcul et épreuve des ouvrages d'arts - programmes de charges et épreuves des ponts routes ».

- Girhammar, U.A. (2009) A simplified analysis method for composite beams with interlayer slip, International Journal of Mechanical Sciences, vol. 51 n°7, p 515-530.
- Guide méthodologique SETRA, « Eurocode 3 & 4 – Application aux ponts routes-mixtes acier-béton ». Collection les outils. (2007)
- H. Renaud, J. Lamirault, « Précis de calcul du béton armé – Applications ». Ed. dunod.
- J. A. Calgaro, A. B. Gely (1994) « Conception des ponts ». Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Jean Perchât, Jean Roux, « Pratique du BAEL 91 mod. 99 ». Ed. Eyrolles.
- Jean Roux, « Guide d'application : pratique de l'Eurocode 2 ». Ed Eyrolles (2009).
- Marcelle A. K. T. (2017) Etude du comportement mécanique des connexions mixtes bois-béton (Mémoire de Master). Institut International d'ingénierie de l'Eau et de l'Environnement. Burkina Faso
- Maurice, B., & Christophe, G. (2000) composite decks of concrete glued to timber. World conference to timber Engineering.
- McCullough, C.B. (1943) Oregon Tests on Composite (Timber-Concrete) Beams. ACI.
- N. Massé (2014) Conception et dimensionnement d'une passerelle cyclable (Mémoire).
- Newmark, N.M., Siess, C.P., Viest, I. (1951) Test and analysis of composite beams with incomplete interaction, proc. Soc. Exp. Stress Anal, vol. 9, n°1, p. 75-92
- Pham, H.S. (2007) Optimisation et comportement en fatigue de la connexion bois-BFUP pour de nouveaux ponts mixtes (Thèse de Doctorat). École nationale des ponts et chaussées, France.
- Pincus, G. (1970) Behavior of wood concrete composite beams. Journal of the structural Division, 96, 2265-2279.
- Roy, R.L., Foret, G., Maroud, R., Caron, J.-F. (2016) Structure mixte bois-béton de hautes performances structurelle et environnementale p. 2.

- Van Der Linden, Mario L. R. (1999) Timber-concrete composite beams, Heron-English Edition, vol. 44, no. 3, pp. 215–236.
- Van Der Linden, Maruis Leonardus Robertus (1999) Timber-concrete composite floor systems (Thèse de Doctorat). Technische Universiteit Delft, Delft, The Netherlands.
- Y. E. Baité (2013) Etude de la connexion de cisaillement dans les poutres mixtes bois-béton (Mémoire de Master). Institut International d'ingénierie de l'Eau et de l'Environnement. Burkina Faso
- Yeoh, D., Fragiacomò, M., De Franceschi, M., Buchanan, A.H. (2010) Experimental tests of notched and plate connectors for LVL-concrete composite beams, Journal of Structural Engineering, vol. 137, no. 2, pp. 261–269.

## ANNEXE

ANNEXE 1 : LES SYSTEMES DE CONNEXION (RECHERCHE LEMHaD 2iE).....	67
ANNEXE 2 : ETUDE TOPOGRAPHIQUE.....	70
ANNEXE 3 : DIMENSIONNEMENT DE L' HOURDI.....	75
ANNEXE 4 : DETERMINATION DES COEFFICIENTS DE GLISSEMENT, DES COEFFICIENTS DE FLUAGE DU BETON ET DU BOIS, DU COEFFICIENT DE MODIFICATION DE CONTRAINTES DU BOIS.....	86
ANNEXE 5 : DIMENSIONNEMENT DE LA PASSERELLE MIXTE ACIER-BETON.....	90
ANNEXE 6 : CALCUL DES POUTRES (PASSERELLE EN BETON ARME).....	105
ANNEXE 7 : ETUDE DE SOL (GEOTECHNIQUE).....	113
ANNEXE 8 : DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE.....	117
ANNEXE 9 : IMPACT DU PROJET SUR L'ENVIRONNEMENT .....	129
ANNEXE 10 : ESTIMATION DES COÛTS DE TRAVAUX .....	131
ANNEXE 11 : PLANNIG D'EXECUTION DES TRAVAUX .....	137
ANNEXE 12 : PLANS DE CONCEPTION ET EXECUTION .....	139

ANNEXE 1 : LES SYSTEMES DE CONNEXION (RECHERCHE LEMHaD 2iE)

- Le système **TSS** : constitué de tige d'acier HA12 filetée vissée à  $90^\circ$  d'inclinaison par rapport au sens du fil du bois, sans fond de coffrage (Marcelle A. K. T., 2017).

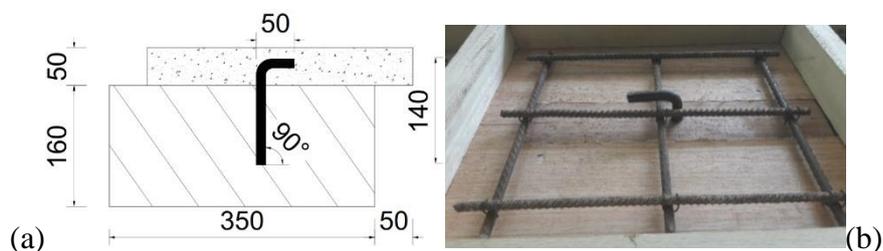
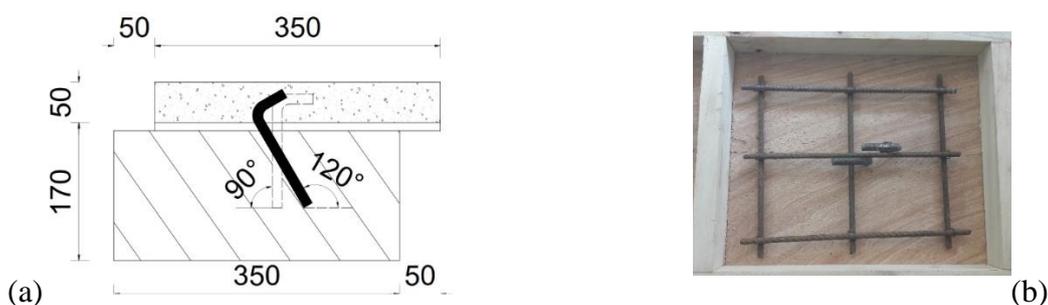


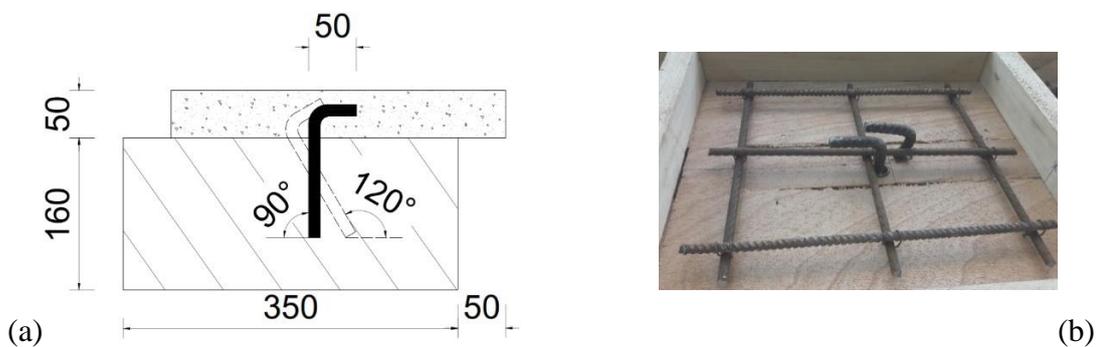
Figure 17 : Connexions TSS ; (a) Géométrie ; (b) illustration

- Le système **TXC** : Constitué de deux tiges d'acier HA12 filetées croisées, l'une vissée à  $120^\circ$  et l'autre à  $90^\circ$  d'inclinaison par rapport au sens du fil du bois, avec fond de coffrage (Marcelle A. K. T., 2017).



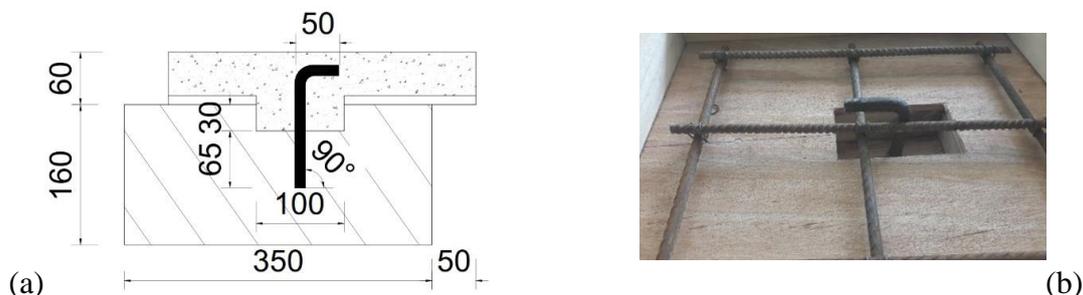
Connexions TXC ; (a) Géométrie ; (b) illustration

- Le système **TXS** : Constitué de deux tiges d'acier HA12 filetées croisées, l'une vissée à  $120^\circ$  et l'autre à  $90^\circ$  d'inclinaison par rapport au sens du fil du bois, sans fond de coffrage (Marcelle A. K. T., 2017).



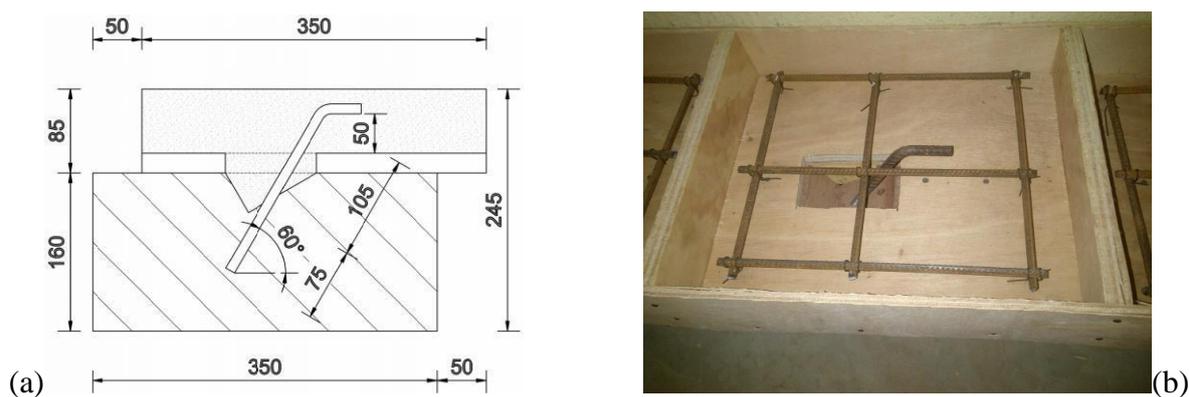
Connexions TXS ; (a) Géométrie ; (b) illustration

- Le système **ERT** : Constitué d'entaille rectangulaire de 100 mm de largeur et 30 mm de profondeur dans le bois, combinée à une tige d'acier HA fileté vissée à 90° d'inclinaison par rapport au sens du fil du bois (Marcelle A. K. T., 2017).



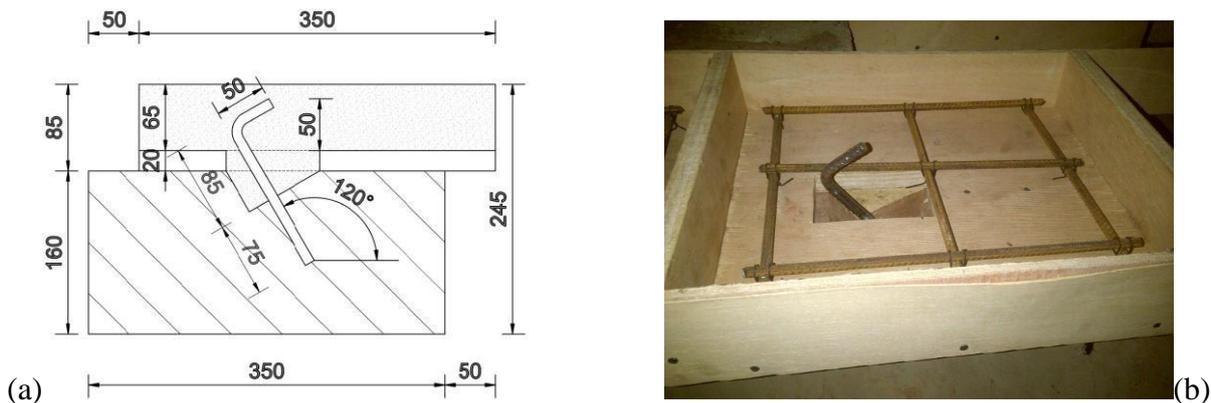
Connexions ERT ; (a) Géométrie ; (b) illustration

- Le système D1 avec la barre fileté vissée à 60° d'inclinaison par rapport au sens du fil du bois (Decroly D. D., 2018).



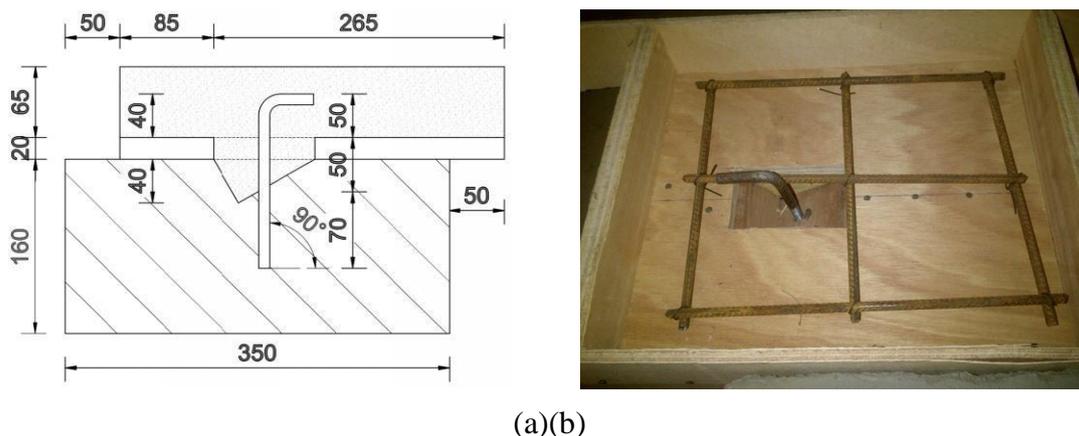
Système de connexion type D1 : entaille triangulaire avec barre fileté vissée à 60° par rapport au fil du bois. (a) Géométrie (Dimensions en millimètres) ; (b) Image avec armatures avant coulage du béton

- Le système D2 avec la barre fileté vissée à 120° d'inclinaison par rapport au sens du fil du bois (Decroly D. D., 2018).



Système de connexion type D2 : entaille triangulaire avec barre filetée vissée à 120° par rapport au fil du bois. (a) Géométrie (Dimensions en millimètres) ; (b) Image avec armatures avant coulage du béton

- Le système D3 avec la barre filetée vissée à 90° d'inclinaison par rapport au sens du fil du bois (Decroly D. D., 2018).



Système de connexion type D3 : entaille triangulaire avec barre filetée vissée à 90° par rapport au fil du bois. (a) Géométrie (Dimensions en millimètres) ; (b) Image avec armatures avant coulage du béton

ANNEXE 2 : ETUDE TOPOGRAPHIQUE

NIVELLEMENT DIRECT								
N° APPAREIL :			PROJET : Passerelle sur K1 à 2iE Kamboïse					
CHEMINEMENT : fermé			OPERATEUR : Adal OUATTARA (LEMHad)					
ZONE : Site K1 2iE Kamboïse			DATE : 02/07/2019					
Points	Distances	Lecture arrière	Lecture avant	Dénivelées				Côtes
				+	c	-	c	
P1		1647						<b>293,330</b>
	34,5					-121	-0,2104	
P2		1640	1768					293,209
	29			100	-			
					0,1739			
P3		1849	1540					293,309
	29			96	-			
					0,1670			
P4		1647	1753					293,404
	29			120	-			
					0,2087			
P5		1429	1527					293,524
	29					-192	-0,3339	
P6		1622	1621					293,332
	29					-65	-0,1130	
P7		1415	1687					293,267
	25					-482	-0,8383	
P8		1453	1897					292,784
	9,7					-141	-0,2452	
P9		1532	1594					292,643
	7,7					-36	-0,0626	
P10		1528	1568					292,607
	12,8					-70	-0,1217	
P11		1475	1598					292,537
	10,4					-106	-0,1843	
P12		1803	1581					292,430
	14,5					-127	-0,2209	
P13		1814	1930					292,303
	1					-193	-0,3357	
P14		1712	2007					292,110
	7,7			46	-			
					0,0800			

P15		1607	1666					292,156
	7,3					-46	-0,0800	
P16		1512	1653					292,110
	15					-143	-0,2487	
P17		1937	1655					291,966
	39,2			489	-			
					0,8504			
P18		1582	1448					292,455
	29			350	-			
					0,6087			
P19		1507	1232					292,804
	30			0	0,0000			
P20		1623	1507					292,804
	29			130	-			
					0,2261			
P21		1601	1493					292,934
	29			302	-			
					0,5252			
P22		1538	1299					293,235
	36,9			95	-			
					0,1652			
P1			1443					<b>293,330</b>
$\Sigma$	483,70 m	35473,00 mm	35467,00 mm	1728,00 mm	-3,0	-	1722	-3,0

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Nombre de dénivelées } N = 22 \\ \text{Longueur du cheminement } L = 0,4837 \text{ km} \end{array} \right. \rightarrow n = 45,48273723 \geq 16$$

$$\Delta p = 4$$

$$\Delta r = 0$$

$$\Sigma |\Delta i| = 3450$$

$$\text{Fermeture } f = 6 \text{ mm}$$

$$\text{Tolérance } T = 28,675 \text{ mm}$$

$$\text{Compensation } c = -6$$

NIVELLEMENT DIRECT								
N° APPAREIL :				PROJET : Passerelle sur K1 à 2iE Kamboïse				
CHEMINEMENT : Aller-retour				OPERATEUR : Adal OUATTARA (LEMHad)				
ZONE : Site 2iE Kamboïse 1				DATE : 05/07/2019				
Points	Distances	Lectures arrières	Lectures avant	Dénivelées				Côtes
				+	c	-	c	
P1		1708						<b>293,330</b>
	60			348	- 0,1584			
B1		1886	1360					293,678
	60			622	- 0,2832			
B2		1868	1264					294,300
	60			576	- 0,2622			
B3		1845	1292					294,875
	60			448	- 0,2040			
B4		1944	1397					295,323
	60			628	- 0,2859			
B5		1868	1316					295,951
	60			545	- 0,2481			
B6		1867	1323					296,496
	60			547	- 0,2490			
B7		1870	1320					297,042
	60			558	- 0,2540			
B8		1348	1312					297,600
	47					-123	- 0,0560	
B9		1493	1471					297,477
	47			123	- 0,0560			
B8		1313	1370					297,600
	60					-557	- 0,2536	
B7		1298	1870					297,043
	60					-546	- 0,2486	
B6		1331	1844					296,496

	60					-543	- 0,2472	
B5		1294	1874					295,953
	60					-629	- 0,2864	
B4		1371	1923					295,324
	60					-448	- 0,2040	
B3		1267	1819					294,876
	60					-577	- 0,2627	
B2		1286	1844					294,298
	60					-618	- 0,2814	
B1		1332	1904					293,680
	60					-350	- 0,1593	
P1			1682					<b>293,330</b>
$\Sigma$	1054,00 m	28189,00 mm	28185,00 mm	4395,00 mm	-2,0	- 4391,00 mm	-2,0	

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Nombre de dénivelées } N = 18 \\ \text{Longueur du cheminement } L = 1,0540 \text{ km} \end{array} \right. \rightarrow n = 17,08 \geq 16$$

$$\Delta p = 4$$

$$\Delta r = 0$$

$$\Sigma |\Delta i| = 8786$$

$$\text{Fermeture } f = 4 \text{ mm}$$

$$\text{Tolérance } T = 25,851 \text{ mm}$$

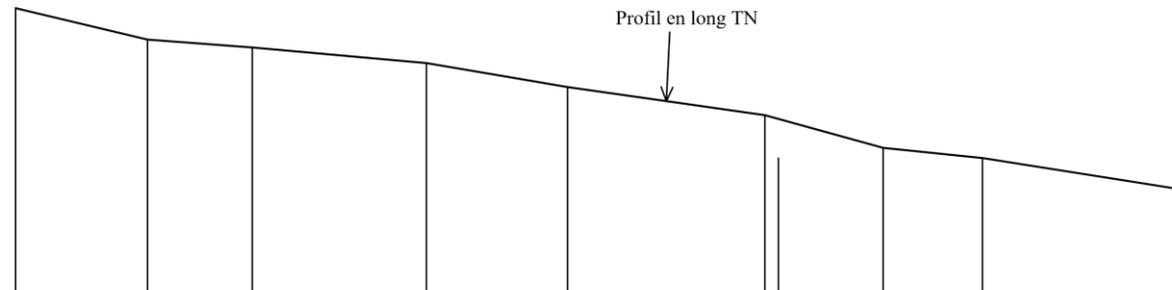
$$\text{Compensation } c = -4,0$$

## Conception et dimensionnement d'une passerelle en structure mixte bois-béton à Kamboinse (2iE)

PROFIL EN LONG DU COURS D'EAU A FRANCHIR

Profil en long

Echelle horizontale : 1/10  
 Echelle verticale : 1/2  
 Plan de comparaison : 291,50m



Description des points	P8	P9	P10	P11	P12	P13 et P14	P15	P16	P17
Altitudes TN	292,784	292,643	292,607	292,537	292,430	292,303	292,156	292,110	291,966
Altitudes projet									
Ecart TN-Projet									
Distances partielles TN		9,7	7,7	12,8	10,4	14,5	8,7	7,3	15
Distances cumulées TN	0,00	9,7	17,4	30,2	40,6	55,1	63,8	71,1	86,1
Distances partielles projet									
Distances cumulées projet									
Pentes		1,4%	0,47%	0,55%	1,02%	0,88%	1,69%	0,631%	0,96%
Alignements droits et courbes									

	Projet de Fin d'Etudes		Conception et dimensionnement d'une passerelle à Kamboinse sur le site de 2iE K1 BURKINA FASO	
	LEMHaD 2iE			
	Dessiné par : Adal OUATTARA	Echelle : 1/1	Date : 09 Août 2019	Format : A3

## ANNEXE 3 : DIMENSIONNEMENT DE L'HOURDI

### 1. Hypothèses de calcul

- Le hourdis est une dalle pleine en béton armé, ayant les dimensions, mesurées entre axes des appuis, ci-après :  $l_x = 1,5\text{m}$ ,  $l_y = 4,5\text{m}$  et  $h = 0,10\text{m}$  (à justifier).
- L'hypothèse d'une dalle portant dans une direction est utilisée, puisqu'un panneau de dalle porte sur deux (02) cotés.
- Les calculs sont menés selon le BAEL 91 modifié 99 (béton armé aux états limites) ;
- La résistance à la compression du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 30\text{ MPa}$  ;
- Type et nuance des aciers : HA Fe E 400 ;
- La fissuration est jugée préjudiciable (zone extérieure ; contact avec l'eau) ;
- Limite supérieure de calcul dans le pivot A :  $\mu_{AB} = 0,186$  ;
- Enrobage des barres :  $C = 3\text{cm}$  (zone extérieure ; contact avec l'eau)

### 2. Détermination des actions

On considère une portion de hourdis ayant une largeur de 1m, une longueur de 1m et une épaisseur de 0,10m. Le hourdis est sollicité par les chargements ci-dessous :

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
Dalle béton armé	0,1	25	2,5
Total G			2,5
Surcharge Q			5

### 3. Combinaison d'actions

$$\text{A l'ELU} \quad : P_u = 1,35 G + 1,6 Q = 11,375 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS} \quad : P_{ser} = G + 1,2Q = 8,5 \text{ kN/m}^2$$

### 4. Calcul des sollicitations

Le logiciel Pybar est utilisé pour la détermination des sollicitations. Nous pouvons visionner ci-dessous les diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants en fonction des cas de chargements :

Sollicitations maximales		
Descriptions	Valeurs	Unités
Mtx,u	0.25	kN.m
Max,u	0.262	kN.m
Vu	3.28	kN
Mtx,ser	0.186	kN.m
Max,ser	0.196	kN.m

## 5. Dimensionnement béton armé de la section

### 5.1. Choix de l'état limite dimensionnant

Le choix entre ELU et ELS pour dimensionner la section d'acier dépend du type de fissuration. La fissuration est définie en fonction des caractéristiques d'exposition :

Lorsque l'élément à étudier

- ✓ est amené à être en contact avec l'eau, la fissuration est préjudiciable (FP)
- ✓ se trouve dans un milieu agressif, la fissuration est très préjudiciable (FTP)
- ✓ se situe à l'intérieur d'un bâtiment, la fissuration est peu préjudiciable (FPP)

Le choix de l'état limite dimensionnant s'inspire du tableau ci-dessous :

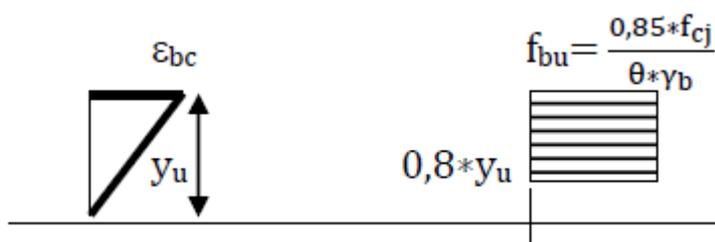
Type de fissuration	FPP	FP	FTP
Dimensionnement	ELU	ELU (ou ELS)	ELS
Vérification	ELS	ELS (ou ELU)	Inutile

### 5.2. Dimensionnement aux états ultimes ou règles des trois (03) pivots

Les trois (03) pivots A, B et C correspondent aux déformations limites fixées pour les matériaux acier et béton. Ils permettent de définir trois (03) domaines dans lesquels peut se trouver la droite de déformation de la section.

- ✓ Domaine 1 : flexion simple ou composée ; allongement maximal de l'acier sans épuisement de la résistance du béton.
- ✓ Domaine 2 : flexion simple ou composée ; épuisement de la résistance du béton sur la fibre la plus comprimée.
- ✓ Domaine 3 : section entièrement comprimée.

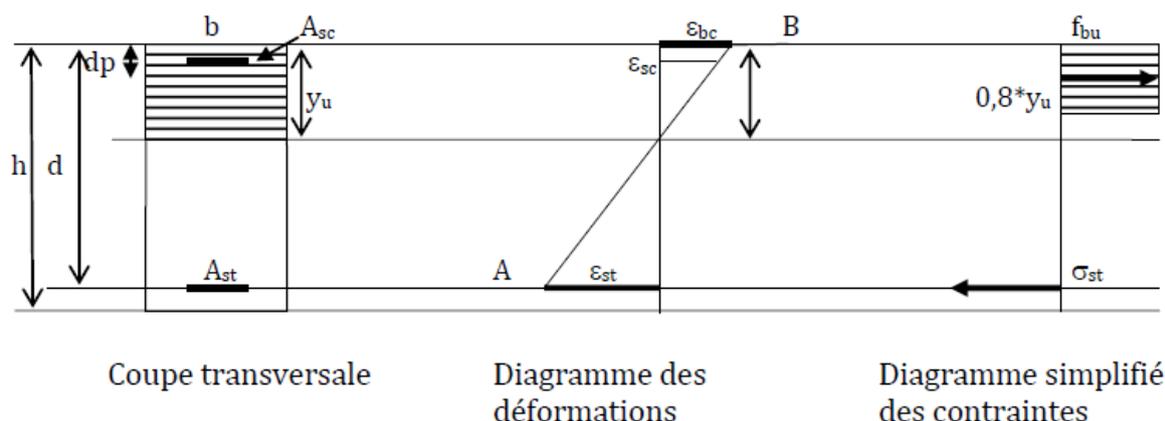
Lorsque la section considérée n'est pas entièrement comprimée, on peut utiliser le diagramme rectangulaire simplifié défini par la figure ci-dessous.



Ce modèle permet de simplifier notablement les équations d'équilibre.

Equations d'équilibre

La figure ci-après représente la coupe verticale d'une dalle de section rectangulaire, le diagramme des déformations et le diagramme simplifié des contraintes.



Le principe fondamental de la statique permet de déterminer 2 équations d'équilibre suivantes :

$$0,8 * b * y_u * f_{bu} + A_{sc} * \sigma_{sc} - A_{st} * \sigma_{st} = 0$$

$$0,8 * b * y_u * f_{bu} * (d - 0,4 * y_u) + A_{sc} * \sigma_{sc} * (d - dp) = Mur$$

Les inconnues sont les suivantes :  $y_u$ ,  $\sigma_{sc}$  et  $\sigma_{st}$

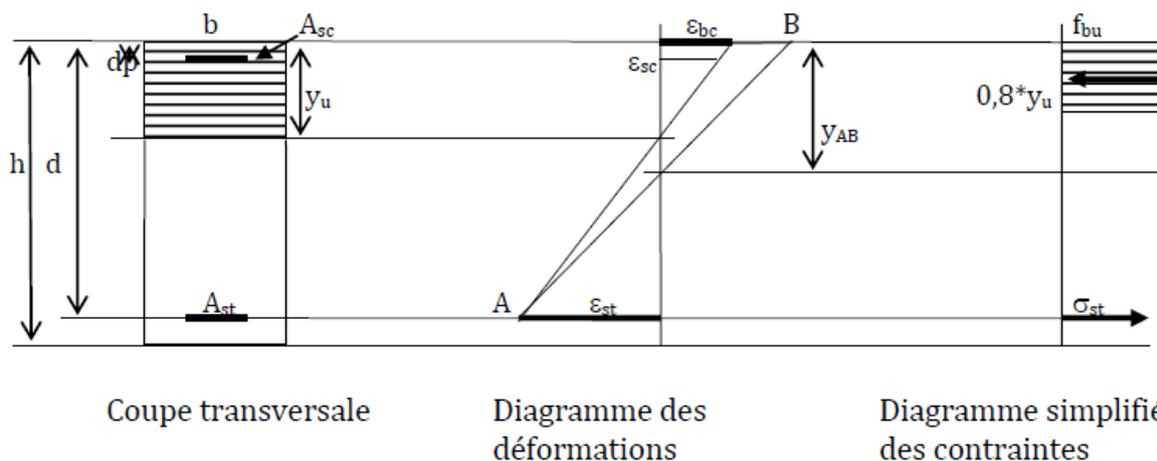
En flexion simple, la règle des trois (03) pivots impose que la droite des déformations passe par l'un des deux (02) points A et B. l'hypothèse faite sur l'un des deux (02) pivots permet de déterminer les valeurs des contraintes  $\sigma_{sc}$  et  $\sigma_{st}$ , qui dépendent des valeurs des déformations.

Prenons l'exemple de l'acier comprimé : si  $\epsilon_{sc} < \frac{f_{su}}{E}$  alors  $\sigma_{sc} = \epsilon_{sc} * E_s$

si  $\epsilon_{sc} > \frac{f_{su}}{E}$  alors  $\sigma_{sc} = f_{su}$

Le choix d'un pivot fixe la valeur d'une déformation : on étudie les cas des pivots A et B.

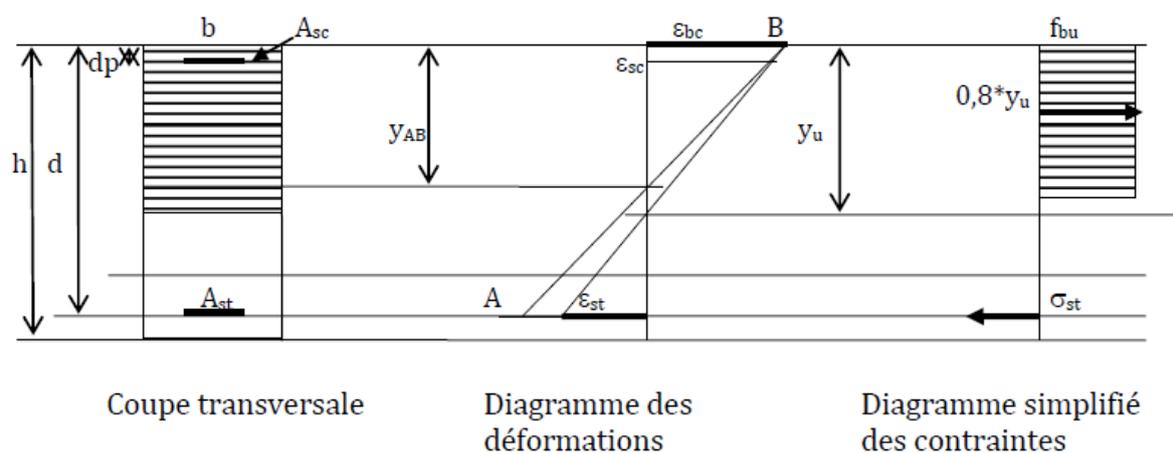
Cas du pivot A



Les expressions des déformations sont les suivantes :

$$\epsilon_{bc} = \frac{1\% * y_u}{d - y_u} \quad \epsilon_{sc} = \frac{1\% * (y_u - dp)}{d - y_u} \quad \epsilon_{st} = 1\%$$

Cas du pivot B



$$\epsilon_{bc} = 0,35\% \quad \epsilon_{sc} = \frac{0,35\% * (y_u - dp)}{y_u} \quad \epsilon_{st} = \frac{0,35\% * (d - y_u)}{y_u}$$

Dimensionnement au pivot A

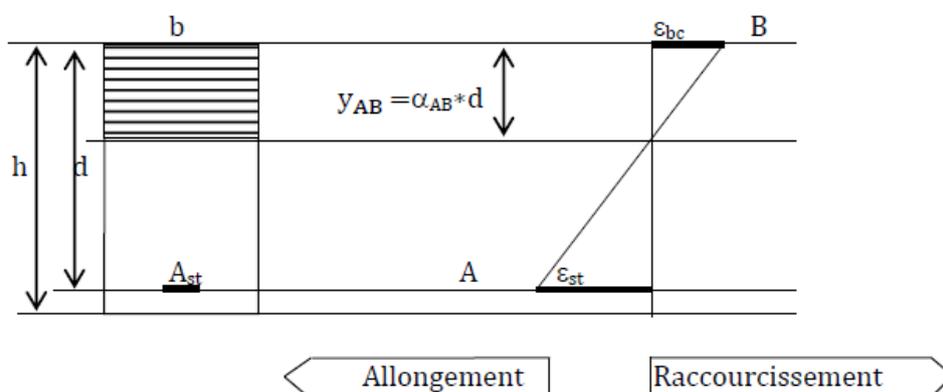
L'élément à étudier sera en contact avec l'eau ; la fissuration est jugée préjudiciable. Nous ferons le dimensionnement à l'ELU et à l'ELS et la vérification des contraintes à l'ELS.

On connaît :  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ ,  $f_e = 400 \text{ MPa}$  et  $M_u$

On cherche : les dimensions  $b$  et  $h$  de la section

La largeur  $b$  du hourdis est prise égale à 1m. il reste à déterminer la hauteur  $h$ .

Lorsqu'on dimensionne une section, on cherche à optimiser l'utilisation des matériaux afin d'obtenir la section la plus économique possible. L'on tire le meilleur parti des matériaux quand le diagramme de déformation de la section passe par les points A et B. Le moment résistant correspondant est  $M_{AB}$ .

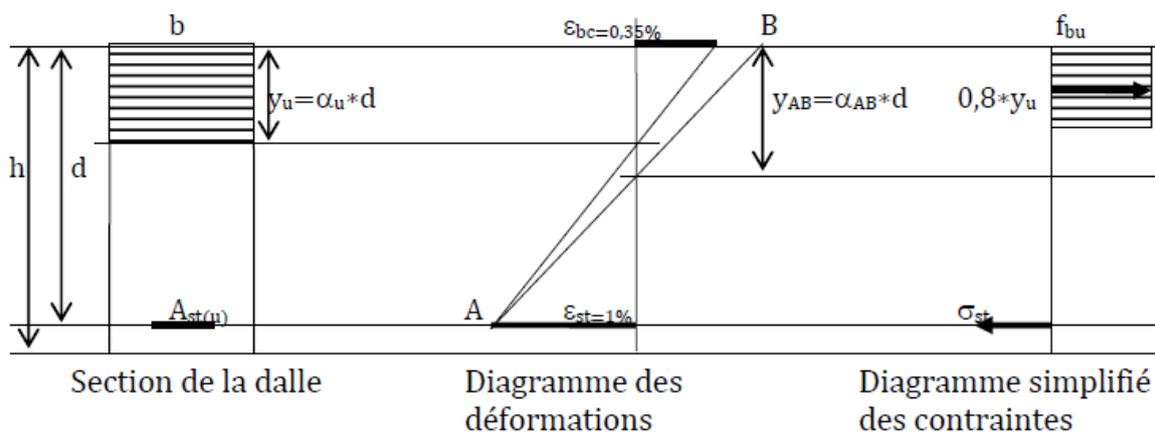


- $h$  : hauteur totale de la section
- $d$  : hauteur utile de la section  $d \approx 0,9 \cdot h$
- $y_{AB}$  : hauteur du béton comprimé
- $A_{st}$  : section des armatures tendues

Dans ce cas, l'acier et le béton sont utilisés de façon optimale.

Equations d'équilibre et dimensionnement :

La figure ci-dessous représente la coupe verticale du hourdis, le diagramme des déformations et le diagramme simplifié des contraintes.



La hauteur de béton tendu  $y_{AB}$  est donnée par la relation suivante :

$$\frac{y_{AB}}{3,5} = \frac{d}{3,5 + 10} \rightarrow y_{AB} = 0,259 * d$$

Le moment résistant :

$$M_{AB} = \frac{0,85 * f_{cj}}{1,5} * 0,8 * y_{AB} * b * (d - 0,4 * y_{AB})$$

$$M_{AB} = \frac{0,85 * f_{cj}}{1,5} * 0,8 * 0,259 * d * b * (d - 0,4 * 0,259 * d)$$

$$M_{AB} = 0,186 * b * d^2 * f_{bu}$$

Pour déterminer la hauteur utile  $d$  de façon à optimiser la section, on prend  $M_{AB} = M_u$

De l'égalité  $M_{AB} = 0,186 * b * d^2 * f_{bu}$  ;

$$\text{On tire, } d^2 = \frac{M_u}{0,186 * b * f_{bu}} = \frac{262000}{0,186 * 1000 * 17} = 82,86 \rightarrow d = \sqrt{82,86} = 9,1 \text{ mm}$$

La hauteur utile  $d$  calculée est inférieure à la hauteur utile  $d$  supposée égale à  $0,9 * 10 \text{ cm}$ . Avec la prise en compte des enrobages des faces inférieure et supérieure de  $3 \text{ cm}$  de part et d'autre, l'hypothèse de l'épaisseur du hourdis égale à  $10 \text{ cm}$  est économique.

En plus ;  $h_0 \geq \frac{L_x}{25} = \frac{1,5}{25} = 0,06 \text{ m}$  pour les panneaux continus.

- On adopte  $h = 10 \text{ cm}$
- La hauteur utile  $d$  est donnée par  $d \approx 0,9 * h = 0,9 * 10 = 9 \text{ cm}$
- On prendra  $d = 6,5 \text{ cm}$

### 5.3. Armature de résistance dans le sens de la portée Lx

#### 5.3.1. Détermination des armatures à l'ELU

Calcul du moment réduit ultime  $\mu_u$

$$\mu_u = \frac{M_{ux}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{0,000262}{1 * (0,065)^2 * 17} = 0,00365$$

Le moment réduit ultime limite  $\mu_u = 0,0036$  est inférieur au moment réduit ultime limite  $\mu_l = 0,392$ , la section ne comportera donc pas d'armatures comprimées.

Les valeurs de moment réduit ultime limite, en fonction de la nuance de l'acier, sont données dans le tableau suivant :

Nuance de l'acier	Al	$\mu_l$
feE 215	0,769	0,432
feE 235	0,774	0,427
<b>feE 400</b>	<b>0,668</b>	<b>0,392</b>
feE 500	0,617	0,372

Les deux (02) équations d'équilibre, pour une section sans armatures comprimées sont les suivantes :

$$0,8 * b * y_u * f_{bu} = A_{stu} * \sigma_{st}$$

$$0,8 * b * \alpha_u * f_{bu} * (1 - 0,4 * \alpha_u) = M_{ux}$$

C'est un système de deux (02) équations du premier degré à deux (02) inconnues en  $A_{stu}$  et  $\alpha_u$ .

On connaît la valeur de la contrainte de calcul de traction des aciers :  $\sigma_{st} = f_{su}$

On pose: 
$$\mu_u = \frac{M_{ux}}{b * d^2 * f_{bu}}$$

Equation () prend la forme suivante en  $\alpha_u$  :  $0,32 * \alpha_u^2 - 0,8 * \alpha_u + \mu_u = 0$

On en tire l'expression de  $\alpha_u$  ci-après :

$$\alpha_u = 1,25 * \left(1 - \sqrt{(1 - 2 * \mu_u)}\right) = 1,25 * \left(1 - \sqrt{(1 - 2 * 0,00365)}\right) = 0,0046$$

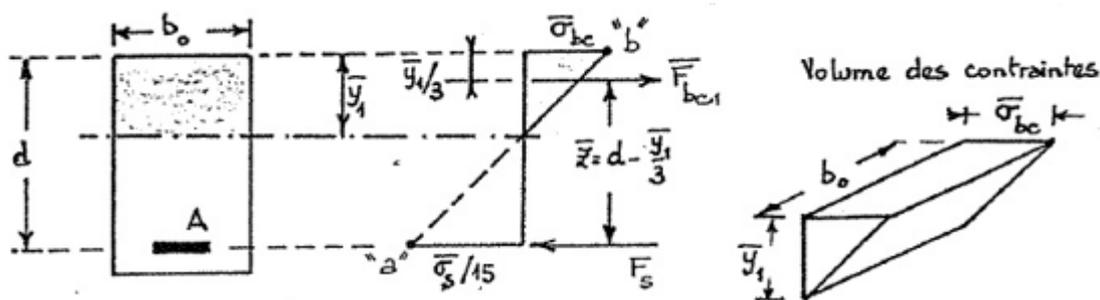
L'équation () permet de déterminer l'expression de la section d'aciers suivante :

$$A_{stu} = 0,8 * b * d * \alpha_u * \frac{f_{bu}}{f_{su}} = 0,8 * 1 * 0,065 * 0,0046 * \frac{17}{347,83} = 0,117 * 10^{-4} m^2$$

$$A_{stu} = 0,117 cm^2$$

### 5.3.2. Détermination des armatures à l'ELS

*Hypothèses de calcul*



Equilibre des efforts normaux

✓ Efforts normaux

$$\bar{y}_{ser} = \frac{n * \bar{\sigma}_{bc}}{n * \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} * d = \frac{15 * 18}{15 * 18 + 240} * 0,065 = 0,0344m$$

$$\bar{F}_{bc1} = \frac{1}{2} \bar{y}_{ser} * b_0 * \bar{\sigma}_{bc} = \frac{1}{2} * 0,0344 * 1 * 18 = 0,31MN$$

$$\bar{F}_s = A_{ser} \bar{\sigma}_s = 240 * A_{ser}$$

✓ Equilibre des forces

$$0 = \bar{F}_{bc1} - \bar{F}_s \Leftrightarrow \bar{F}_s = \bar{F}_{bc1} \Leftrightarrow A_{ser} \bar{\sigma}_{st} = \frac{1}{2} \bar{y}_{ser} b_0 \bar{\sigma}_{bc}$$

Equilibre des moments

✓ Bras de levier

$$\bar{z}_{ser} = d - \frac{1}{3} \bar{y}_{ser} = 0,065 - \frac{1}{3} * 0,0344 = 0,0535m$$

En posant :  $\bar{\alpha}_{ser} = \frac{\bar{y}_{ser}}{d} = \frac{n * \bar{\sigma}_{bc}}{n * \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$  ; on obtient :  $\bar{z}_{ser} = d \left( 1 - \frac{1}{3} \bar{\alpha}_{ser} \right)$

$$\bar{\alpha}_{ser} = \frac{\bar{y}_{ser}}{d} = \frac{0,0344}{0,065} = 0,53$$

$$\bar{z}_{ser} = d - \frac{1}{3} \bar{y}_{ser} = 0,065 - \frac{1}{3} * 0,0344 = 0,0535\text{m}$$

✓ Moment résistant béton

$$M_{rb} = \bar{F}_{bc1} \bar{z}_{ser} = \frac{1}{2} b_0 d^2 \bar{\sigma}_{bc} \bar{\alpha}_{ser} \left( 1 - \frac{1}{3} \bar{\alpha}_{ser} \right) = 0,31 * 0,0535 = 0,01659\text{MN.m}$$

$M_{ser} \leq M_{rb}$ , la section ne comportera donc pas d'armatures comprimées.

✓ Equilibre des moments

$$M_{ser} = \bar{F}_s * \bar{z}_{ser} = A_{ser} * \sigma_s * \bar{z}_{ser} = A_{ser} * 240 * 0,0535 = 12,84 * A_{ser}$$

$$M_{ser} = 12,84 * A_{ser} \quad \Leftrightarrow \quad A_{ser} = \frac{M_{ser}}{12,84} = \frac{0,000186}{12,84} = 0,145 * 10^{-4} m^2$$

$$A_{ser} = 0,145 cm^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{stx, \min 1} = 0,23 * \frac{f_{tj}}{f_e} * b * d = 0,23 * \frac{2,4}{400} * 1 * 0,065 * 10000 = 0,9 cm^2$$

$$\rho_x \geq \frac{A_{st}}{b * h} * \frac{3 - \frac{Lx}{Ly}}{2} = 1,33 * \frac{A_{st}}{b * h} = 0,0008 \quad \Leftrightarrow \quad A_{st, \min 2} = \frac{0,0008 * b * h}{1,33}$$

$$A_{st, \min 2} = \frac{0,0008 * 1 * 0,1}{1,33} = 0,6 * 10^{-4} m^2 = 0,6 cm^2$$

Avec  $\rho_x$ , ratio d'acier dans le sens de la petite portée  $Lx$   $\rho_x = \frac{A_{stx}}{b * h}$

$$A_{stx} = \max(A_{stx, \min}; A_{serx}; A_{stux}) = \max(0,117 cm^2; 0,145 cm^2; 0,9 cm^2)$$

$$A_{stx} = 0,9 cm^2$$

Dispositions constructives

Le diamètre maximal des barres doit être inférieur ou égal à  $h/10 = 10\text{mm}$  (h : hauteur du hourdis)

Les espacements maximaux des barres sont :

- ✓ La plus petite des valeurs  $3 * h$  et  $33\text{cm}$  dans le sens de la portée  $L_x$
- ✓ La plus petite des valeurs  $4 * h$  et  $45\text{cm}$  dans le sens de la portée  $L_y$

Choix des armatures : Théoriquement, 2HA8 par mètre suffiraient ; mais l'espacement maximal serait largement dépassé. Nous choisissons donc des 4HA8 par mètre ; Ce qui correspond à une section réelle de  $2,01\text{cm}^2$ .

#### 5.4. Armature de résistance dans le sens de la portée $L_y$

Comme le hourdis porte sur une seule direction, alors les aciers dans le sens de la portée  $L_y$  sont des aciers de répartition.

$$A_{s, rep} = \frac{A_{stx}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5\text{cm}^2$$

Choix des armatures : Théoriquement, 2HA6 par mètre suffiraient ; mais l'espacement maximal serait largement dépassé. Nous choisirons donc des 3HA8 par mètre ; Ce qui correspond à une section réelle de  $1,51\text{cm}^2$ .

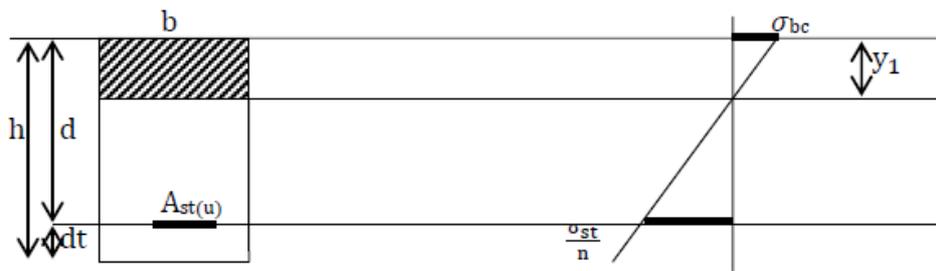
La section minimale d'armatures doit satisfaire les relations suivantes :

$$\rho_0 = \frac{A_{st}}{b * h} = \frac{0,000201 + 0,000151}{1 * 0,1} = 0,00352 \geq 0,0008$$

Avec  $\rho_0$ , le rapport minimum de la section d'acier  $A_{st}$  sur la section de béton  $bh$ .

#### 5.5. Vérification à l'Etat Limite de Service

Le dimensionnement doit être suivi d'une vérification aux ELS afin de vérifier que l'état limite de compression du béton est respecté. La figure ci-dessous représente la coupe transversale de la dalle et le diagramme simplifié des contraintes.



On commence par déterminer la position de l'axe neutre en résolvant l'équation aux moments statiques suivante en  $y_{ser}$  :

$$\frac{1}{2} * b * y_{ser}^2 - n * Ast * (d - y_{ser}) = 0$$

$$\frac{1}{2} * 1 * y_{ser}^2 - 15 * 0,000201 * (0,065 - y_{ser}) = 0$$

$$0.5 * y_{ser}^2 + 0.003015 * y_{ser} - 0.000196 = 0 \quad \Leftrightarrow \quad y_{ser} = 0,017$$

Le moment quadratique de la section homogénéisé est de :

$$I = \frac{1}{3} * b * y_{ser}^3 + n * Ast * (d - y_{ser})^2$$

$$I = \frac{1}{3} * 1 * 0,017^3 + 15 * 2,01 * (0,065 - 0,017)^2 \quad \Leftrightarrow \quad I = 0,0000085842m^4$$

On calcule la contrainte maximale du béton comprimé en utilisant l'expression suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y_{ser} = \frac{0,000186}{0,0000085842} * 0,017 = 0,37 \text{ MPa}$$

On utilise l'expression suivante pour calculer la contrainte maximale dans les armatures :

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y_{ser}) = 15 * \frac{0,000186}{0,0000085842} * (0,065 - 0,017) = 15,6 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0,37 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18\text{MPa}$  : la contrainte maximale de béton comprimé  $\sigma_{bc}$  ne dépasse pas la contrainte limite  $\bar{\sigma}_{bc}$  ;

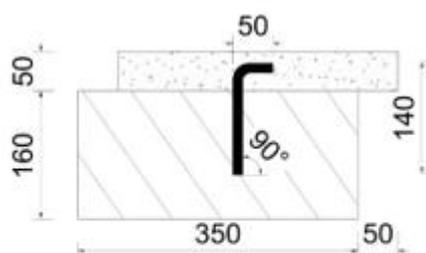
$\sigma_{st} = 15,6 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 240\text{MPa}$  : la contrainte maximale dans les armatures  $\sigma_{st}$  ne dépasse pas la contrainte limite  $\bar{\sigma}_{st}$  ;

Le dimensionnement satisfait les états limites de service.

## ANNEXE 4 : DETERMINATION DES COEFFICIENTS DE GLISSEMENT, DES COEFFICIENTS DE FLUAGE DU BETON ET DU BOIS, DU COEFFICIENT DE MODIFICATION DE CONTRAINTES DU BOIS

Pour nos études, nous calculerons avec deux (02) systèmes de connexion testés par **Marcelle Audrey KOUAM TEGUIA** et ensuite nous ferons un choix sur le système le plus efficace. Les deux (02) systèmes de connexion sont les suivants :

- Le système **TSS** : constitué de tige d'acier HA12 filetée vissée à 90° d'inclinaison par rapport au sens du fil du bois, sans fond de coffrage (Figure) ;
- Le système **TXS** : Constitué de deux tiges d'acier HA12 filetées croisées, l'une vissée à 120° et l'autre à 90° d'inclinaison par rapport au sens du fil du bois, *sans fond de coffrage* (Figure) ;

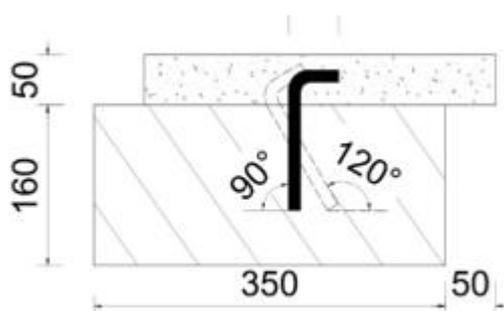


(a)



(b)

Connexions TSS ; (a) Géométrie ; (b) illustration



(a)



(b)

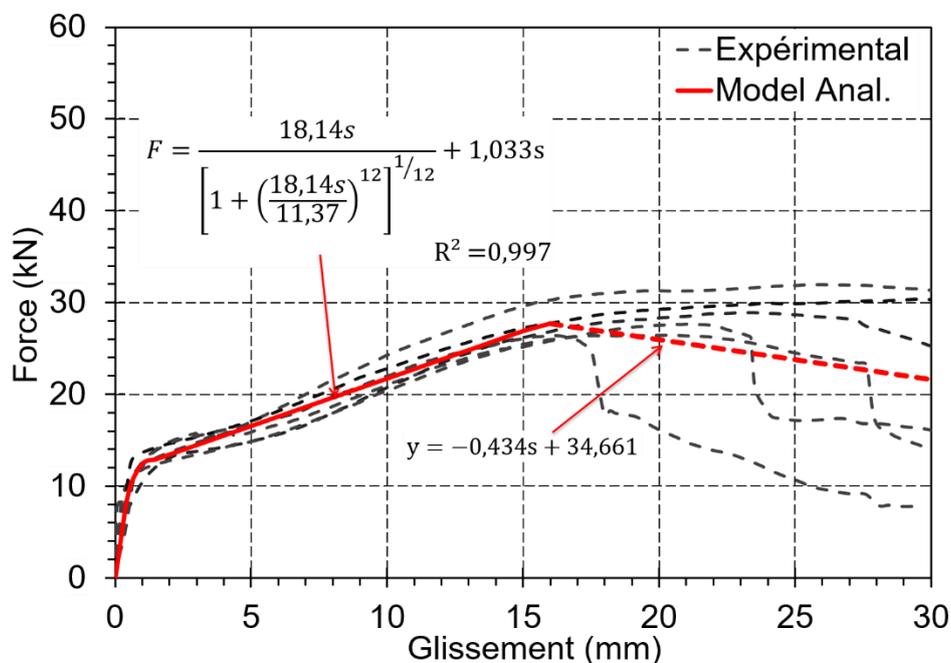
Connexions TXS ; (a) Géométrie ; (b) illustration

Les résultats des essais push-out sont les courbes charge-glissement. A chaque essai, correspond une charge maximale  $F_{max}$  qui est la résistance de la connexion atteinte avant ou à 30 mm de glissement. Les modules de glissement en service  $K_{0,4}$  et ultime  $K_{0,6}$  sont calculés à partir de la méthode proposée par Ceccotti :

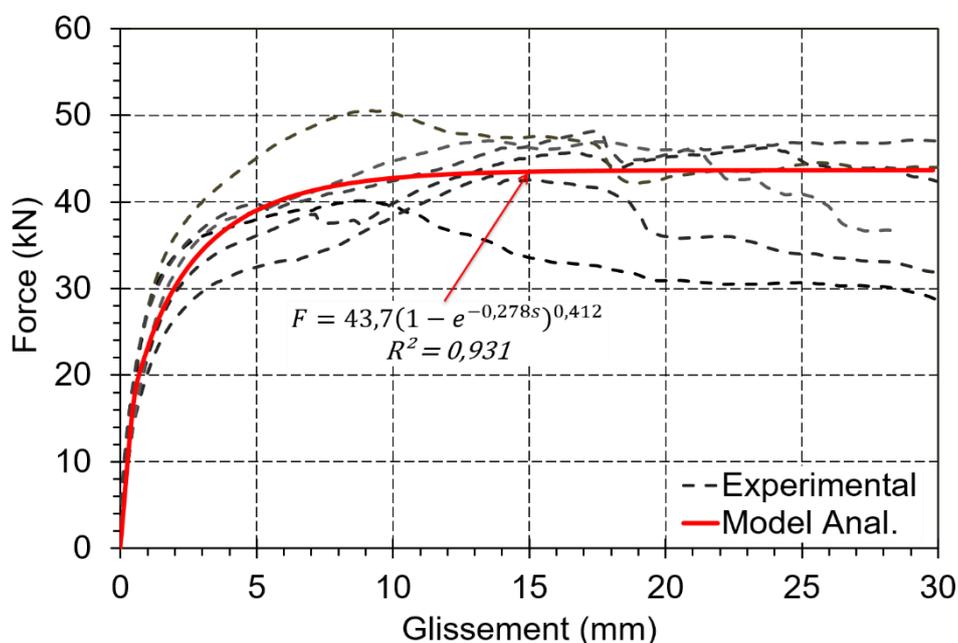
$$K_{0,4} = K_s = \frac{0,4F_{\max}}{v_{0,4}} \quad \text{et} \quad K_{0,6} = K_u = \frac{0,6F_{\max}}{v_{0,6}}$$

Où  $v_{0,4}$  et  $v_{0,6}$  sont les glissements à 40% et 60% de la charge maximale respectivement.

Les courbes charge-glissement de chaque système de connexion sont présentées ci-dessous :

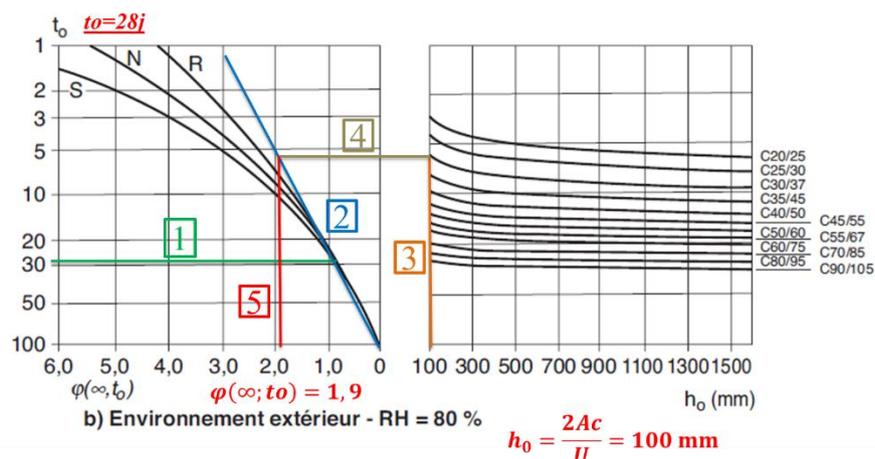


Courbe force-glissement du système TSS



Courbe force-glissement du système TXS

❖ Coefficient de fluage du béton  $\varphi(\infty; t_0)$



Détermination du coefficient de fluage du béton

$t_0 = 28j$  ;  $RH = 80\%$  ;  $h_0 = \frac{2A_c}{U}$  ; Classe de ciment N.

avec ;  $A_c = 0,48 * 0,10 = 0,048m^2$  et  $U = 2 * 0,48 + 2 * 0,10 - 0,06 = 1,1m$

$A_c$  = Aire de la section transversale du béton

$U$  = Périmètre de la partie exposée à la dessiccation

$h_0 = \frac{2 * 0.048}{1.1} = 0,087m = 87mm \rightarrow h_0 = 100 mm$

En appliquant les étapes 1 à 5 comme illustrer sur la figure (), nous déterminons

❖ Coefficient de fluage du bois  $k_{def}$

Tableau 3.2 – Valeurs de  $k_{def}$  pour le bois, les matériaux à base de bois

Materiau	Norme	Classe de service		
		1	2	3
Bois massif	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Bois lamellé collé	EN 14080	0,60	0,80	2,00
LVL	EN 14374, EN 14279	0,60	0,80	2,00
Contreplaqué	EN 636			
	Partie 1	0,80	-	-
	Partie 2	0,80	1,00	-
	Partie 3	0,80	1,00	2,50
OSB	EN 300			
	OSB/2	2,25	-	-
	OSB/3, OSB/4	1,50	2,25	-

Détermination du coefficient de fluage du bois  $k_{def}$

Pour notre poutre mixte nous adoptons le **bois massif nommé KOSIPO** et **une classe de service 3** car notre ouvrage se trouve à l'extérieur donc exposé aux intempéries. A partir du tableau 3.2 de l'Eurocode 5, nous avons un coefficient de fluage du bois  $k_{def} = 2,00$ .

Détermination des coefficients de modification de résistances du bois  $k_{mod}$

Tableau 3.1 – Valeurs de  $k_{mod}$

Materiau	Norme	Classe de service	Classe de durée de chargement				
			Action permanente	Action long terme	Action moyen terme	Action court terme	Action instantanée
Bois massif	EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Bois lamellé collé	EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

*Détermination du coefficient de fluage du bois  $k_{mod}$*

$k_{mod}$  est déterminé à partir du tableau 3.1 de l'Eurocode 5.

NB : Comme le rapport  $1,35G/(1,35G + 1,6Q) = 0,13$  est inférieur au rapport  $k_{mod/perm}/k_{mod/moyen\ terme} = 0,5/0,65 = 0,77$ , il est évident que le calcul est régi par la combinaison  $1,35G + 1,6Q$ . Pour cette raison, il n'est fait référence ultérieurement qu'à la seule combinaison d'action à moyen terme.

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Bois massif KOSIPO} \\ \text{Classe de service 3} \\ \text{Action moyen terme} \end{array} \right. \rightarrow k_{mod} = 0,65$

## ANNEXE 5 : DIMENSIONNEMENT DE LA PASSERELLE MIXTE ACIER-BETON

### 1. Hypothèses de calculs

#### 1.1. Règlements et instructions

- Règles BAEL 91 révisées 99 : Le calcul du ferrailage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- EUROCODE 3 : règlement pour les calculs en construction métallique
- EUROCODE 4 : règlement pour les calculs en construction mixte

#### 1.2. Caractéristiques des matériaux

Les principaux matériaux sont :

- Béton B30 :  $f_{ck} = 30$  MPa ;  $\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{tj} = 2.4$  MPa; Poids volumique = 25 kN/m<sup>3</sup> ;  $E_{cm} = 33000$  MPa ;
- Acier :  $F_e = 500$  MPa ;  $\gamma_s = 1.15$  pour les éléments en béton armé ;
- Pour la charpente métallique on prend les PRS Acier S355 Masse volumique :  $\rho_a = 7850$  kg/m<sup>3</sup> ; Module d'élasticité :  $E_a = 210000$  MPa

### 2. Prédimensionnement d'une poutre maîtresse

L'élançement optimal des ponts mixtes dépend du schéma mécanique de l'ouvrage (travées indépendante ou continues), de sa géométrie (rapport des portées, hauteur constante ou variable, largeur de la dalle) et de la conception de la section. Pour fixer les idées, des ordres de grandeur moyens sont fournis dans le cas des tabliers bipoutres. Les valeurs indiquées dans le tableau ci-après sont celles du rapport L/h de la portée du tablier à la hauteur de la structure métallique seule. « J.A CALGARO, conception des ponts : cours de l'Ecole Nationale des ponts et Chaussées, page 225 »

Type de poutraison	Schéma statique	Elancement
Poutre en I	Travée indépendante	22 à 25 (Hauteur constante)
	Poutre continue de hauteur constante	28

	Poutre continue de hauteur variable	25 sur pile 50 à 60 sur culée 40 à 50 à la clé des travées
Poutre caisson	Poutre continue	$H/l = (1/36) (B/12)^{0,7}$ (B=largeur du tablier en m)

$$\left(\frac{L}{25}\right) \leq h \leq \left(\frac{L}{22}\right) \rightarrow \left(\frac{4,5}{25}\right) \leq h \leq \left(\frac{4,5}{22}\right) \rightarrow 0,18 \leq h \leq 0,2045$$

Convenons de choisir  $h = 0,18\text{m} = 180\text{mm}$ , ce qui correspond à un profilé IPE 180

### 3. Détermination des actions

La poutre mixte bois-béton est sollicitée par les chargements ci-dessous :

Description	Section	Poids volumique	Largeur d'influence	Poids linéaire
Poids propre dalle BA	$E_p = 0,1\text{ m}$	$25\text{ kN/m}^3$	0,75	$1,875\text{ kN/m}$
Poids propre poutre en acier	IPE 180 $23,90\text{cm}^2$	$78,5\text{ kN/m}^3$		$0,19\text{ kN/m}$
Poids barrière type S8				$0,03\text{ kN/m}$
Total G				$2,1\text{ kN/m}$
Surcharge Q		$Q = 5\text{ kN/m}^2 \times 0,75\text{m}$		$3,75\text{ kN/m}$

*Détermination des charges pour la poutre mixte acier-béton*

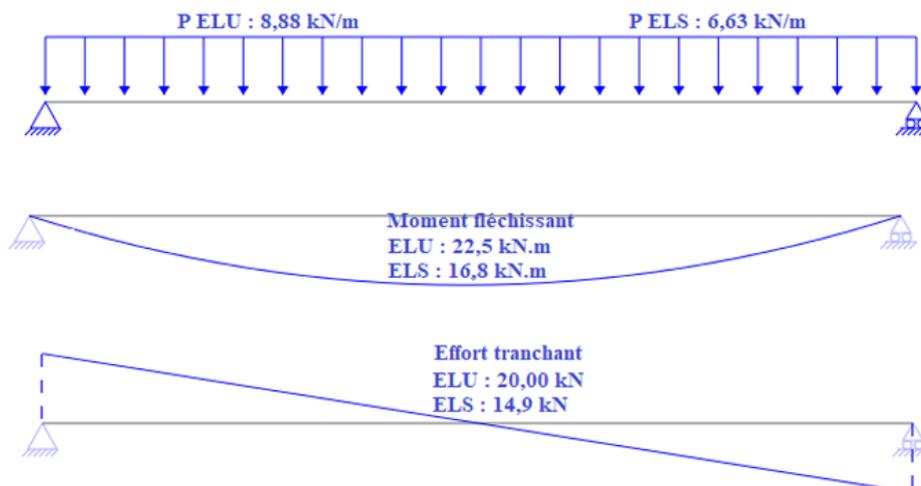
### 4. Combinaison d'actions

A l'ELU :  $P_u = 1,35 G + 1,6 Q = 8,88\text{ kN/m}$

A l'ELS :  $P_{ser} = G + 1,2Q = 6,63\text{ kN/m}$

### 5. Calcul des sollicitations

Le logiciel Pybar est utilisé pour la détermination des sollicitations. Nous pouvons visionner ci-dessous les diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants en fonction des cas de chargements :



Diagrammes de moment et effort tranchant de la poutre mixte acier-béton

Sollicitations maximales		
Descriptions	Valeurs	Unités
Mu	22,5	kN.m
Ms	16,8	kN.m
Vu	20,0	kN

Sollicitations maximales pour la poutre mixte acier-béton

## 6. Vérification de la poutre maitresse

La résistance de la poutre seul (dans ce cas) doit être faite lorsqu'elle supporte juste les charges propres venant du tablier (en construction) avec une charge d'exploitation prise égale à 2 kN/m<sup>2</sup>. On a alors :

$$\begin{cases} M_{\max} = 13,37 \text{ kN.m} \\ V_{\max} = 11,88 \text{ kN} \end{cases}$$

Les caractéristiques de la poutre IPE 200 sont :

A = 23,90 cm <sup>2</sup>	tf = 8,00 mm	Wel,z = 22,16 cm <sup>3</sup>	G = 18,76 kG/m	Wpl,y = 166,40 cm <sup>3</sup>
H = 180,00 mm	r = 9,00 mm	iy = 7,42	Iy = 1317,00 cm <sup>4</sup>	Wpl,z = 34,60 cm <sup>3</sup>
bf = 91,00 mm	Wel,y = 146,30 cm <sup>3</sup>	iz = 2,05	Iz = 100,90 cm <sup>4</sup>	d = 164,00 mm
tw = 5,30 mm	Z = 17,00 mm	It = 4,79 cm <sup>6</sup>	Iw = 7,43 cm <sup>6</sup>	Avz = 11,30 cm <sup>2</sup>

Caractéristiques de la poutre maitresse

Classification de la section :

➤ La semelle supérieure

$$\frac{b_f}{2 * t_f} \leq 9 * \varepsilon \rightarrow 5,69 \leq 7,32$$

Donc la semelle supérieure est de classe 1

➤ La semelle inférieure

$$\frac{b_f}{2 * t_f} \leq 9 * \varepsilon \rightarrow 5,69 \leq 7,32$$

Donc la semelle inférieure est de classe 1

➤ L'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 * \varepsilon \rightarrow 30,94 \leq 58,58$$

Donc l'âme est de classe 1

➤ Conclusion

On a alors un profilé de section de classe 1

La vérification au moment fléchissant :

Condition à vérifier :  $M_{soll_i} < M_{pl,Rd}$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}} \text{ avec } \gamma_{M0} = 1.0$$

$$M_{pl,Rd} = 59,07 \text{ kN.m}$$

$M_{soll_i} = 13,37 \text{ MN.m} < M_{pl,Rd} = 59,07 \text{ kN.m}$  **Condition vérifiée !**

Donc la poutre résiste au moment fléchissant.

La vérification à l'effort tranchant :

Condition à vérifier :  $V_{soll_i} < V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

$A_{vz}$  : c'est l'aire de cisaillement

$$V_{pl,rd} = 231,6 \text{ kN}$$

De même que la résistance au moment fléchissant, la résistance à l'effort tranchant est aussi faite en phase de construction

$$V_{solli} = 11,88 \text{ kN} \leq V_{pl,rd} = 231,6 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée !}$$

Donc l'âme résiste à l'effort tranchant.

Vérification d'interaction entre moment fléchissant et effort tranchant :

$$V_{solli} = 11,88 \text{ kN} \leq 0,5 * V_{pl,rd} = 115,8 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée !}$$

Donc il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

La vérification au déversement :

La semelle supérieure est susceptible de déverser lorsqu'elle subit une compression soit en moment positif donc en travée ; ainsi on vérifiera avec le moment maximal en travée.

Dans le cas des ponts mixtes la dalle tient la semelle supérieure des poutres contre le déversement. Cependant nous devons faire une vérification quand la semelle supérieure n'est pas encore solidarifiée avec la dalle de béton, soit quand le béton est encore liquide.

La semelle inférieure est susceptible de déverser lorsqu'elle subit une compression soit en moment négatif donc sur appui ; Dans notre cas le moment sur appui est nul il n'y aura pas de vérification au déversement pour la semelle inférieure.

NB : Nous ferons la vérification au déversement pour le cas le plus défavorable c'est-à-dire pour le moment le plus élevé (moment à mi- travée).

On doit vérifier :

$$M_{solli} \leq M_{Rd,LT}$$

$M_{solli}$  : Le moment dû au poids propre de la structure (poutres + dalle + exploitation de 2 kN/m<sup>2</sup>)

$$M_{solli} = 13,37 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd,LT} = \chi_{LT} * \beta_w * f_y * \frac{W_{pl}}{\gamma_{M1}}$$

Avec :  $\beta_w = 1$  et  $\gamma_{M1} = 1.1$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT})^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2}}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT} * (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + (\bar{\lambda}_{LT})^2]$$

IPE 200  $\rightarrow h/b = 200/100 = 2 \geq 2 \rightarrow$  courbe b  $\rightarrow \alpha_{LT} = 0,34$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl} * f_y * \beta_A}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * E * I_z}{L_{cr}^2} * \left[ \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z} + (C_2 Z_g)^2} - (C_2 Z_g) \right]$$



$$\Psi = \frac{M_{inf}}{M_{sup}} = 0 \quad \text{et} \quad \mu = \frac{qL^2}{8M} = 0 \quad \rightarrow \quad C_1 = 1,77 \quad \text{et} \quad C_2 = 0$$

$E = 210000 \text{ MPa}$ ;  $G = 80769,3 \text{ MPa}$ ;  $Z_g = 90 \text{ mm}$

$$L_{cr} = 4,5 \text{ m}$$

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * E * I_z}{L_{cr}^2} * \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z}}$$

$$M_{cr} = 35,38 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl} * f_y * \beta_w}{M_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,29$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1,24 \geq 0,4$  donc la poutre est susceptible de déverser

*La résistance au déversement*

$$\phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT} * (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + (\bar{\lambda}_{LT})^2]$$

$$\phi_{LT} = 1,49$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT})^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0,45$$

$$M_{Rd,LT} = \chi_{LT} * \beta_w * f_y * \frac{W_{pl}}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{Rd,LT} = 24,17 \text{ kN.m}$$

$$M_{soll} = 13,37 \text{ kN.m} \leq M_{Rd,LT} = 24,17 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée !}$$

Donc la poutre résiste au déversement.

#### Vérification du voilement :

Le voilement est le phénomène d'instabilité relatif aux plaques minces soumises à des efforts dans leurs plans moyens (compression, cisaillement).

$$\bar{\lambda}_w = \frac{\left(\frac{d}{t_w}\right)}{37,4 * \varepsilon * \sqrt{K_\tau}}$$

$K_\tau$  est le coefficient de voilement par cisaillement pour des raidisseurs sur appuis et comportant des raidisseurs transversaux intermédiaires. Dans le cas de notre projet nous n'avons pas de raidisseurs sur les poutres maitresses ;

$$\text{Donc } K_\tau = 5,34$$

$$\bar{\lambda}_w = 0,44$$

$\bar{\lambda}_w = 0,44 < 0,8$  donc il n'y a donc pas risque de voilement de la poutre.

La poutre résiste alors au voilement.

## 7. Calcul de la section mixte

### 7.1. Détermination de la largeur efficace beff

Pour une poutre maitresse dans une section donnée du tablier, la largeur efficace de la dalle est la somme des trois (03) termes :

$$b_{eff} = b_o + b_{e1} + b_{e2}$$

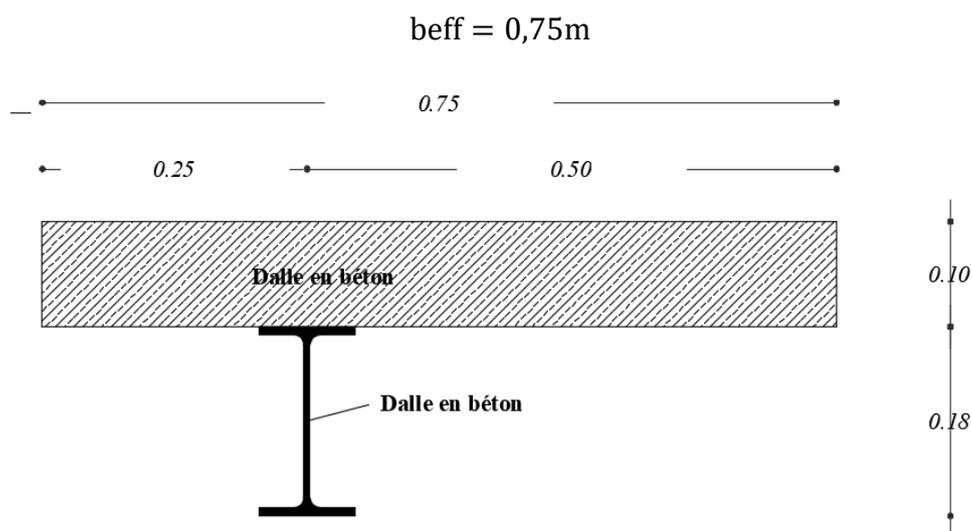
Avec :

$b_o$  ; la largeur du profilé IPE

$b_{ei} = \min(L_e/8 ; b_i)$  où  $L_e$  est la portée équivalente dans la section considérée et où  $b_i$  est la largeur géométrique réelle de la dalle associée à la poutre maitresse.

La portée équivalente  $L_e$  vaut :  $L = 4,5$  m donc  $L_e/8 = 0,56$ m

Dans le cas de notre projet, comme  $L_e/8$  est toujours supérieure à  $b_i$ , on en déduit que la largeur efficace est égale à la largeur réelle. Nous ferons les calculs ici pour une seule section.



La section mixte (source : logiciel Autocad)

## 7.2. Justification de la section mixte en flexion et à l'effort tranchant

Résistances caractéristiques	Coefficients	Résistances de calculs
$f_{yk} = 355$ MPa	$\gamma_{mo} = 1$	$f_{yd} = 355$ MPa
$f_{sk} = 500$ MPa	$\gamma_s = 1.15$	$f_{sd} = 435$ MPa
$f_{ck} = 30$ MPa	$\gamma_c = 1.5$	$0.85f_{cd} = 17$ MPa
Le module d'élasticité de l'acier $E_a = 210000$ MPa		
Le module d'élasticité du béton $E_{cm} = 33000$ MPa		

Résistances des matériaux pour le calcul mixte

NB : La résistance du béton tendu est négligée.

- La force de compression dans le béton

$$F_c = b_{eff} * \frac{h}{2} * 0,85 f_{cd}$$

Avec :  $h = 0,1\text{m}$  ; on a  $F_c = 637,5\text{ kN}$

- La force de traction dans l'acier

$$F_a = A_a * \frac{f_y}{\gamma_{mo}}$$

Avec :  $A_a = 23,90\text{ cm}^2$ , on a  $F_a = 848,45\text{ kN}$

$$F_{total} = F_c + F_a = 1485,95\text{ kN}$$

Comme  $F_a \geq F_c$  alors l'axe neutre plastique (ANP) se trouve dans le profilé.

- Détermination de la position de l'ANP

L'effort apporté par la semelle supérieure vaut :  $F_s = b_f * t_f * f_y = (0,1 * 0,0085 * 355) * 1000 = 258,44\text{ kN}$

$$F_c + F_s = 895,94\text{ kN}$$

L'effort apporté par l'âme et la semelle inférieure vaut :

$$(A_a - (0,008 * 0,091)) * 355 = 590,01\text{ MN}$$

$$895,94\text{ kN} \geq 590,01\text{ kN} \rightarrow$$

l'axe neutre plastique ANP se trouve dans la semelle supérieure.

L'épaisseur  $x$  de la semelle supérieure comprimée est telle que :

$$x * 0,091 * 355 = \frac{F_{total}}{2} - F_c = 105,475\text{ kN} \rightarrow x = 3,3\text{ mm}$$

### 7.3. Classification de la section mixte

La semelle inférieure est tendue donc elle est de classe 1 ;

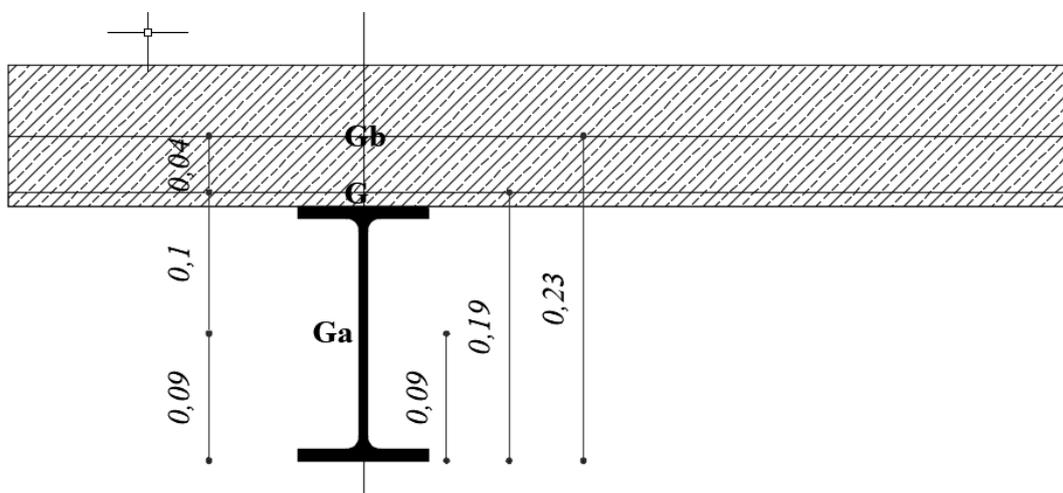
L'axe neutre plastique se trouve dans la semelle supérieure donc l'âme est complètement tendue donc elle est de classe 1 ;

La semelle supérieure est connectée au hourdis en béton en respectant les espacements de l'EN 1994-2 donc elle est de classe 1 ;

En conclusion la section mixte est de classe 1.

La section de classe 1 sera justifiée aux ELU en plasticité, on doit vérifier que : le moment sollicitant et l'effort tranchant à l'ELU reste inférieur au moment et effort tranchant résistants plastique ( $M_{solli} = 22,5 \text{ kN.m} \leq M_{pl, Rd}$  et  $V_{solli} = 20,0 \text{ kN} \leq V_{Rd}$ ).

Calcul du moment résistant plastique :



➤ Moment résistant plastique

Le moment résistant plastique de la section mixte se détermine par l'expression :

$$M_{pl, Rd} = \sum S_i Y_i \sigma_i$$

$$M_{pl, Rd \text{ beton}} = (0,1 * 0,75) * 17 * \left( \frac{0,1}{2} + 0,0033 \right) = 0,06796 \text{ MN.m}$$

$$M_{pl, Rd \text{ semelle sup, compr}} = (0,0033 * 0,091) * 355 * \left( \frac{0,0033}{2} \right) = 0,000176 \text{ MN.m}$$

$$M_{pl, Rd \text{ semelle sup, tendue}} = ((0,008 - 0,0033) * 0,091) * 355 * \left( \frac{0,008 - 0,0033}{2} \right) = 0,000357 \text{ MN.m}$$

$$M_{pl, Rd \text{ âme}} = 0,000934 * 355 * \left( \frac{0,164}{2} + (0,008 - 0,0033) \right) = 0,028747 \text{ MN.m}$$

$$M_{pl,Rd} \text{ semelle inf} = (0,008 * 0,091) * 355 * \left( \frac{0,008}{2} + 0,164 + (0,008 - 0,0033) \right)$$

$$= 0,044633 \text{ MN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = 0,1419 \text{ MN.m} = 141,9 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant résistant :

L'effort tranchant résistant a été calculé plus haut dans la vérification du profilé métallique et sa valeur est de  $V_{Rd} = 231,6 \text{ kN}$

Conclusion :

$$M_{solli} = 22,5 \text{ kN.m} \leq M_{pl,Rd} = 141,9 \text{ MN.m}$$

$$V_{solli} = 20,0 \text{ MN} \leq V_{Rd} = 231,6 \text{ kN}$$

La résistance à la flexion et la résistance à l'effort tranchant sont vérifiées.

#### 7.4. Détermination du moment d'inertie et du moment statique de la section mixte

Calcul du moment d'inertie de la section mixte  $I_{mixte}$  :

- La position du centre de gravité du béton par rapport à sa fibre inférieure est :

$$G_b / F_{Ib} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m}$$

$F_{Ib}$  : fibre inférieure du béton

- La position du centre de gravité du profilé par rapport à la fibre inférieure du profilé est :

$$G_a / F_{Ia} = \sum \frac{A_i d_i}{A_i} = 0,09 \text{ m}$$

$F_{Ia}$  : fibre inférieure de l'acier

- La position du centre de gravité de la section mixte (Axe neutre élastique) par rapport à la fibre inférieure de l'acier.

$$G / F_{Ia} = \frac{G_a * S_a + G_b * \frac{S_b}{n}}{S_a + \frac{S_b}{n}}$$

$$\text{Avec : } n = \frac{E_a}{E'_{cm}} = \frac{2 * E_a}{E_{cm}} \rightarrow n = 12,73$$

$$G / Fla = 0,190 \text{ m}$$

$$I_{\text{mixte}} = I_a + \frac{I_b}{n} + d(Ga - G)^2 * A_a + d(Gb - G)^2 * A_b$$

$$\begin{aligned} \text{Avec : } I_a &= 1317 * 10^{-8} \text{ m}^4 ; I_b = \frac{b_b * h_b^3}{12} = 0,000063 \text{ m}^4 ; \text{ Avec : } A_a \\ &= 23,9 * 10^{-4} \text{ m}^2 ; A_b = 0,75 * 0,1 = 0,075 \text{ m}^2 ; d(Ga - G) \\ &= 0,034 \text{ m} ; d(Gb - G) = 0,116 \text{ m} \end{aligned}$$

$$I_{\text{mixte}} = 0,000162 \text{ m}^4$$

Calcul du moment statique S :

Le moment statique de la dalle par rapport au centre de gravité de la section mixte est calculé comme suit :

$$S = \frac{S_b}{n} * d(Gb - G)$$

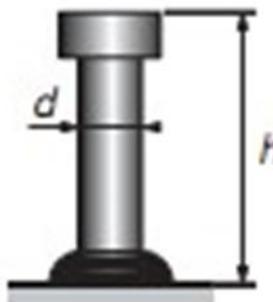
$$S = 0,000236 \text{ m}^3$$

### 7.5. Les connecteurs

L'adhérence du béton sur les poutres métalliques ne peut être considérée comme un moyen de liaison, car elle est non seulement trop faible mais encore peu durable, c'est pourquoi il est nécessaire de prévoir des organes de liaison. Les connecteurs sont les organes qui assurent cette liaison acier-béton. Ils doivent empêcher le glissement des deux matériaux à leur contact ainsi que leur soulèvement relatif.

Pour notre cas, le choix est porté sur des connecteurs de type goujons, car c'est le plus fréquemment utilisé. Il s'agit de connecteurs souples constitués d'une tige cylindrique de faible diamètre soudée sur la membrure supérieure de la poutre avec un pistolet électrique (soudage par résistance).

La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement et le soulèvement de la dalle de béton. La résistance d'un goujon est inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre. Ils ont une grande facilité de mise en œuvre.



Connecteurs de type goujon (source : Google image)

### Dimensions des goudjons :

L'EN1994-2 ne traitant que les goudjons, seuls des critères qui leur sont liés sont définis par la norme :

- $d$  : le diamètre compris entre 16 et 25 mm ; alors convenons de choisir  $d = 19$  mm
- $h \geq 3d = 3 * 19 = 57$  mm ; alors convenons de choisir  $h = 60$  mm
- Dimensions de la tête de goujon :  $htête \geq 0,4 * d = 7,6$  mm et  $dtête \geq 1,5 * d = 28,5$  mm.

Convenons de choisir un goujon à tête de type TRW NELSON KB 3/4"-60 qui a pour caractéristiques :

$h = 60$  mm ;  $d = 19$  mm ;  $dtête = 31,7$  mm ;  $htête = 10$  mm ;  $f_y = 350$  MPa ;  $f_u = 450$  MPa.

### Dispositions constructives à respecter :

- Les espacements longitudinaux  $b$  min et max :

$$b \leq \min(4 * ed; 80) = \min(4 * 10; 80) = 40 \text{ cm}$$

Avec  $ed$  : Epaisseur de la dalle

$$b_{\max} = 40 \text{ cm}$$

$$b \geq 5 * d = 5 * 19 = 95 \text{ mm} = 9,5 \text{ cm}$$

$$b_{\min} = 9,5 \text{ cm}$$

- Les espacements transversaux  $a$  min et max :

L'espace (a') entre l'axe du connecteur et le bord voisin de la semelle doit respecter :

$$a' = \min \left( 100\text{mm} ; 9 * t_f * \sqrt{\frac{235}{f_y}} \right) = 58 \text{ mm}$$

$$a \geq 2.5 * d = 47,5\text{mm} = 5 \text{ cm}$$

$$a_{\min} = 5 \text{ cm}$$

Calcul du nombre de connecteurs :

$$\text{Le nombre de connecteurs } N = \frac{V}{PRd} * L$$

Avec :

$$PRd = \min(PRd1 ; PRd2)$$

PRd1 : La résistance du goujon au cisaillement direct sur sa section

PRd2 : La résistance du béton (à l'écrasement)

$$V = \frac{S}{I_{\text{mixte}}} * V_{\text{solli}} = \frac{0,000236}{0,000162} * 20,0 = 29,14 \text{ KN}$$

NB : Dans le cadre de notre projet, nous n'utiliserons que l'effort tranchant max pour le calcul des connecteurs (pour la travée indépendante).

$$PRd1 = 0.8 * f_u * \frac{\left( \frac{\pi * d^2}{4} \right)}{\gamma_v}$$

Avec :  $f_u = 450 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_v = 1.25$

$$PRd1 = 81,66 \text{ KN}$$

$$PRd2 = 0.29 * d^2 * \alpha * \sqrt{\frac{f_{ck} * E_{cm}}{\gamma_v}}$$

Avec :

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 * \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases}$$

$$Y_v = 1.25$$

$$PRd1 = 77,48 \text{ KN}$$

$$PRd = \min(PRd1 ; PRd2) = 77,48 \text{ KN}$$

Le nombre de connecteurs pour une poutre maitresse est de :

$$N = \frac{29,14}{77,48} * 4,5 = 2 \text{ connecteurs}$$

Les espacements à respecter sont :

- $a' = a = 45,5 \text{ mm}$  (transversalement)
- $b = 300 \text{ mm}$  (longitudinalement)

NB : Nous avons au total 15 connecteurs par poutre maitresse donc pour les deux (02) poutres, il nous en faudra 30 connecteurs. Les connecteurs sont disposés en une seule rangée par poutre maitresse à cause de la faible largeur de la semelle du profilé.

## ANNEXE 6 : CALCUL DES POUTRES (PASSERELLE EN BETON ARME)

### 1. Hypothèses de calcul

- Les calculs sont menés selon le BAEL 91 modifié 99 (béton armé aux états limites) ;
- Les sections restent planes et il n'y a pas de glissement entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton tendu est négligée ;
- La résistance à la compression du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  ;
- Type et nuance des aciers : HA Fe E 400 ;
- La fissuration est jugée préjudiciable (zone extérieure ; contact avec l'eau) ;
- Limite supérieure de calcul dans le pivot A :  $\mu_{AB} = 0,186$  ;
- Enrobage des barres :  $C = 3\text{cm}$  (zone extérieure ; contact avec l'eau)

### 2. Prédimensionnement de la section béton

$$\left(\frac{L}{15}\right) \leq h \leq \left(\frac{L}{10}\right) \rightarrow \left(\frac{4,5}{15}\right) \leq h \leq \left(\frac{4,5}{10}\right) \rightarrow 0,3 \leq h \leq 0,45$$

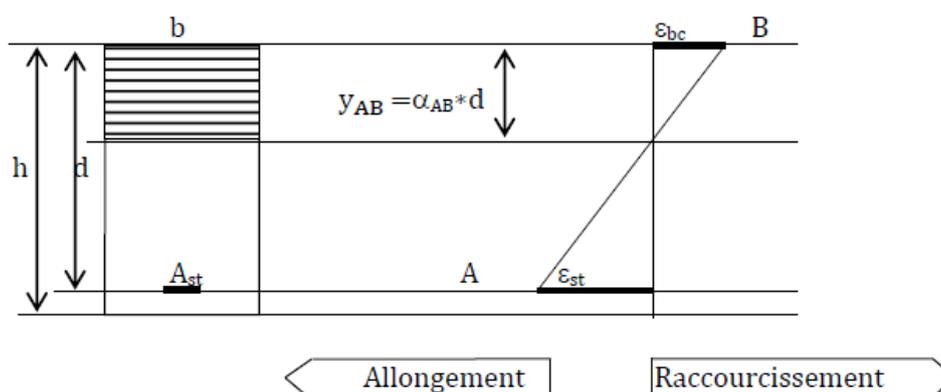
$$0,27 * h \leq b \leq 0,36 * h \rightarrow 0,27 * 30 \leq b \leq 0,36 * 30 \rightarrow 8,1 \leq b \leq 10,8$$

On connaît :  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ ,  $f_e = 400 \text{ MPa}$  et  $\mu$

On cherche : les dimensions  $b$  et  $h$  de la section

La largeur  $b$  du hourdis est prise égale à 15cm. il reste à déterminer la hauteur  $h$ .

Lorsqu'on dimensionne une section, on cherche à optimiser l'utilisation des matériaux afin d'obtenir la section la plus économique possible. L'on tire le meilleur parti des matériaux quand le diagramme de déformation de la section passe par les points A et B. Le moment résistant correspondant est  $M_{AB}$ .

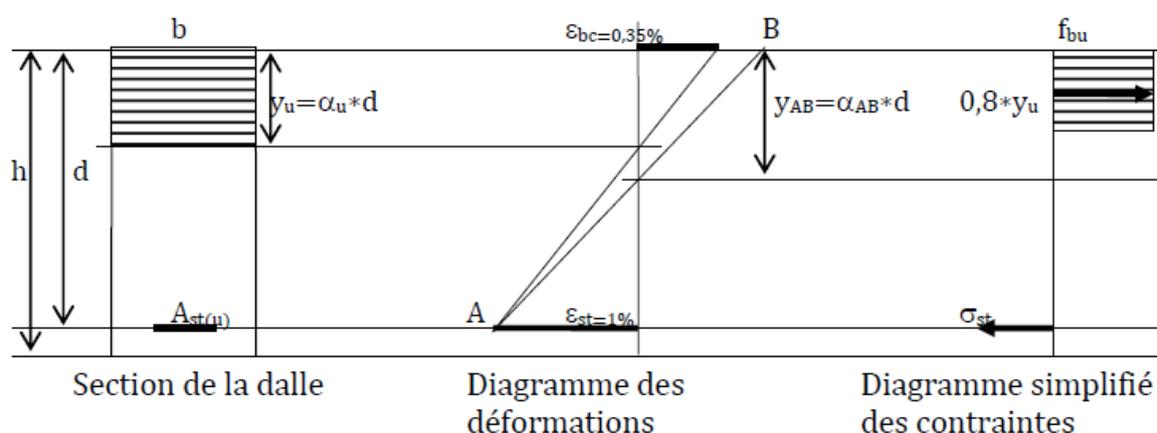


- h : hauteur totale de la section
- d : hauteur utile de la section  $d \approx 0,9 \cdot h$
- $y_{AB}$  : hauteur du béton comprimé
- $A_{st}$  : section des armatures tendues

Dans ce cas, l'acier et le béton sont utilisés de façon optimale.

Equations d'équilibre et dimensionnement :

La figure ci-dessous représente la coupe verticale du hourdis, le diagramme des déformations et le diagramme simplifié des contraintes.



La hauteur de béton tendu  $y_{AB}$  est donnée par la relation suivante :

$$\frac{y_{AB}}{3,5} = \frac{d}{3,5 + 10} \rightarrow y_{AB} = 0,259 \cdot d$$

Le moment résistant :

$$M_{AB} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{1,5} \cdot 0,8 \cdot y_{AB} \cdot b \cdot (d - 0,4 \cdot y_{AB})$$

$$M_{AB} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{1,5} \cdot 0,8 \cdot 0,259 \cdot d \cdot b \cdot (d - 0,4 \cdot 0,259 \cdot d)$$

$$M_{AB} = 0,186 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

Pour déterminer la hauteur utile  $d$  de façon à optimiser la section, on prend  $M_{AB} = M_u$

De l'égalité  $M_{AB} = 0,186 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$  ;

$$\text{On tire, } d^2 = \frac{M_u}{0,186 * b * f_{bu}} = \frac{25120000}{0,186 * 150 * 17} = 39722 \rightarrow d = \sqrt{39722} = 199 \text{ mm}$$

$$d = 0,9 * h \rightarrow h = \frac{d}{0,9} = \frac{199}{0,9} = 221 \text{ mm}$$

- On adopte  $h = 30\text{cm}$
- La hauteur utile  $d$  est donnée par  $d \approx 0,9 * h = 0,9 * 30 = 27\text{cm}$
- On prendra  $d = 26,5\text{cm}$
- On adopte  $b = 15\text{cm}$

### 3. Détermination des actions

La poutre est sollicitée par les chargements ci-dessous :

Description	Section	Poids volumique	Largeur d'influence	Poids linéaire
Poids propre dalle BA	$E_p = 0,1 \text{ m}$	$25 \text{ kN/m}^3$	0,75	1,875 kN/m
Poids propre retombée poutre BA	$0,2 \times 0,15 \text{ m}^2$	$25 \text{ kN/m}^3$		0,75 kN/m
Poids barrière type S8				0,03 kN/m
Total G				2,66 kN/m
Surcharge Q				3,75 kN/m

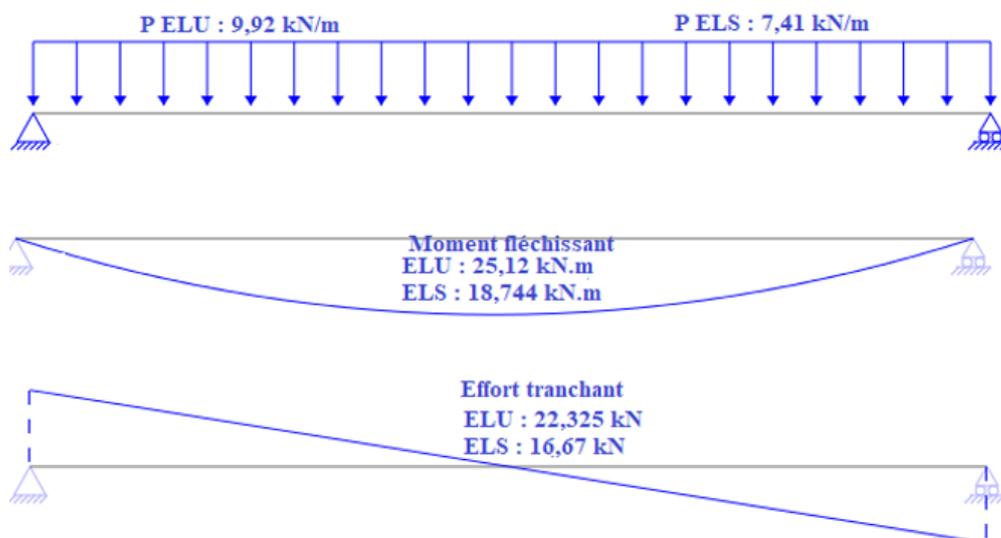
*Détermination des charges pour la poutre en béton armé*

### 4. Combinaison d'actions

- A l'ELU :  $P_u = 1,35 G + 1,6 Q = 9,92 \text{ kN/m}$
- A l'ELS :  $P_{ser} = G + 1,2Q = 7,41 \text{ kN/m}$

### 5. Calcul des sollicitations

Le logiciel Pybar est utilisé pour la détermination des sollicitations. Nous pouvons visionner ci-dessous les diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants en fonction des cas de chargements :



Diagrammes de moment et effort tranchant de la poutre en béton armé

Sollicitations maximales		
Descriptions	Valeurs	Unités
Mu	25,12	kN.m
Ms	18,744	kN.m
Vu	22,325	kN

Sollicitations maximales pour la poutre en béton armé

## 6. Détermination des armatures à l'ELU

Calcul du moment réduit ultime  $\mu_u$

$$\mu_u = \frac{M_{ux}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{0,02512}{0,15 * (0,265)^2 * 17} = 0,140$$

Le moment réduit ultime limite  $\mu_u = 0,140$  est inférieur au moment réduit ultime limite  $\mu_l = 0,392$ , la section ne comportera donc pas d'armatures comprimées.

$$\mu_u = 0,140 \leq \mu_{AB} = 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} \rightarrow \varepsilon_{st} = 1\% \rightarrow \sigma_{st} = f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha_u = 1,25 * \left(1 - \sqrt{(1 - 2 * \mu_u)}\right) = 1,25 * \left(1 - \sqrt{(1 - 2 * 0,140)}\right) = 0,189$$

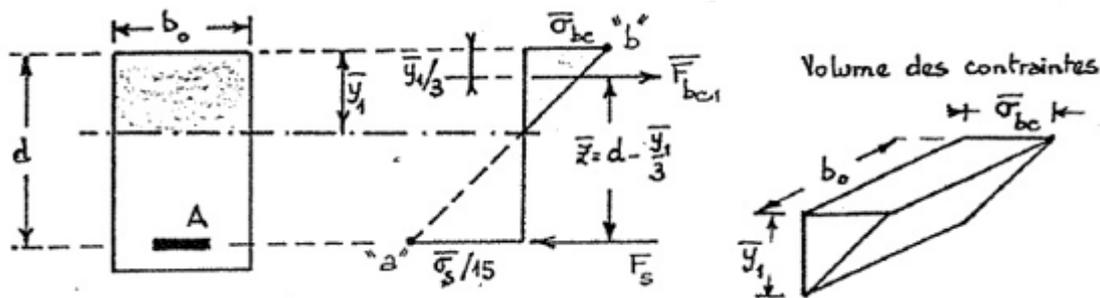
L'équation suivante permet de déterminer l'expression de la section d'aciers suivante :

$$A_{stu} = 0,8 * b * d * \alpha_u * \frac{f_{bu}}{f_{su}} = 0,8 * 0,15 * 0,265 * 0,189 * \frac{17}{348} = 2,94 * 10^{-4} m^2$$

$$A_{stu} = 2,94 \text{ cm}^2$$

## 7. Détermination des armatures à l'ELS

Hypothèses de calcul



Equilibre des efforts normaux

✓ Efforts normaux

$$\bar{y}_{ser} = \frac{n * \bar{\sigma}_{bc}}{n * \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} * d = \frac{15 * 18}{15 * 18 + 240} * 0,265 = 0,140 \text{ m}$$

$$\bar{F}_{bc1} = \frac{1}{2} \bar{y}_{ser} * b_0 * \bar{\sigma}_{bc} = \frac{1}{2} * 0,14 * 0,15 * 18 = 0,189 \text{ MN}$$

$$\bar{F}_s = A_{ser} \bar{\sigma}_s = 240 * A_{ser}$$

✓ Equilibre des forces

$$0 = \bar{F}_{bc1} - \bar{F}_s \Leftrightarrow \bar{F}_s = \bar{F}_{bc1} \Leftrightarrow A_{ser} \bar{\sigma}_{st} = \frac{1}{2} \bar{y}_{ser} b_0 \bar{\sigma}_{bc}$$

Equilibre des moments

✓ Bras de levier

$$\bar{z}_{ser} = d - \frac{1}{3} \bar{y}_{ser} = 0,265 - \frac{1}{3} * 0,140 = 0,22 \text{ m}$$

$$\text{En posant : } \bar{\alpha}_{ser} = \frac{\bar{y}_{ser}}{d} = \frac{n * \bar{\sigma}_{bc}}{n * \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} ; \text{ on obtient : } \bar{z}_{ser} = d \left( 1 - \frac{1}{3} \bar{\alpha}_{ser} \right)$$

$$\bar{\alpha}_{ser} = \frac{\bar{y}_{ser}}{d} = \frac{0,14}{0,265} = 0,53$$

✓ Moment résistant béton

$$M_{rb} = \bar{F}_{bc1} \bar{z}_{ser} = \frac{1}{2} b_0 d^2 \bar{\sigma}_{bc} \bar{\alpha}_{ser} \left(1 - \frac{1}{3} \bar{\alpha}_{ser}\right) = 0,189 * 0,22 = 0,0416 \text{ MN.m}$$

$M_{ser} = 0,018744 \leq M_{rb}$ , la section ne comportera donc pas d'armatures comprimées.

✓ Equilibre des moments

$$M_{ser} = \bar{F}_s * \bar{z}_{ser} = A_{ser} * \sigma_s * \bar{z}_{ser} = A_{ser} * 240 * 0,22 = 52,8 * A_{ser}$$

$$M_{ser} = 52,8 * A_{ser} \quad \Leftrightarrow \quad A_{ser} = \frac{M_{ser}}{52,8} = \frac{0,018744}{52,8} = 3,55 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{ser} = 3,55 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{st, \min} = 0,23 * \frac{f_{tj}}{f_e} * b * d = 0,23 * \frac{2,4}{400} * 0,15 * 0,265 * 10000 = 0,55 \text{ cm}^2$$

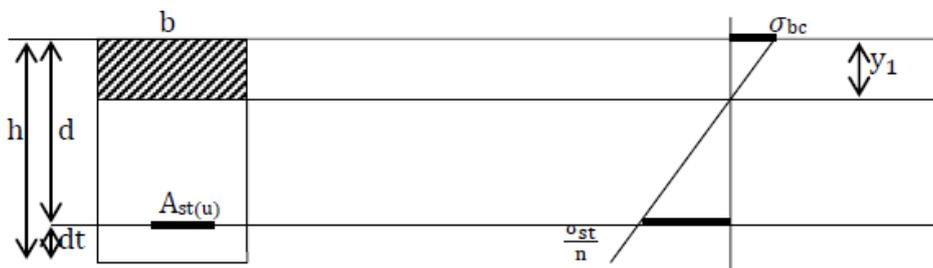
$$A_{st} = \max(A_{stu} ; A_{ser} ; A_{st, \min})$$

$$A_{st} = 3,55 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : Convenons de choisir 2HA14 + 1HA10 totalisant 3,87 cm<sup>2</sup>.

### Vérification à l'Etat Limite de Service

Le dimensionnement doit être suivi d'une vérification aux ELS afin de vérifier que les contraintes dans le béton et les armatures sont vérifiées. La figure ci-dessous représente la coupe transversale de la dalle et le diagramme simplifié des contraintes.



On commence par déterminer la position de l'axe neutre en résolvant l'équation aux moments statiques suivante en  $y_{ser}$  :

$$\frac{1}{2} * b * y_{ser}^2 - n * A_{st} * (d - y_{ser}) = 0$$

$$\frac{1}{2} * 0,15 * y_{ser}^2 - 15 * 0,000387 * (0,265 - y_{ser}) = 0 \Leftrightarrow y_{ser} = 0,11m$$

Le moment quadratique de la section homogénéisé est de :

$$I = \frac{1}{3} * b * y_{ser}^3 + n * A_{st} * (d - y_{ser})^2$$

$$I = \frac{1}{3} * 0,15 * 0,11^3 + 15 * 0,000387 * (0,265 - 0,11)^2 \Leftrightarrow I = 0,000211m^4$$

On calcule la contrainte maximale du béton comprimé en utilisant l'expression suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y_{ser} = \frac{0,018744}{0,000211} * 0,11 = 9,77 \text{ MPa}$$

On utilise l'expression suivante pour calculer la contrainte maximale dans les armatures :

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y_{ser}) = 15 * \frac{0,018744}{0,000211} * (0,265 - 0,11) = 206,54 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 9,77 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$  : la contrainte maximale de béton comprimé  $\sigma_{bc}$  ne dépasse pas la contrainte limite  $\bar{\sigma}_{bc}$  ;

$\sigma_{st} = 206,54 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPa}$  : la contrainte maximale dans les armatures  $\sigma_{st}$  ne dépasse pas la contrainte limite  $\bar{\sigma}_{st}$  ;

Le dimensionnement satisfait les états limites de service.

## 8. Armatures transversales

Le calcul d'une poutre à l'effort tranchant est mené à l'ELU

La contrainte de cisaillement maximale est prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{0,022325}{0,15 * 0,265} \Rightarrow \tau_u = 0,562 \text{ MPa}$$

- $V_u$  : Effort tranchant maximal dans la section,
- $b$  : largeur de la poutre,
- $d$  : hauteur utile de la poutre

$$\tau_{ulim} = \min\left(\frac{0,2 * f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2 * 30}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \tau_{ulim} = 4 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement maximale ( $\tau_u = 0,562\text{MPa}$ ) ne dépasse pas la contrainte de cisaillement limite ( $\tau_{ulim} = 4\text{MPa}$ ).

Les cadres seront placés verticalement.

Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{lmim}\right) = \min\left(\frac{300}{35}; \frac{150}{10}; 16\right) \quad \phi_t \leq 8,57\text{mm}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \quad \Rightarrow \quad \phi_t \geq 5,33\text{mm}$$

Convenons de choisir  $\phi_t = 6\text{mm}$

L'espacement des armatures transversales doit respecter la condition suivante :

$$St \leq \min(0,9 * d ; 40\text{cm}) = \min(0,9 * 26,5 ; 40) \Rightarrow St \leq 23,85\text{cm}$$

Convenons de choisir  $St \leq 23\text{cm}$

On doit vérifier en n'importe quelle section de la poutre, les conditions minimales suivantes :

- Le pourcentage d'acier doit respecter la condition suivante :

$$\frac{At}{b * St} \geq \frac{0,4}{f_e} \quad \rightarrow \quad St \leq \frac{At * f_e}{0,4 * b}$$

Nous avons choisi un HA6 pour les armatures transversales, on en déduit la section transversale suivante :  $At = 2\text{HA6} = 057 \text{ cm}^2$ .

$$St \leq \frac{At * f_e}{0,4 * b} \rightarrow St \leq \frac{0,000057 * 400}{0,4 * 0,15} = 0,38\text{m} = 38\text{cm}$$

$$Sto \leq \frac{0,9 * f_{su} * At}{(\tau_u - 0,3 * f_{t28}) * b} = \frac{0,9 * 348 * 0,000057}{(0,562 - 0,3 * 2,4) * 0,15}$$

Choix des armatures transversales : Nous choisissons des HA6 espacés régulièrement de 25 cm.

## ANNEXE 7 : ETUDE DE SOL (GEOTECHNIQUE)

Pour déterminer la contrainte du sol et la profondeur d'ancrage  $D_f$  pour notre fondation, Nous avons eu à faire l'essai au pénétromètre dynamique.

### 1. Calcul des contraintes à chaque 10 cm

L'essai de pénétration dynamique fournit une résistance dynamique de pointe  $q_d$  exprimé en Pascal et donné conventionnellement par la formule suivante dite des Hollandais :

$$q_d = \frac{m * g * H}{A * e} * \frac{m}{m + m'} \quad \text{Où :}$$

- $m$ : masse du mouton (kg) ;
- $g$ : accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>)
- $H$ : hauteur de chute ;
- $A$  = section de la pointe ;
- $e$ : enfoncement moyen sous 1 coup = 0.2/Nd (m)
- $m'$ : masse frappée comprenant l'enclume, la tige guide, les tiges et la pointe (kg)

$$\text{La contrainte limite } q_c = \frac{q_d}{7}$$

$$\text{contrainte admissible à l'ELS } q_s = \frac{q_c}{3}$$

Accélération g	9,81	m/s <sup>2</sup>
Hauteur de chute	75	cm
Masse du mouton	63,5	kg
Masse d'enclume	6,388	kg
Masse d'une tige	3	kg
Masse de la pointe	0,965	kg
Section de la pointe	20	cm <sup>2</sup>

*Les données pour le calcul des contraintes*

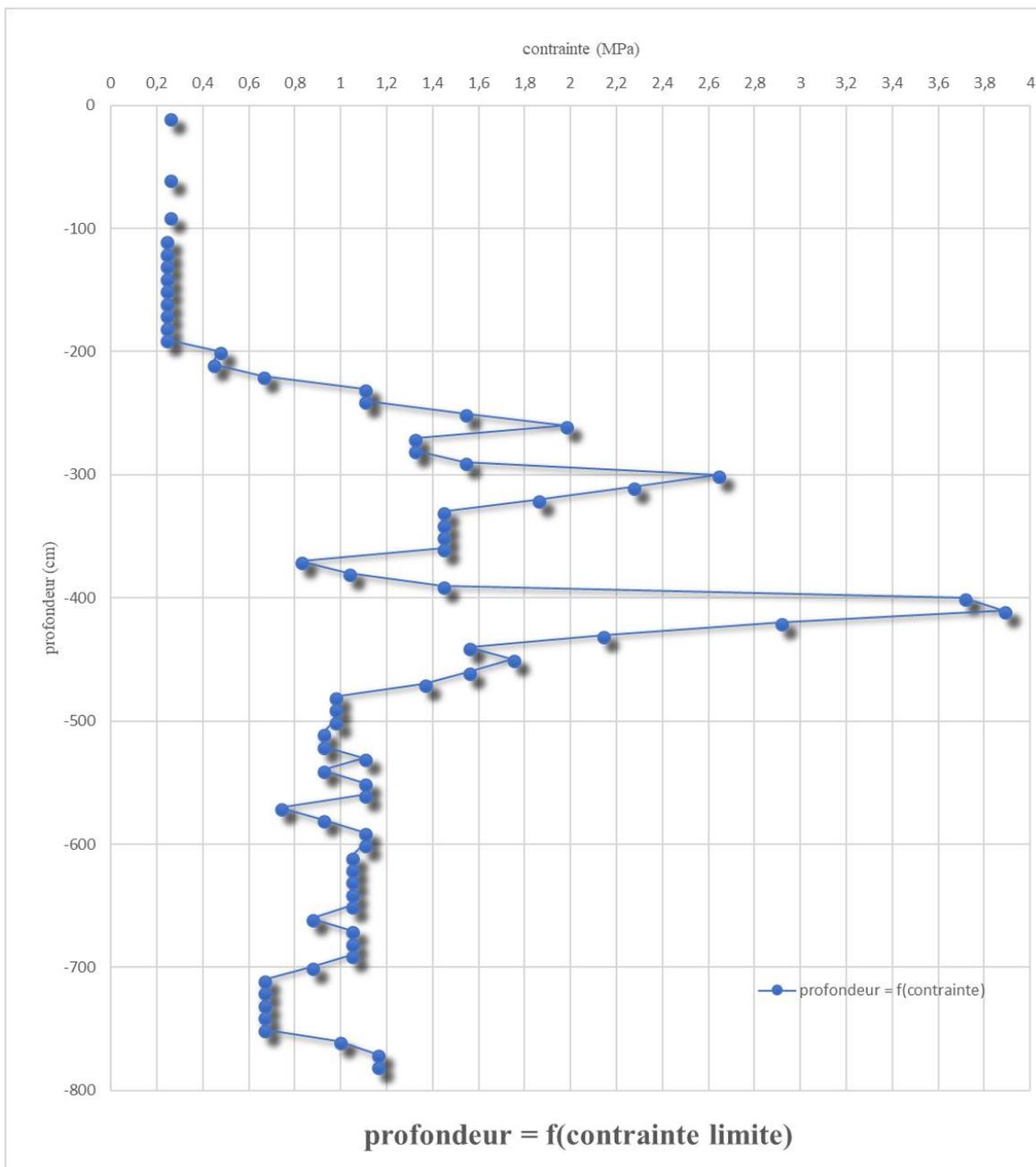
profondeur	Nombre de coups pour 20 cm d'enfoncement	Nombre de coups cumulé pour 20 cm d'enfoncement	Nombre de tiges montées	enfoncement moyen sous un coup	contrainte de pointe $q_d$ (MPa)	contrainte limite $q_c$ (MPa)	contrainte admissible (MPa)
10	1	1	1	0,200	1,004	0,143	0,048

20							
30							
40							
50							
60							
70	1	2	1	0,200	1,004	0,143	0,048
80							
90	1	3	1	0,200	1,004	0,143	0,048
100							
110	1	4	2	0,200	0,965	0,138	0,046
120	1	5	2	0,200	0,965	0,138	0,046
130	1	6	2	0,200	0,965	0,138	0,046
140	1	7	2	0,200	0,965	0,138	0,046
150	1	8	2	0,200	0,965	0,138	0,046
160	1	9	2	0,200	0,965	0,138	0,046
170	1	10	2	0,200	0,965	0,138	0,046
180	1	11	2	0,200	0,965	0,138	0,046
190	1	12	2	0,200	0,965	0,138	0,046
200	2	14	2	0,100	1,930	0,276	0,092
210	2	16	3	0,100	1,858	0,265	0,088
220	3	19	3	0,067	2,786	0,398	0,133
230	5	24	3	0,040	4,644	0,663	0,221
240	5	29	3	0,040	4,644	0,663	0,221
250	7	36	3	0,029	6,502	0,929	0,310
260	9	45	3	0,022	8,359	1,194	0,398
270	6	51	3	0,033	5,573	0,796	0,265
280	6	57	3	0,033	5,573	0,796	0,265
290	7	64	3	0,029	6,502	0,929	0,310
300	12	76	3	0,017	11,146	1,592	0,531
310	11	87	4	0,018	9,847	1,407	0,469
320	9	96	4	0,022	8,057	1,151	0,384
330	7	103	4	0,029	6,266	0,895	0,298
340	7	110	4	0,029	6,266	0,895	0,298
350	7	117	4	0,029	6,266	0,895	0,298
360	7	124	4	0,029	6,266	0,895	0,298
370	4	128	4	0,050	3,581	0,512	0,171
380	5	133	4	0,040	4,476	0,639	0,213
390	7	140	4	0,029	6,266	0,895	0,298
400	18	158	4	0,011	16,113	2,302	0,767
410	20	178	5	0,010	17,278	2,468	0,823
420	15	193	5	0,013	12,958	1,851	0,617
430	11	204	5	0,018	9,503	1,358	0,453
440	8	212	5	0,025	6,911	0,987	0,329
450	9	221	5	0,022	7,775	1,111	0,370

460	8	229	5	0,025	6,911	0,987	0,329
470	7	236	5	0,029	6,047	0,864	0,288
480	5	241	5	0,040	4,319	0,617	0,206
490	5	246	5	0,040	4,319	0,617	0,206
500	5	251	5	0,040	4,319	0,617	0,206
510	5	256	6	0,040	4,174	0,596	0,199
520	5	261	6	0,040	4,174	0,596	0,199
530	6	267	6	0,033	5,008	0,715	0,238
540	5	272	6	0,040	4,174	0,596	0,199
550	6	278	6	0,033	5,008	0,715	0,238
560	6	284	6	0,033	5,008	0,715	0,238
570	4	288	6	0,050	3,339	0,477	0,159
580	5	293	6	0,040	4,174	0,596	0,199
590	6	299	6	0,033	5,008	0,715	0,238
600	6	305	6	0,033	5,008	0,715	0,238
610	6	311	7	0,033	4,845	0,692	0,231
620	6	317	7	0,033	4,845	0,692	0,231
630	6	323	7	0,033	4,845	0,692	0,231
640	6	329	7	0,033	4,845	0,692	0,231
650	6	335	7	0,033	4,845	0,692	0,231
660	5	340	7	0,040	4,037	0,577	0,192
670	6	346	7	0,033	4,845	0,692	0,231
680	6	352	7	0,033	4,845	0,692	0,231
690	6	358	7	0,033	4,845	0,692	0,231
700	5	363	7	0,040	4,037	0,577	0,192
710	4	367	8	0,050	3,128	0,447	0,149
720	4	371	8	0,050	3,128	0,447	0,149
730	4	375	8	0,050	3,128	0,447	0,149
740	4	379	8	0,050	3,128	0,447	0,149
750	4	383	8	0,050	3,128	0,447	0,149
760	6	389	8	0,033	4,692	0,670	0,223
770	7	396	8	0,029	5,473	0,782	0,261
780	7	403	8	0,029	5,473	0,782	0,261

*Résultats du calcul des contraintes à chaque profondeur*

## 2. Tracé de la courbe : profondeurs en fonction des contraintes limites



*Courbe des contraintes limites*

### 3. Détermination de la contrainte admissible et de la hauteur d’ancrage pour notre fondation

Convenons de choisir une hauteur d’ancrage  $D_f = 2,3 \text{ m}$  car à cette profondeur, nous avons une contrainte admissible de service (ELS) convenable de 0,221 MPa.

## ANNEXE 8 : DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

La culée, dans notre étude est un mur de soutènement, c'est une culée remblayée comme nous le verrons sur les figures ci-après. Dimensionner cette culée revient à dimensionner un mur de soutènement. Ce dimensionnement consiste à déterminer les éléments géométriques et structuraux de la culée pour que les stabilités externe et interne soient vérifiées.

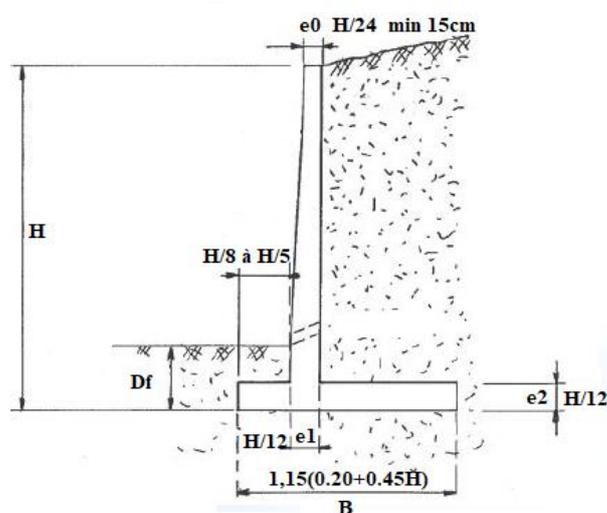
Les hypothèses de calcul : la fissuration est jugée très préjudiciable,  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ , le coefficient de poussée  $k_a = 0,33$  car  $\Psi = 33^\circ$ .

### 1. Conception de la culée

La conception consiste à déterminer la hauteur et la longueur de la culée. La longueur de la culée sera prise égale à la largeur totale du tablier qui est de 1,5m. La hauteur quant à elle a été déterminée à partir de la profondeur d'ancrage  $D_f$  qui a été déterminée grâce à l'essai au pénétromètre dynamique. On a une hauteur totale de 3,1m.

### 2. Prédimensionnement de la culée

Le calcul complet d'un mur de soutènement (la culée) est une œuvre assez laborieuse. En effet, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandent une succession de calculs longs et itératifs. Ainsi, pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de pré-dimensionner de la manière la plus juste possibles les caractéristiques géométriques du mur.



*Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en béton armé*

e0 (m)	0,20
--------	------

e1 (m)	0,24
e2 (m)	0,24
b1 (m)	0,58
b (m)	1,73

Prédimensionnement de la culée

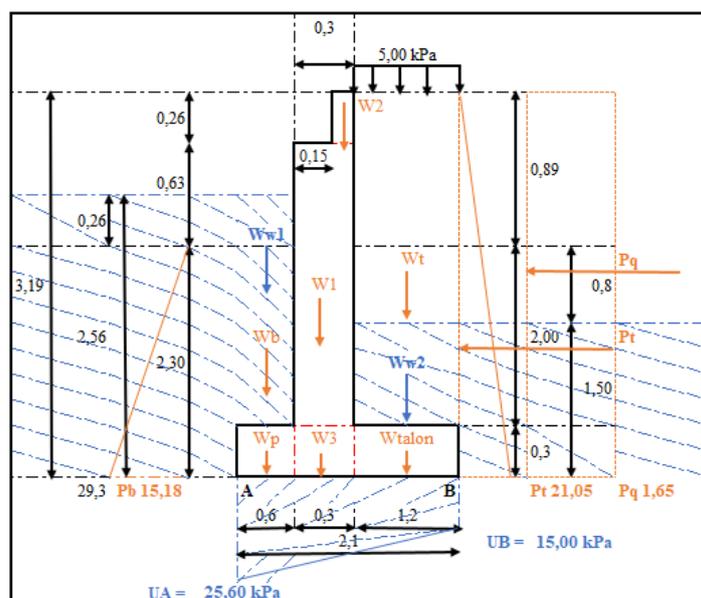
NB : le prédimensionnement étant fait, on considèrera pour notre culée que le fruit du voile est nul (l'angle d'inclinaison est pris égal à zéro).

### 3. Etude de la stabilité externe du mur

Dans cette partie, nous vérifierons les stabilités, au glissement, au renversement, et au poinçonnement. Comme hypothèse de calcul, il a été considéré un angle de frottement interne des matériaux de  $33^\circ$ , une charge d'exploitation de  $q = 5 \text{ KN/m}^2$ .

Les efforts appliqués à la culée sont :

- $W_{\text{mur}}$  : poids propre du mur
- $W_{\text{sol}}$  : poids du massif sur le patin et le talon
- $P$  : poussées des terres et des charges d'exploitation (surcharges)
- $B_u$  : Butée à l'avant
- Poussée de l'eau à l'amont
- $U$  : sous pressions éventuelles
- $R$  : Réaction du sol



Système de chargement du mur

### 3.1. Stabilité au glissement

**NB** : nous allons négliger l'effet de la poussée de l'eau à l'amont car le cas le plus défavorable c'est quand il n'y a pas d'eau en saison sèche.

On note :

- $R_v$  : la somme des efforts verticaux
- $R_h$  : la résultante de poussée projetée horizontalement sans la butée
- $U$  : la résultante des sous pressions éventuelles
- $B_u$  : la résultante de butée éventuelle
- $C$  et  $\phi$  : les caractéristiques mécaniques du sol de fondation
- $B$  : largeur de la fondation
- $F_G$  : le coefficient de sécurité

Il faut vérifier :

$$F_G = \frac{C * B + R_v \tan \phi}{R_h} \geq 1.5$$

### 3.2. Stabilité au renversement

Cette vérification consiste à s'assurer qu'il n'y a pas de risque de basculement de l'ensemble. Le centre de rotation est le point A dans notre étude, il est indiqué sur la figure ci-dessus. On doit vérifier l'inégalité suivante :

$$F_R = \left| \frac{\sum \text{Moments stabilisants } M_s}{\sum \text{Moments renversants } M_r} \right| \geq 1.5$$

### 3.3. Stabilité au poinçonnement

Cette vérification consiste à s'assurer que les contraintes transmises au sol sont inférieures aux contraintes admissibles. La résultante des forces verticales doit se situer dans le noyau central.

Vérifions si la résultante des forces verticales se trouve dans le noyau central :

L'excentricité de la résultante des forces verticales par rapport au point est :

$$e/A = \frac{M/A}{R_v} =$$

Avec  $M/A = 133,40 \text{ kN.m}$  et  $R_v = 163,04 \text{ kN}$

$$e/A = 0,82\text{m}$$

L'excentricité de la résultante des forces verticales par rapport au point est :

$$e/G = \frac{B}{2} - e/A$$

$$e/G = 0,23\text{m}$$

$$\text{On a : } \frac{B}{3} = 0,7 \leq \frac{e}{A} \leq \frac{B}{2} = 1,05 \quad \text{et} \quad -\frac{B}{6} = -0,35 \leq \frac{e}{G} \leq \frac{B}{6} = 0,35$$

Donc la règle du tiers central est vérifiée.

Vérification de la contrainte :

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} * \left(1 - \frac{6e/G}{B^2}\right)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} * \left(1 + \frac{6e/G}{B^2}\right)$$

$$\sigma_{\frac{3}{4}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

### 3.4. Résultats de la stabilité externe

Les résultats pour le calcul de la stabilité externe sont consignés dans le tableau suivant :

Calcul de la culée						
Designations	Force [kN/ml]		Bras de levier[m]	Moments [KN.m]		
	Verticale	Horizontale		stabilisants[+]	renversants[-]	
<b>Poids propre</b>						
W1 = 2,53 * 0,30 * 25,0	18,975		0,750	14,231		
W2 = 0,26 * 0,15 * 25,0	0,975		0,825	0,804		
W3 = 0,30 * 0,30 * 25,0	2,250		0,750	1,688		
Wp = 0,60 * 0,30 * 25,0	4,5		0,3	1,350		
Wtalon = 1,20 * 0,30 * 25,0	9		1,5	13,500		
Wq = 5,00 * 1,20	6		1,5	9,000		
<b>poids externes</b>						
Wt = 1,20 * 2,79 * 20,0	66,96		1,5	100,440		
Wb = 1,90 * 0,60 * 20,0	22,8		0,3	6,840		
Ww1 = 2,16 * 0,60 * 10,0	12,96		0,3	3,888		
Ww2 = 1,10 * 1,20 * 10,0	13,2		1,5	19,800		
<b>Poussées externes</b>						
Pe = 14,00 * 1,40 / 2,0		9,800	0,467		4,573	
Pb = 14,52 * 2,20 / 2,0		15,972	0,733	11,713		
Pt = 20,39 * 3,09 / 2,0		31,509	1,030		32,454	
Pq = 1,65 * 3,09		5,0985	1,545		7,877	
<b>U</b>						
U1 = 14,00 * 2,10	29,4		1,05		30,870	
U2 = 10,60 * 2,10 / 2,0	11,13		0,7		7,791	
Somme des forces verticales Rv	<b>90,930</b>					
Somme des forces horizontales : Rh		<b>36,607</b>				
Somme des moments stabilisants : Ms				<b>147,853</b>		
Somme des moments renversants : Mr					<b>83,566</b>	
<b>Stabilité au glissement</b>						
Coefficient de sécurité au glissement	$F_G = \frac{\sum(W - U) * \tan \varphi}{\sum P}$		<b>1,61</b>	<b>Fg &gt; 1 : Condition vérifiée Ok!</b>		
Coefficient de sécurité au glissement en tenant compte de la cohésion des fondations	$F_G = \frac{C * S + \sum(W - U) * \tan \varphi}{\sum P}$		<b>1,79</b>	<b>Fg &gt; 1,5 : Condition vérifiée Ok!</b>		
<b>Stabilité au renversement</b>						
Coefficient de renversement Fr	$Fr = \frac{M_S}{M_R}$		<b>1,77</b>	<b>Fr &gt; 1,5 : Condition vérifiée Ok!</b>		
<b>Stabilité au poinçonnement</b>						
La somme des moments par rapport à A (centre de gravité de la base du mur)				<b>133,40</b>	<b>kN.m</b>	
Contrainte en A $\sigma$ max	$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{6 * MG}{B^2}$		<b>129,05 kPa</b>	Contrainte en B $\sigma$ min	$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{6 * MG}{B^2}$	
					<b>26,23 kPa</b>	
verifions $\sigma_{3/4} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq q_s$				$\sigma_{3/4} = \mathbf{103,34 kPa}$		
				<b>Condition vérifiée Ok</b>		

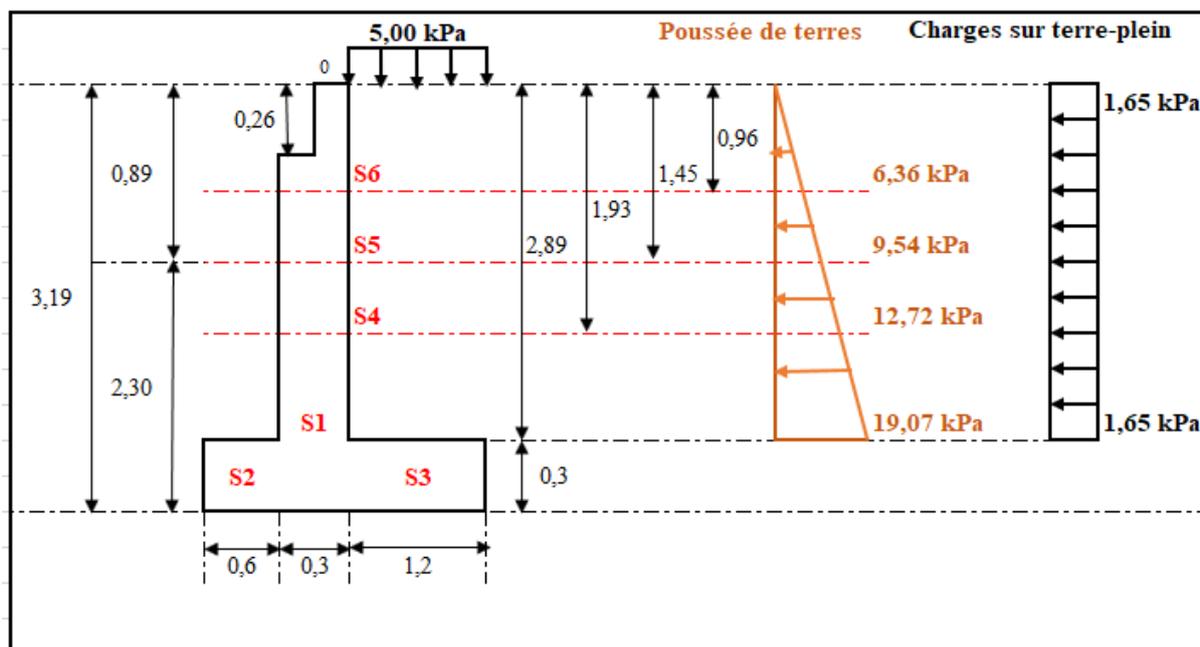
Résultats du calcul de la stabilité externe

#### 4. justification de la stabilité interne de la culée (calcul du ferrailage)

Nous ne présenterons que les détails de calcul de la section S1. Les résultats pour les autres sections seront donnés dans la redaction.

#### 4.1. Les diagrammes de poussée sur la hauteur du voile

- Pour la poussée de terre, les contraintes sont calculées avec :  $k_a * \gamma * h$
- Pour la poussée due aux surcharges, les contraintes sont calculées avec :  $k_a * q$



Diagrammes de poussée sur la hauteur du voile

#### 4.2. Calcul des sollicitations

CHARGE VENANT DU TABLIER				
Données	G	5,85 kN	G	17,55 kN/m
	Q	10,80 kN	Q	32,40 kN/m
G : Charges permanentes venant du tablier Q : Charges d'exploitation venant du tablier				
CALCUL DES SOLLICITATIONS				
Sections	S1	S4	S5	S6
N (kN/m)	70,65	63,43	59,81	56,20
Pt (kN/m)	27,56	12,25	6,89	3,06
MG (Pt) (kN.m/m)	26,55	7,87	3,32	0,98
Q (kN/m)	4,77	3,18	2,38	1,59
MG (Q) (kN.m/m)	6,89	3,06	1,72	0,77
N : Effort Normal Pt : Poussée de terres MG (Pt) : Moment par rapport à G dû à la poussée de terres				

Q : Charge sur terre-plein (surcharge)

MG (Q) : Moment par rapport à G dû à la charge sur terre-plein

*Sollicitations pour le calcul du voile de la culée*

### 4.3. Détermination des armatures principales

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 0,8 * \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left( 0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 172,44 \text{ MPa}$$

Etat-limite de service de la section S1 : la section est sollicitée en flexion composée avec un effort de compression.

Section S1 :  $b=1\text{m}$  ;  $h = 0,3\text{m}$  (toutes les sections S1, S4, S5, S6 sont identiques)

- $M_{ser} = 26,55 + 6,89 = 33,44 \text{ kN.m/m}$
- $N_{ser} = 70,65 \text{ kN}$

L'excentricité  $e = M_{ser}/N_{ser} = 0,47 \text{ m}$

L'effort de compression maximal supportable par le béton est :  $N_{bmax} = b * h * f_{bc} = 5,10 \text{ MN}$

Le coefficient de remplissage du diagramme de contrainte  $\Psi_1 = N_{ser}/N_{bmax} = 0,01$

$$\Psi_1 = 0,01 \leq 0,81 \text{ et } \Psi_1 = 0,01 \leq \frac{2}{3}$$

$$\text{l'excentricité critique relative } \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = 0,17$$

$$e_{NC} = \zeta * h = 0,05$$

On a  $e \geq e_{NC}$  donc la section S1 est partiellement comprimée.

Le moment de flexion fictif  $M_{serfictif} = N_{ser} * e_A$  avec  $e_A = e + (0,9h - 0,5h) = 0,59\text{m}$

$$M_{serfictif} = 41,92 \text{ kNm/m}$$

$$\bar{y}_{ser} = \frac{n * \bar{\sigma}_{bc}}{n * \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} * d = \frac{15 * 18}{15 * 18 + 172,44} * 0,9 * 0,3 = 0,16\text{m}$$

$$\bar{F}_{bc1} = \frac{1}{2} \bar{y}_{ser} * b_0 * \bar{\sigma}_{bc} = \frac{1}{2} * 0,16 * 1 * 18 = 1,48\text{MN}$$

$$\bar{F}_s = A_{ser} \bar{\sigma}_s = 172,44 * A_{ser}$$

✓ Equilibre des forces

$$0 = \bar{F}_{bc1} - \bar{F}_s \Leftrightarrow \bar{F}_s = \bar{F}_{bc1} \Leftrightarrow A_{ser} \bar{\sigma}_{st} = \frac{1}{2} \bar{y}_{ser} b_0 \bar{\sigma}_{bc}$$

Equilibre des moments

✓ Bras de levier

$$\bar{z}_{ser} = d - \frac{1}{3} \bar{y}_{ser} = 0,9 * 0,3 - \frac{1}{3} * 0,16 = 0,22\text{m}$$

En posant :  $\bar{\alpha}_{ser} = \frac{\bar{y}_{ser}}{d} = \frac{n * \bar{\sigma}_{bc}}{n * \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$  ; on obtient :  $\bar{z}_{ser} = d \left( 1 - \frac{1}{3} \bar{\alpha}_{ser} \right)$

$$\bar{\alpha}_{ser} = \frac{\bar{y}_{ser}}{d} = \frac{0,16}{0,9 * 0,3} = 0,59$$

✓ Moment résistant béton

$$M_{rb} = \bar{F}_{bc1} \bar{z}_{ser} = 1,48 * 0,22 = 0,32\text{MN.m}$$

$M_{ser} = 0,04192 \leq M_{rb}$ , la section ne comportera donc pas d'armatures comprimées.

✓ Equilibre des moments

$$M_{sficitif} = \bar{F}_s * \bar{z}_{sficitif} = A_{sficitif} * \bar{\sigma}_{st} * \bar{z}_{sficitif} = A_{sficitif} * 172,44 * 0,22 = 37,94 * A_{sficitif}$$

$$M_{sficitif} = 37,94 * A_{sficitif} \quad \Leftrightarrow \quad A_{sficitif} = \frac{M_{sficitif}}{37,94} = \frac{0,04192}{37,94} = 11,30 * 10^{-4}\text{m}^2$$

$$A_{sficitif} = 11,30\text{cm}^2$$

$$A_s = A_{sficitif} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0,00113 - \frac{0,07065}{172,44} = 7,21 * 10^{-4}\text{m}^2$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 3,73\text{cm}^2$$

$$A_{ser} = \max \{ A_s; A_{min} \} = 7,21 * 10^{-4}\text{m}^2$$

$$A_{ser} = 7,21 * 10^{-4}\text{m}^2$$

#### 4.4. Résultats des calculs à l'ELS pour toutes les sections du voile

Sections d'armatures principales	
Section	Aser
S1	7,21 cm <sup>2</sup>
S4	3,73 cm <sup>2</sup>
S5	3,73 cm <sup>2</sup>
S6	3,73 cm <sup>2</sup>

*Sections d'armatures principales*

#### 4.5. Détermination des armatures secondaires

Avant de choisir les armatures correspondant aux sections que l'on vient de calculer, il convient de déterminer les armatures secondaires horizontales et/ou verticales à disposer sur toute la hauteur du voile :

- Face « coté terre », armatures horizontales  $A_h \geq 0,10 e1$  soit  $0,10 * 30 = 3\text{cm}^2/\text{m}$
- Face avant, armatures horizontales et verticales

$$A_v \geq 0,10 e1 \text{ soit } 0,10 * 30 = 3\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_h \geq 0,075 e1 \text{ soit } 0,075 * 30 = 2,25\text{cm}^2/\text{m}$$

#### 4.6. Choix des armatures

Pour le diamètre des armatures à choisir, les conditions pour la fissuration très préjudiciable impose de prendre  $\emptyset \geq 8$  mm.

En ce qui concerne les espacements, les conditions pour la fissuration très préjudiciable imposent de prendre  $s \leq \min(20\text{cm} ; 1,5h)$ ,  $h$  représentant ici l'épaisseur du voile, soit 30 cm. il faut donc avoir  $s \leq 20$  cm.

	Désignation	Aser	Choix armatures	Espacement
Armatures principales	Voile section S1	7,21 cm <sup>2</sup>	HA 14	150 mm
	Voile section S4	3,73 cm <sup>2</sup>	HA 10	150 mm
	Voile section S5	3,73 cm <sup>2</sup>	HA 10	150 mm
	Voile section S6	3,73 cm <sup>2</sup>	HA 10	150 mm
Armatures secondaires	Face « coté terre » $A_h$	3cm <sup>2</sup> /m	HA 8	150 mm
	Face avant $A_v$	3cm <sup>2</sup> /m	HA 8	150 mm
	Face avant $A_h$	2,25cm <sup>2</sup> /m	HA 8	150 mm

*Choix des armatures et espacements*

#### 4.7. Vérification des contraintes dans le béton et les armatures

Le calcul est relativement complexe et s'effectue comme suit :

$$c = 0,5h - e = -0,32$$

$$p = -3c^2 + 90A_s \frac{d-c}{b} = -0,269$$

$$q = -2c^3 - 90A_s \frac{(d-c)^2}{b} = 0,043$$

Résolvons l'équation du troisième degré :  $z^3 + pz + q = z^3 - 0,265z + 0,043$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -0,001$$

$$\Delta \leq 0 : \phi = \text{Arccos}\left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) = 143,023^\circ ; a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 0,599$$

$$Z_1 = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 0,403 ; Z_2 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120^\circ\right) = -0,59 ; Z_3 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240^\circ\right) = 0,182$$

Avec  $Z_1 = 0,403$  ; on a  $0 \leq y_{ser} = Z_1 + c = 0,083 \leq d$  donc  $Z = Z_1 = 0,403$

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2] = 0,00056845 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{z \cdot N_{ser}}{I} y_{ser} = 4,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{z \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 62,25 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} \geq 0$  Donc la section est effectivement partiellement comprimée et on a :

$$\sigma_{bc} = 4,15 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \quad \text{Ok}$$

$$\sigma_{st} = 62,25 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{st} = 172,44 \text{ MPa} \quad \text{Ok}$$

#### 4.8. Vérification à l'effort tranchant

$$V_u = 1,35 * 27,56 + 1,5 * 4,77 = 44,36 \text{ kN}$$

Il faut :

$$V_u \leq \frac{0,07}{\gamma_b} * d * f_{c28} = 0,378 \text{ MN/m} \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5$$

La condition est vérifiée et il n'y a pas besoin d'armatures d'effort tranchant.

#### 4.9. Calcul du ferrailage de la semelle

Rv ser (résultante des forces verticales)	163,04 kN/m
Rh ser (résultante des forces horizontales)	21,39 kN/m
M/A (somme des moments par rapport à A)	133,40 kN.m/m
$e_A = \frac{M/A}{Rv\ ser}$	0,818232748 m
$\sigma_{ser} = \frac{Rv\ ser}{2e_A}$	99,63 kN/m <sup>2</sup>

Réaction du sol au niveau de la semelle

#### 4.9.1. Calcul du ferrailage du patin avant

Nous considérons que les poids des terres et des eaux au-dessus du patin sont négligeable. Il vient à considérer que le patin avant n'est soumis qu'à la réaction du sol

$M_{ser} = 99,63 * \frac{0,6^2}{2}$	17,93 kN.m/m
Aser (Calculée à partir du BAEL 91 modifié 99)	4,84 cm <sup>2</sup>

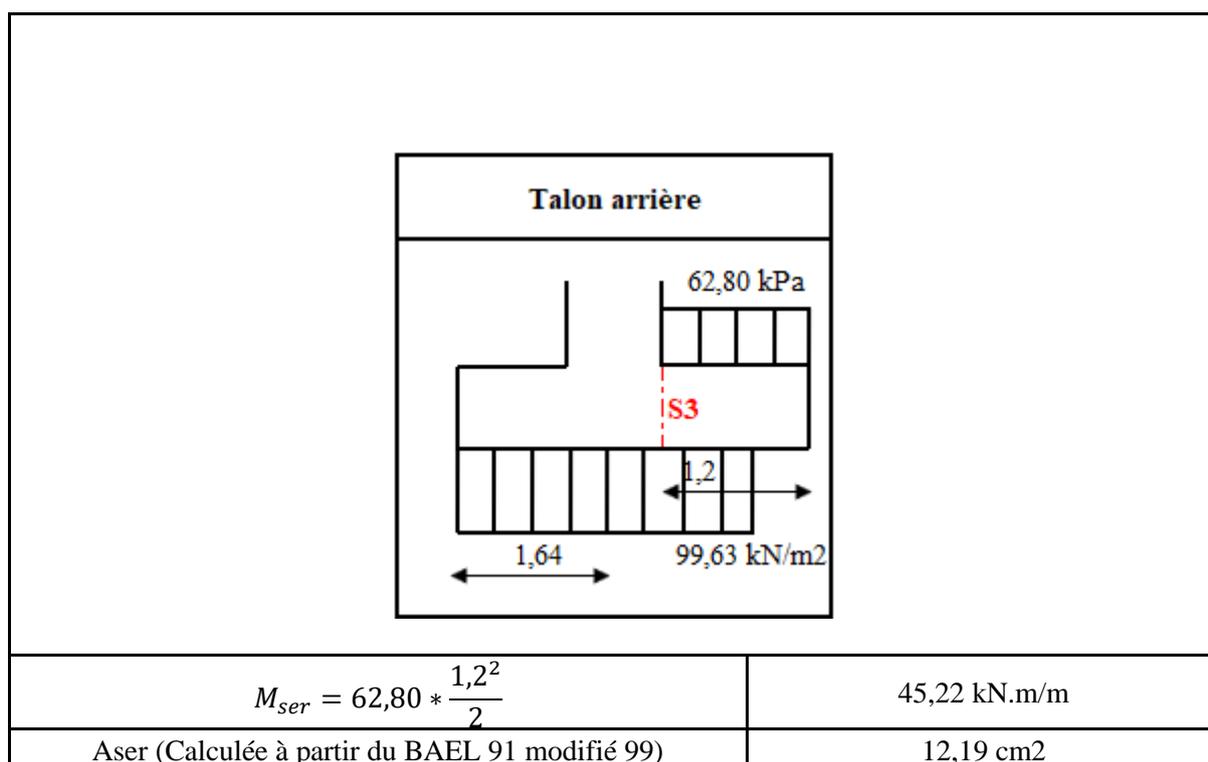
Ferrailage du patin avant

Choix des armatures : Convenons de choisir des HA 10 espacés de 100 mm comme armatures principales et des HA 8 espacés de 15 pour les armatures secondaires.

#### 4.9.2. Calcul du ferrailage du talon arrière

Le talon arrière est soumis :

- Au poids des terres au-dessus du talon
- Aux charges d'exploitation au-dessus du talon



*Ferrailage du talon arrière*

Choix des armatures : Convenons de choisir HA 16 espacés de 100 mm comme armatures principales et des HA 8 espacés de 15 pour les armatures secondaires.

## ANNEXE 9 : IMPACT DU PROJET SUR L'ENVIRONNEMENT

Tout projet de construction en génie civil modifie la nature donc a un impact sur l'environnement et la société. Il est donc nécessaire d'énumérer les impacts de notre projet sur l'environnement et la société en vue de localiser les points négatifs et de trouver des solutions appropriées.

### Evaluation des impacts

Composantes affectées	Phase du projet	Source d'impacts	Description des impacts
<b>Milieu biophysique</b>			
Qualité de l'air	Phase de construction	Poussières	Exposition de la population de 2iE se trouvant sur le site K1 à des fines particules par le biais de la poussière
Paysage	Phase de construction	Modification du paysage	
<b>Milieu humain</b>			
Impacts environnementaux	Phase de construction	Impacts sonores	Bruits provenant des camions bennes, de la bétonnière etc...
Santé, sécurité et bien-être	Phase de construction	Travaux de construction	Accident de travail

### Bilan des impacts positifs et négatifs

(+) : impacts positifs ; (-) : impacts négatifs mineurs ; (0) : pas d'impacts

Activité source d'impacts	Composantes environnementales								
	Milieu biophysique						Milieu humain		
	Sols	Eaux	Air	Faune	Végétation	Paysage	Circulation	Santé Sécurité	Socio-Économique
Installation et repli de chantier	(-)	(0)	(-)	(0)	(0)	(-)	(0)	(-) (+)	(+)
Transport des matériaux de construction	(-)	(0)	(-)	(0)	(0)	(-)	(-)	(-)	(+)
La construction de l'ouvrage	(-)	(-)	(-)	(0)	(0)	(-)	(0)	(-)	(0)

### Meures d'atténuation

Les impacts négatifs pour ce projet étant mineurs, nous n'aurons pas besoin de grandes mesures d'atténuation.

- La population de 2iE sera sensibilisée sur le port de cache-nez pour se préserver contre la poussière émis lors des travaux ;
- Concernant les bruits, il sera interdit de réaliser les travaux bruyants lors des heures de classe ;
- En cas d'accident de travail, l'entreprise concernée par les travaux devra pouvoir conduire son employé dans le centre de soins le plus proche.

**ANNEXE 10 : ESTIMATION DES COÛTS DE TRAVAUX**

<b>PASSERELLE EN STRUCTURE MIXTE BOIS-BETON</b>									
<b>Lot</b>	<b>Désignation</b>	<b>Unité</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix Unitaire minimum</b>	<b>Prix Unitaire moyen</b>	<b>Prix Unitaire maximum</b>	<b>Prix total minimum</b>	<b>Prix total moyen</b>	<b>Prix total maximum</b>
<b>100</b>	<b>Travaux généraux</b>								
101	Installation et repli de chantier	ff	1	100 000	120 000	150 000	100 000	120 000	150000
102	Etude d'exécution	ff	1	300 000	300 000	300 000	300 000	300 000	300000
103	Démolition de l'ouvrage existant	ff	1	120 000	140 000	160 000	120 000	140 000	160000
104	Implantation de l'ouvrage	ff	1	50 000	75 000	100 000	50 000	75 000	100000
105	Fouille pour fondation des appuis	m <sup>3</sup>	47,5	2 500	3 165	4 000	118 750	150 338	190000
<b>Total série 100 : travaux généraux</b>							<b>688 750</b>	<b>785 338</b>	<b>900 000</b>
<b>200</b>	<b>Tablier</b>								
201	Béton armé dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> pour hourdi	m <sup>3</sup>	0,675	160000	182500	205000	108 000	123 188	138375
202	Poutres en bois KOSIPO de section 6 x 16 cm <sup>2</sup> prêt à l'emploi	u	4	15000	17500	20000	60 000	70 000	80000
203	Connecteurs type TXS (confection et prêt à l'emploi)	u	144	1 750	2 000	2 250	252 000	288 000	324000
204	Chape d'étanchéité	m <sup>2</sup>	7,65	10000	11000	12000	76 500	84 150	91800
<b>Total série 200 : tablier</b>							<b>496 500</b>	<b>565 338</b>	<b>634 175</b>
<b>300</b>	<b>Appuis</b>								
301	Béton armé dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> pour les culées	m <sup>3</sup>	4,608	160000	182500	205000	737 280	840 960	944640
302	Béton de propreté à 150 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	0,475	40000	53750	65000	19 000	25 531	30875
<b>Total série 300 : appuis</b>							<b>756 280</b>	<b>866 491</b>	<b>975 515</b>
<b>400</b>	<b>Equipements</b>								

**Conception et dimensionnement d'une passerelle en structure mixte bois-béton à Kamboinse (2iE)**

401	fourniture et pose de garde-corps	ml	9,6	50000	57500	65000	480 000	552 000	624000
<b>Total série 400 : équipements</b>							<b>480 000</b>	<b>552 000</b>	<b>624 000</b>
<b>500</b>	<b>Remblai d'accès et aménagements divers</b>								
501	Remblai pour fouilles	m <sup>3</sup>	43,81	6000	6500	7000	262 860	284 765	306 670
502	Remblai d'accès à l'ouvrage	m <sup>3</sup>	25,3	6000	6500	7000	151 800	164 450	177 100
503	Protection de talus en perrés maçonnés	m <sup>2</sup>	40,83	11884	14785	17500	485 224	603 672	714 525
504	Pavés protection de rampes d'accès	m <sup>2</sup>	36,08	7000	8000	9000	252 560	288 640	324 720
505	Enrochement aux pieds de culées	m <sup>2</sup>	3,1	17512	25571	28000	54 287	79 270	86 800
<b>total série 500 : Remblai d'accès et aménagements divers</b>							<b>1 206 731</b>	<b>1 420 797</b>	<b>1 609 815</b>
<b>TOTAL GLOBAL HT (FCFA)</b>							<b>3 628 261</b>	<b>4 189 963</b>	<b>4 743 505</b>
<b>TVA (FCFA) : 18 %</b>							<b>653086,97</b>	<b>754193,32</b>	<b>853830,90</b>
<b>TOTAL GLOBAL TTC (FCFA)</b>							<b>4 281 348</b>	<b>4 944 156</b>	<b>5 597 336</b>

Lot	Désignation	Prix total minimum	Prix total moyen	Prix total maximum	% HT minimum	% HT moyen	% HT maximum
100	Travaux généraux	688 750	785 338	900 000	19%	19%	19%
200	Tablier	496 500	565 338	634 175	14%	13%	13%
300	Appuis	756 280	866 491	975 515	21%	21%	21%
400	Equipements	480 000	552 000	624 000	13%	13%	13%
500	Remblai d'accès et aménagements divers	1 206 731	1 420 797	1 609 815	33%	34%	34%
<b>TOTAL GLOBAL HT (FCFA)</b>		<b>3 628 261</b>	<b>4 189 963</b>	<b>4 743 505</b>	100%	100%	100%
<b>TVA (FCFA) : 18 %</b>		<b>653086,9656</b>	<b>754193,322</b>	<b>853830,9</b>			
<b>TOTAL GLOBAL TTC (FCFA)</b>		<b>4 281 348</b>	<b>4 944 156</b>	<b>5 597 336</b>			

**PASSERELLE EN STRUCTURE MIXTE ACIER-BETON**

Lot	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire minimum	Prix Unitaire moyen	Prix Unitaire maximum	Prix total minimum	Prix total moyen	Prix total maximum
<b>100</b>	<b>Travaux généraux</b>								
101	Installation et repli de chantier	ff	1	100 000	120 000	150 000	100 000	120 000	150000
102	Etude d'exécution	ff	1	300 000	300 000	300 000	300 000	300 000	300000
103	Démolition de l'ouvrage existant	ff	1	120 000	140 000	160 000	120 000	140 000	160000
104	Implantation de l'ouvrage	ff	1	50 000	75 000	100 000	50 000	75 000	100000
105	Fouille pour fondation des appuis	m <sup>3</sup>	47,5	2 500	3 165	4 000	118 750	150 338	190000
<b>Total série 100 : travaux généraux</b>							<b>688 750</b>	<b>785 338</b>	<b>900 000</b>
<b>200</b>	<b>Tablier</b>								
201	Béton armé dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> pour hourdi	m <sup>3</sup>	0,675	160000	182500	205000	108 000	123 188	138375
202	Poutres en acier IPE 180 prêt à l'emploi	u	2	111000	115000	119000	222 000	230 000	238000
203	Connecteurs Goujon type Nelson + main d'œuvre soudure	u	30	4 500	5 000	6 000	135 000	150 000	180000
204	Chape d'étanchéité	m <sup>2</sup>	7,65	10000	11000	12000	76 500	84 150	91800
<b>Total série 200 : tablier</b>							<b>541 500</b>	<b>587 338</b>	<b>648 175</b>
<b>300</b>	<b>Appuis</b>								
301	Béton armé dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> pour les culées	m <sup>3</sup>	4,617	160000	182500	205000	738 720	842 603	946485
302	Béton de propreté à 150 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	0,475	40000	53750	65000	19 000	25 531	30875
<b>Total série 300 : appuis</b>							<b>757 720</b>	<b>868 134</b>	<b>977 360</b>
<b>400</b>	<b>Equipements</b>								
401	fourniture et pose de garde-corps	ml	9,6	50000	57500	65000	480 000	552 000	624000

**Conception et dimensionnement d'une passerelle en structure mixte bois-béton à Kamboinse (2iE)**

<b>Total série 400 : équipements</b>							<b>480 000</b>	<b>552 000</b>	<b>624 000</b>
<b>500</b>	<b>Remblai d'accès et aménagements divers</b>								
501	Remblai pour fouilles	m <sup>3</sup>	43,81	6000	6500	7000	262 860	284 765	306 670
502	Remblai d'accès à l'ouvrage	m <sup>3</sup>	25,71	6000	6500	7000	154 260	167 115	179 970
503	Protection de talus en perrés maçonnés	m <sup>2</sup>	41,72	11884	14785	17500	495 800	616 830	730 100
504	Pavés protection de rampes d'accès	m <sup>2</sup>	36,48	7000	8000	9000	255 360	291 840	328 320
505	Enrochement aux pieds de culées	m <sup>2</sup>	3,1	17512	25571	28000	54 287	79 270	86 800
<b>total série 500 : Remblai d'accès et aménagements divers</b>							<b>1 222 568</b>	<b>1 439 820</b>	<b>1 631 860</b>
<b>TOTAL GLOBAL HT (FCFA)</b>							<b>3 690 538</b>	<b>4 232 629</b>	<b>4 781 395</b>
<b>TVA (FCFA) : 18 %</b>							<b>664296,78</b>	<b>761873,23</b>	<b>860651,10</b>
<b>TOTAL GLOBAL TTC (FCFA)</b>							<b>4 354 834</b>	<b>4 994 502</b>	<b>5 642 046</b>

Lot	Désignation	Prix total minimum	Prix total moyen	Prix total maximum	% HT minimum	% HT moyen	% HT maximum
100	Travaux généraux	688 750	785 338	900 000	19%	19%	19%
200	Tablier	541 500	587 338	648 175	15%	14%	14%
300	Appuis	757 720	868 134	977 360	21%	21%	20%
400	Equipements	480 000	552 000	624 000	13%	13%	13%
500	Remblai d'accès et aménagements divers	1 222 568	1 439 820	1 631 860	33%	34%	34%
<b>TOTAL GLOBAL HT (FCFA)</b>		<b>3 690 538</b>	<b>4 232 629</b>	<b>4 781 395</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>
<b>TVA (FCFA) : 18 %</b>		<b>664296,78</b>	<b>761873,23</b>	<b>860651,10</b>			
<b>TOTAL GLOBAL TTC (FCFA)</b>		<b>4 354 834</b>	<b>4 994 502</b>	<b>5 642 046</b>			

PASSERELLE EN BETON ARME									
Lot	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire minimum	Prix Unitaire moyen	Prix Unitaire maximum	Prix total minimum	Prix total moyen	Prix total maximum
<b>100</b>	<b>Travaux généraux</b>								
101	Installation et repli de chantier	ff	1	100 000	120 000	150 000	100 000	120 000	150000
102	Etude d'exécution	ff	1	300 000	300 000	300 000	300 000	300 000	300000
103	Démolition de l'ouvrage existant	ff	1	120 000	140 000	160 000	120 000	140 000	160000
104	Implantation de l'ouvrage	ff	1	50 000	75 000	100 000	50 000	75 000	100000
105	Fouille pour fondation des appuis	m <sup>3</sup>	47,5	2 500	3 165	4 000	118 750	150 338	190000
<b>Total série 100 : travaux généraux</b>							<b>688 750</b>	<b>785 338</b>	<b>900 000</b>
<b>200</b>	<b>Tablier</b>								
201	Béton armé dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> pour hourdi	m <sup>3</sup>	0,675	160000	182500	205000	108 000	123 188	138375
202	Béton armé dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> pour poutres	u	0,27	160000	182500	205000	43 200	49 275	55350
203	Chape d'étanchéité	m <sup>2</sup>	7,65	10000	11000	12000	76 500	84 150	91800
<b>Total série 200 : tablier</b>							<b>227 700</b>	<b>256 613</b>	<b>285 525</b>
<b>300</b>	<b>Appuis</b>								
301	Béton armé dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> pour les culées	m <sup>3</sup>	4,626	160000	182500	205000	740 160	844 245	948330
302	Béton de propreté à 150 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	0,475	40000	53750	65000	19 000	25 531	30875
<b>Total série 300 : appuis</b>							<b>759 160</b>	<b>869 776</b>	<b>979 205</b>
<b>400</b>	<b>Equipements</b>								
401	fourniture et pose de garde-corps	ml	9,6	50000	57500	65000	480 000	552 000	624000

Conception et dimensionnement d'une passerelle en structure mixte bois-béton à Kamboinse (2iE)

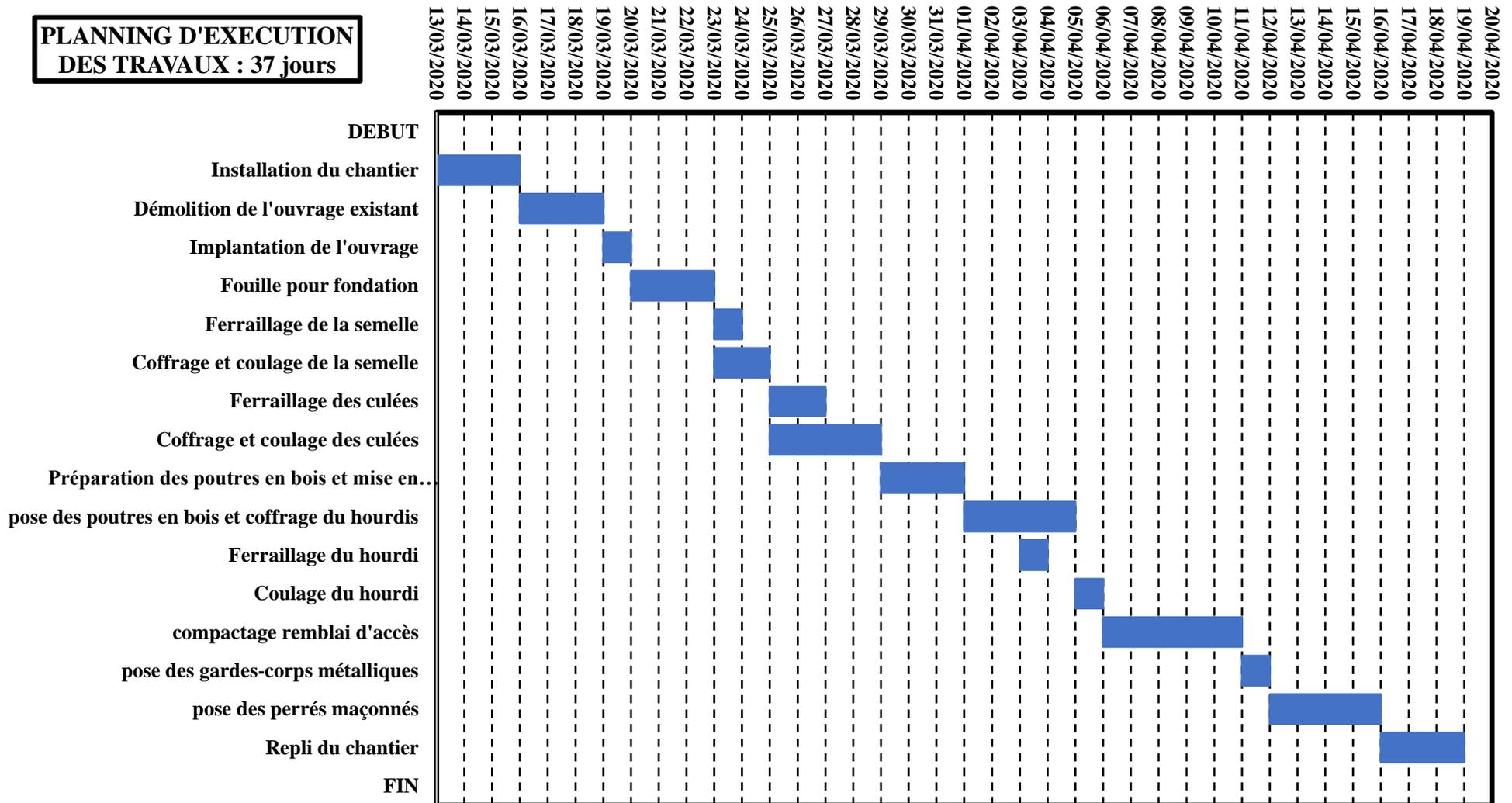
<b>Total série 400 : équipements</b>							<b>480 000</b>	<b>552 000</b>	<b>624 000</b>
<b>500</b>	<b>Remblai d'accès et aménagements divers</b>								
501	Remblai pour fouilles	m <sup>3</sup>	43,81	6000	6500	7000	262 860	284 765	306 670
502	Remblai d'accès à l'ouvrage	m <sup>3</sup>	26,1	6000	6500	7000	156 600	169 650	182 700
503	Protection de talus en perrés maçonnés	m <sup>2</sup>	42,93	11884	14785	17500	510 180	634 720	751 275
504	Pavés protection de rampes d'accès	m <sup>2</sup>	37,92	7000	8000	9000	265 440	303 360	341 280
505	Enrochement aux pieds de culées	m <sup>2</sup>	3,1	17512	25571	28000	54 287	79 270	86 800
<b>total série 500 : Remblai d'accès et aménagements divers</b>							<b>1 249 367</b>	<b>1 471 765</b>	<b>1 668 725</b>
<b>TOTAL GLOBAL HT (FCFA)</b>							<b>3 404 977</b>	<b>3 935 491</b>	<b>4 457 455</b>
<b>TVA (FCFA) : 18 %</b>							<b>612895,92</b>	<b>708388,45</b>	<b>802341,90</b>
<b>TOTAL GLOBAL TTC (FCFA)</b>							<b>4 017 873</b>	<b>4 643 880</b>	<b>5 259 797</b>

Lot	Désignation	Prix total minimum	Prix total moyen	Prix total maximum	% HT minimum	% HT moyen	% HT maximum
100	Travaux généraux	688 750	785 338	900 000	20%	20%	20%
200	Tablier	227 700	256 613	285 525	7%	7%	6%
300	Appuis	759 160	869 776	979 205	22%	22%	22%
400	Equipements	480 000	552 000	624 000	14%	14%	14%
500	Remblai d'accès et aménagements divers	1 249 367	1 471 765	1 668 725	37%	37%	37%
<b>TOTAL GLOBAL HT (FCFA)</b>		<b>3 404 977</b>	<b>3 935 491</b>	<b>4 457 455</b>	100%	100%	100%
<b>TVA (FCFA) : 18 %</b>		<b>612895,9176</b>	<b>708388,452</b>	<b>802341,9</b>			
<b>TOTAL GLOBAL TTC (FCFA)</b>		<b>4 017 873</b>	<b>4 643 880</b>	<b>5 259 797</b>			

**ANNEXE 11 : PLANNIG D'EXECUTION DES TRAVAUX**

N°	Nom de la tâche	Date de début	Durée (jours)	Date de fin
1	PLANNING GENERAL DES TRAVAUX		37 jours	
2	DEBUT	13/03/20	0	13/03/20
3	Installation du chantier	13/03/20	3	16/03/20
4	Démolition de l'ouvrage existant	16/03/20	3	19/03/20
5	Implantation de l'ouvrage	19/03/20	1	20/03/20
6	Fouille pour fondation	20/03/20	3	23/03/20
7	Ferraillage de la semelle	23/03/20	1	24/03/20
8	Coffrage et coulage de la semelle	23/03/20	2	25/03/20
9	Ferraillage des culées	25/03/20	2	27/03/20
10	Coffrage et coulage des culées	25/03/20	4	29/03/20
11	Préparation des poutres en bois et mise en place des connecteurs	29/03/20	3	01/04/20
12	Pose des poutres en bois et coffrage du hourdis	01/04/20	4	05/04/20
13	Ferraillage du hourdis	03/04/20	1	04/04/20
14	Coulage du hourdis	05/04/20	1	06/04/20
15	Compactage remblai d'accès	06/04/20	5	11/04/20
16	Pose des garde-corps métalliques	11/04/20	1	12/04/20
17	Pose des perrés maçonnés	12/04/20	4	16/04/20
18	Repli du chantier	16/04/20	3	19/04/20
19	FIN	19/04/20	0	19/04/20

**PLANNING D'EXECUTION  
DES TRAVAUX : 37 jours**



**ANNEXE 12 : PLANS DE CONCEPTION ET EXECUTION**



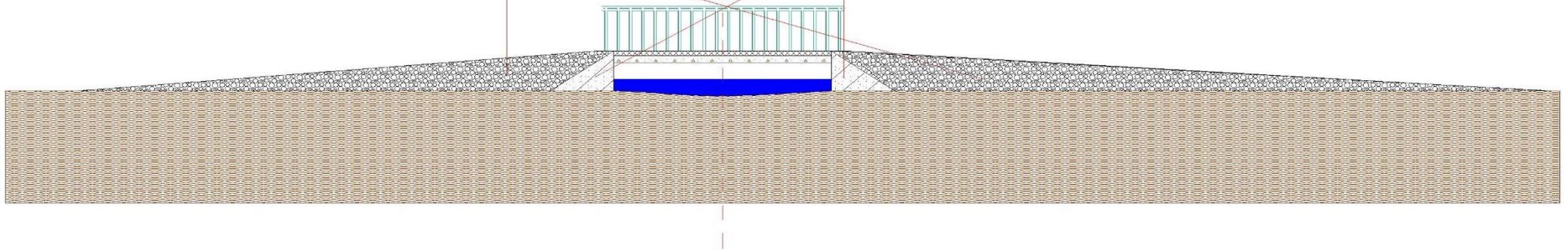
## VUE LATÉRALE GAUCHE

vers Amphi 3

remblais d'accès  
protégés par perrés  
maçonnés de 20 cm  
d'épaisseur

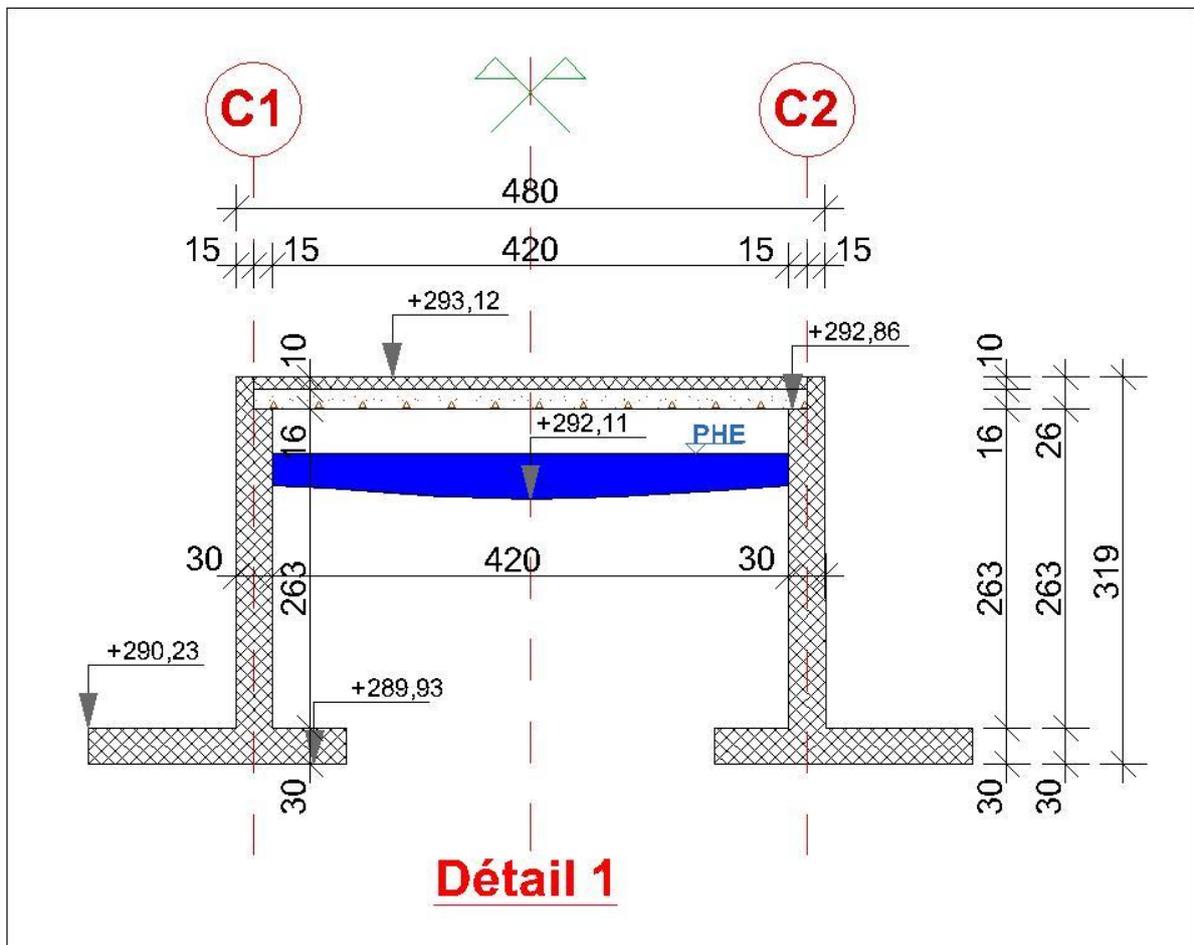
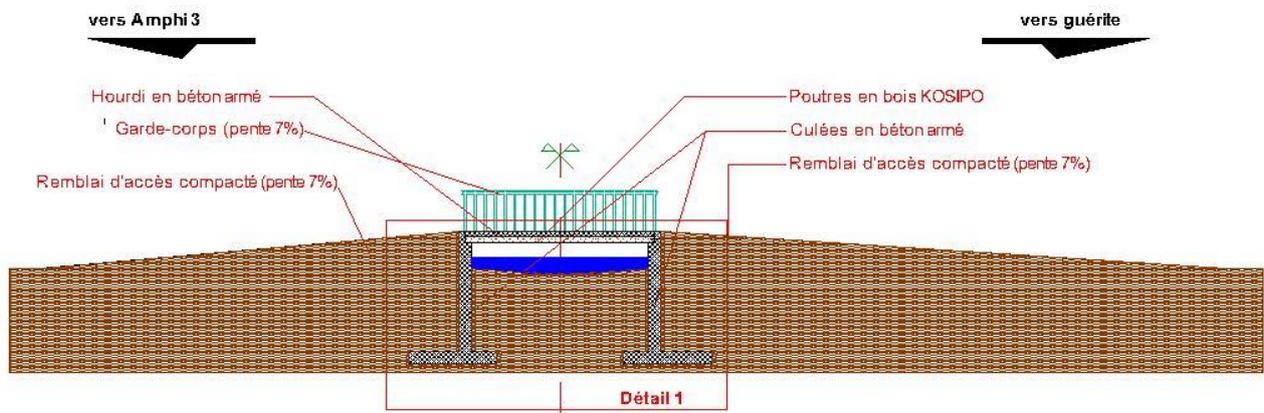
Aile en remblais protégés  
en perrés maçonnés de 20 cm  
d'épaisseur

vers guérite



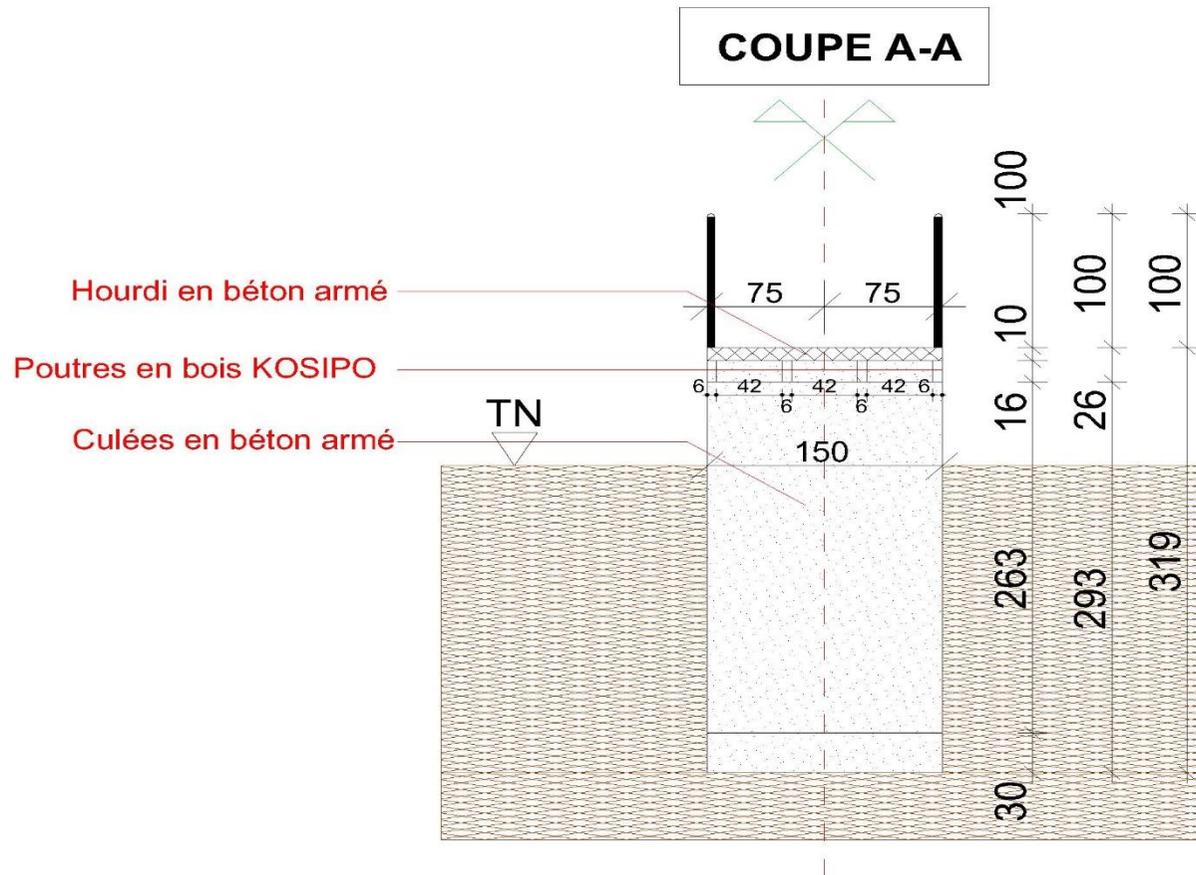
Projet de construction d'une passerelle piétonne à Kamboïse		BURKINA FASO Unité - Progrès - Justice	N <sup>o</sup> 2
Maître d'ouvrage : <b>LEMHaD 2iE</b>		<b>VUE LATÉRALE DE LA PASSERELLE</b>	Modifié le :
Echelle : 1/100	Format :A4	Dessin : <b>M. Adal OUATTARA</b> Tél : +226 75 31 46 08 / 70 69 97 76 E-mail : ouattaraadal@gmail.com	Etude : <b>M. Adal OUATTARA</b> Tél : +226 75 31 46 08 / 70 69 97 76 E-mail : ouattaraadal@gmail.com
		Date : Novembre 2019	

**COUPE LONGITUDINALE**

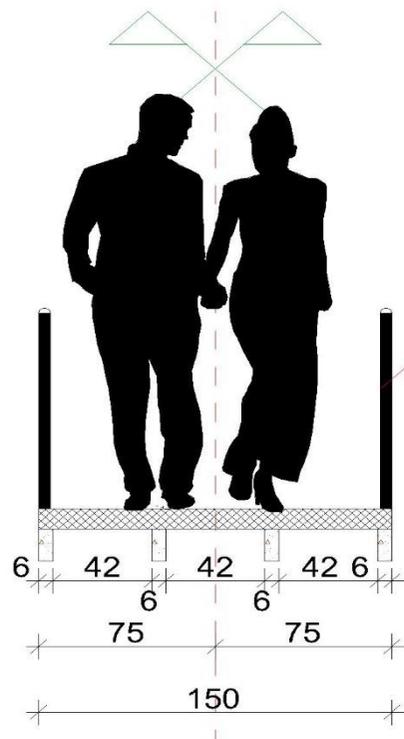


**Détail 1**

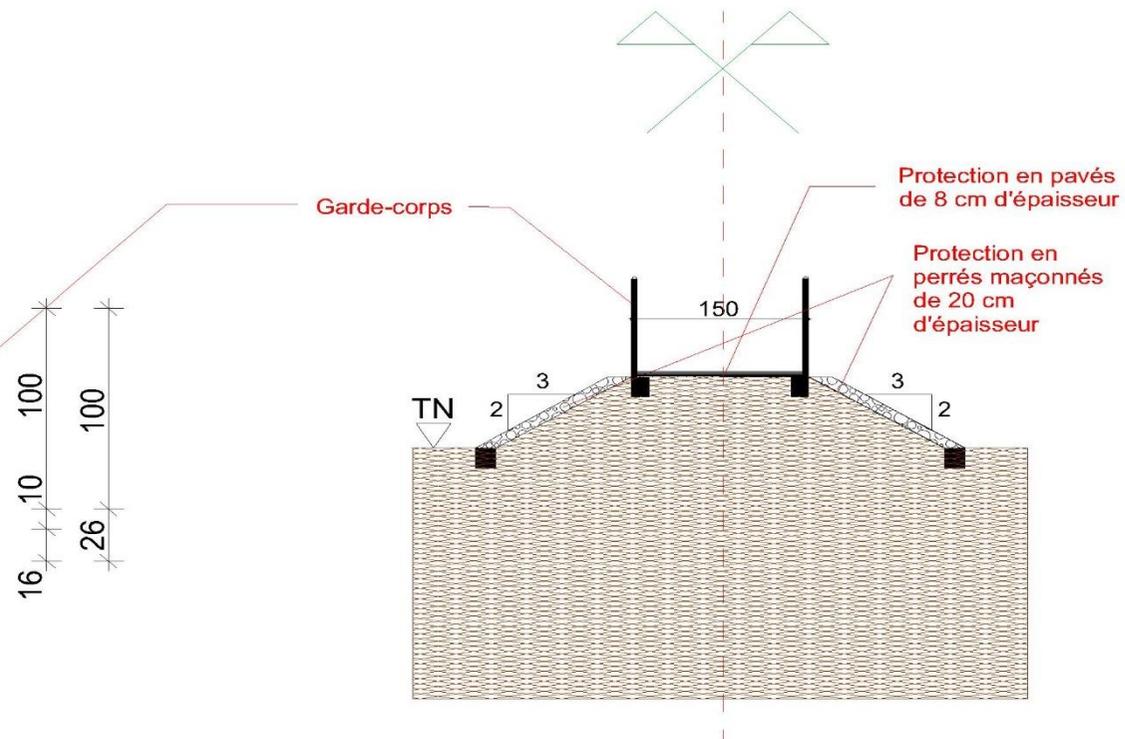
Projet de construction d'une passerelle piétonne à Kamboinse		BURKINA FASO Unité - Progrès - Justice	N° 3
Maître d'ouvrage : <b>LEMHaD 2IE</b>		<b>COUPE LONGITUDINALE</b>	Modifié le :
Echelle : 1/100	Format : A3	Dessin : <b>M. Adal OUATTARA</b> Tel : 1228 75 31 48 03 / 70 89 97 76 E-mail : ouattaraadale@gmail.com	Elude : <b>M. Adal OUATTARA</b> Tel : 1228 75 31 48 03 / 70 89 97 76 E-mail : ouattaraadale@gmail.com
		Date : Novembre 2019	



Projet de construction d'une passerelle piétonne à Kamboinse		BURKINA FASO Unité - Progrès - Justice	N <sup>o</sup> 4
Maître d'ouvrage : <b>LEMHaD 2iE</b>		<b>COUPE A-A</b>	Modifié le :
Echelle : 1/100	Format :A4	Dessin : <b>M. Adal OUATTARA</b> Tél : +226 75 31 46 08 / 70 69 97 76 E-mail : ouattaraadal@gmail.com	Etude : <b>M. Adal OUATTARA</b> Tél : +226 75 31 46 08 / 70 69 97 76 E-mail : ouattaraadal@gmail.com
		Date : Novembre 2019	



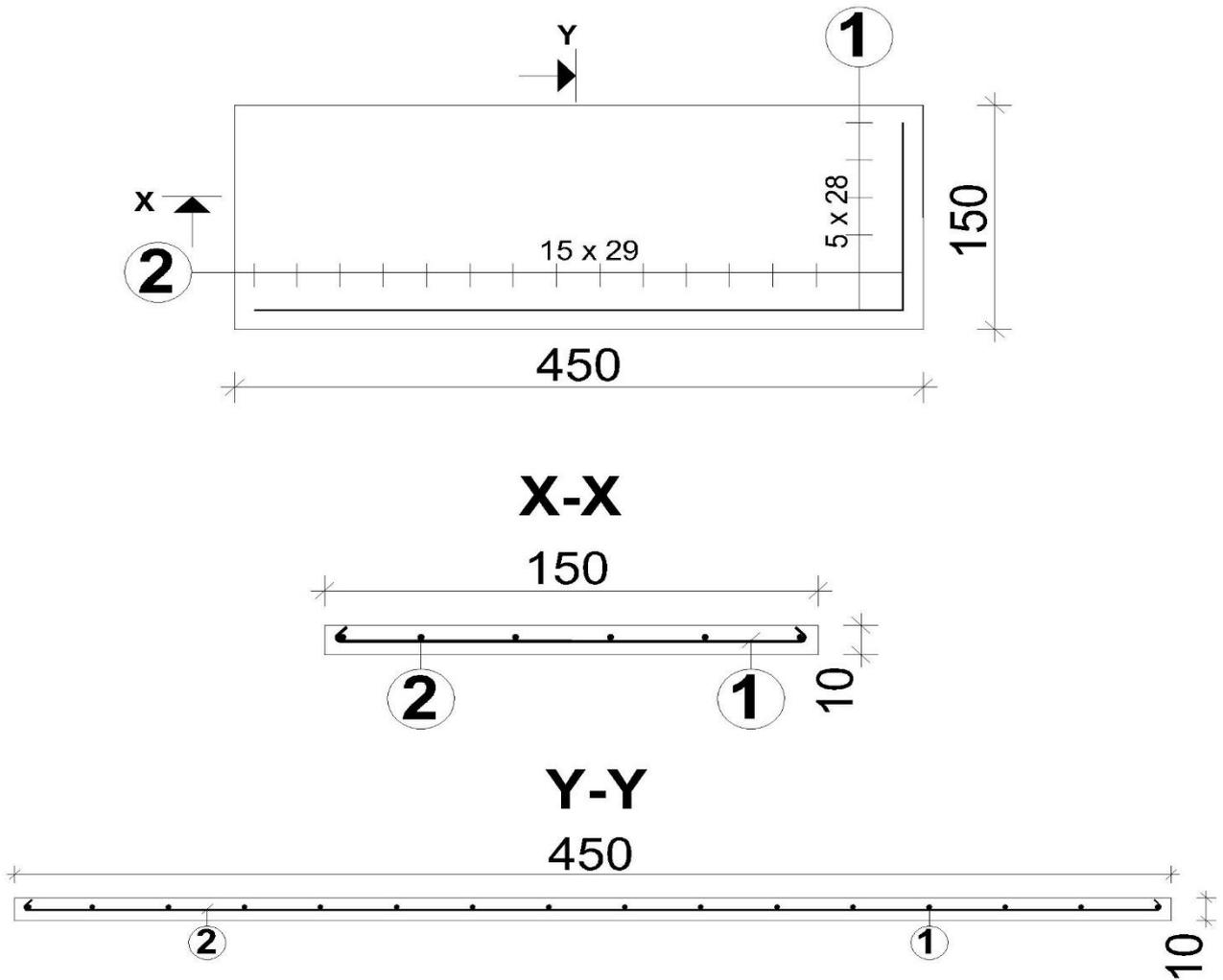
**COUPE B-B**



**COUPE C-C**

Projet de construction d'une passerelle piétonne à Kamboinse		BURKINA FASO Unité - Progrès - Justice	N° 5
Maître d'ouvrage : <b>LEMHaD 2iE</b>		<b>COUPE B-B ET COUPE C-C</b>	Modifié le :
Echelle : 1/100	Format :A4	Dessin : <b>M. Adal OUATTARA</b> Tél : +226 75 31 46 08 / 70 69 97 76 E-mail : ouattaraadal@gmail.com	Etude : <b>M. Adal OUATTARA</b> Tél : +226 75 31 46 08 / 70 69 97 76 E-mail : ouattaraadal@gmail.com
		Date : Novembre 2019	

# PLAN DE FERRAILLAGE DU HOURDI

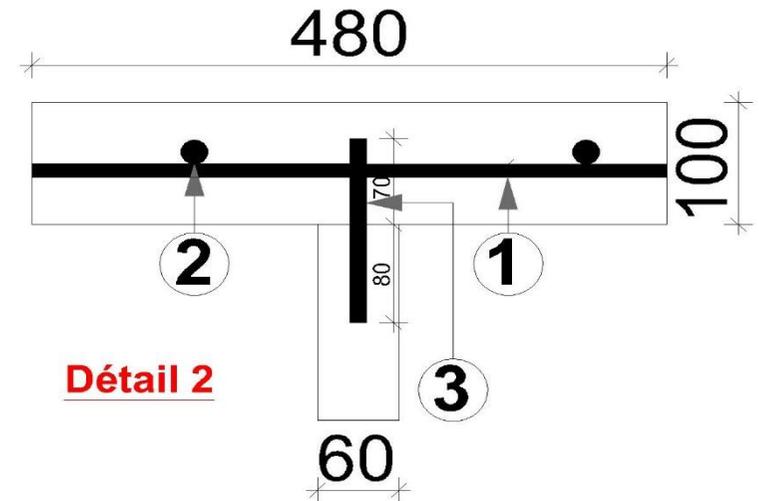
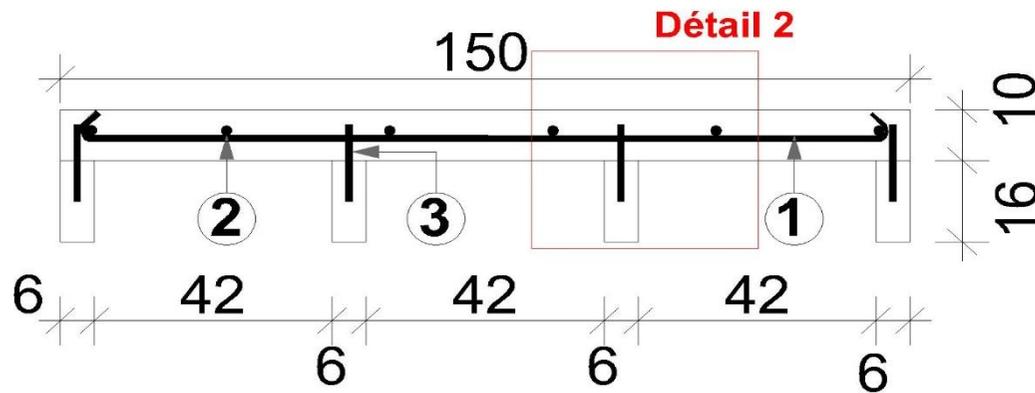


Pos.	Armatures	Forme
①	16HA8 l=5,24	⌒ 4,44 ⌒
②	6HA8 l=2,24	⌒ 1,44 ⌒
Enrobage C = 3 cm		

Projet de construction d'une passerelle piétonne à Kamboinse		BURKINA FASO Unité - Progrès - Justice		N° 6
Maître d'ouvrage : <b>LEMHaD 2iE</b>		<b>PLAN DE FERRAILLAGE DU HOURDIS</b>		Modifié le :
Echelle : 1/100	Format : A4	Dessin : <b>M. Adal OUATTARA</b> Tél : +226 75 31 46 08 / 70 69 97 76 E-mail : ouattaraadal@gmail.com	Etude : <b>M. Adal OUATTARA</b> Tél : +226 75 31 46 08 / 70 69 97 76 E-mail : ouattaraadal@gmail.com	Date : Novembre 2019

# PLAN D'EXECUTION DU TABLIER MIXTE BOIS-BETON

## COUPE TRANSVERSALE

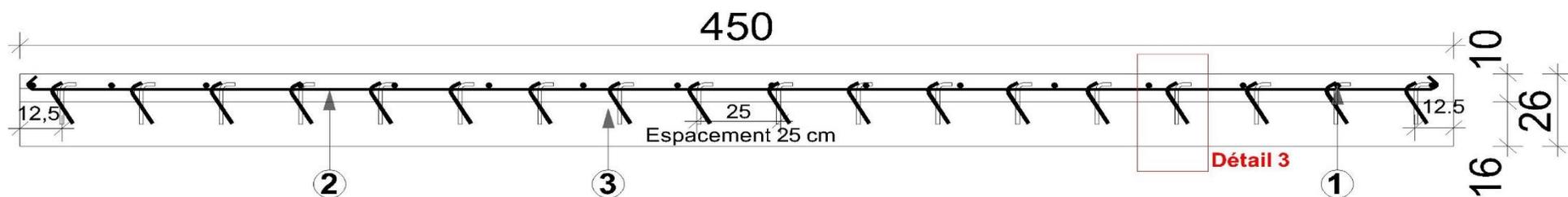


Pos.	Armatures	Forme
①	16HA8 l=5,24	⌢ 4,44
②	6HA8 l=2,24	⌢ 1,44
③	23 Connecteurs de type TXS avec acier HA12 esp. 20 cm	

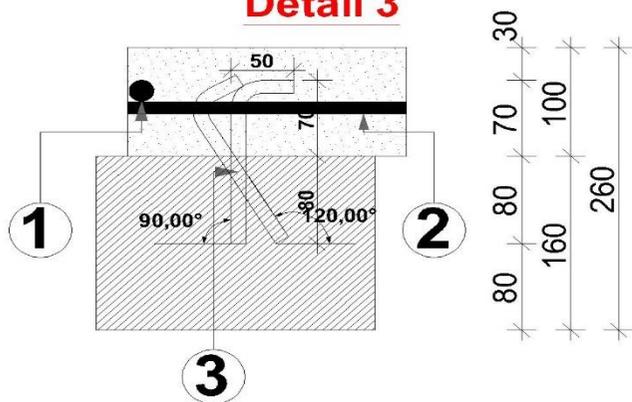
Projet de construction d'une passerelle piétonne à Kamboïse		BURKINA FASO Unité - Progrès - Justice	N° 7
Maître d'ouvrage : <b>LEMHaD 2iE</b>		<b>PLAN D'EXECUTION DU TABLIER</b>	Modifié le :
Echelle : 1/100	Format :A4	Dessin : <b>M. Adal OUATTARA</b> Tél : +226 75 31 46 08 / 70 69 97 76 E-mail : ouattaraadal@gmail.com	Etude : <b>M. Adal OUATTARA</b> Tél : +226 75 31 46 08 / 70 69 97 76 E-mail : ouattaraadal@gmail.com
		Date : Novembre 2019	

# PLAN D'EXECUTION DU TABLIER MIXTE BOIS-BETON

## COUPE LONGITUDINALE



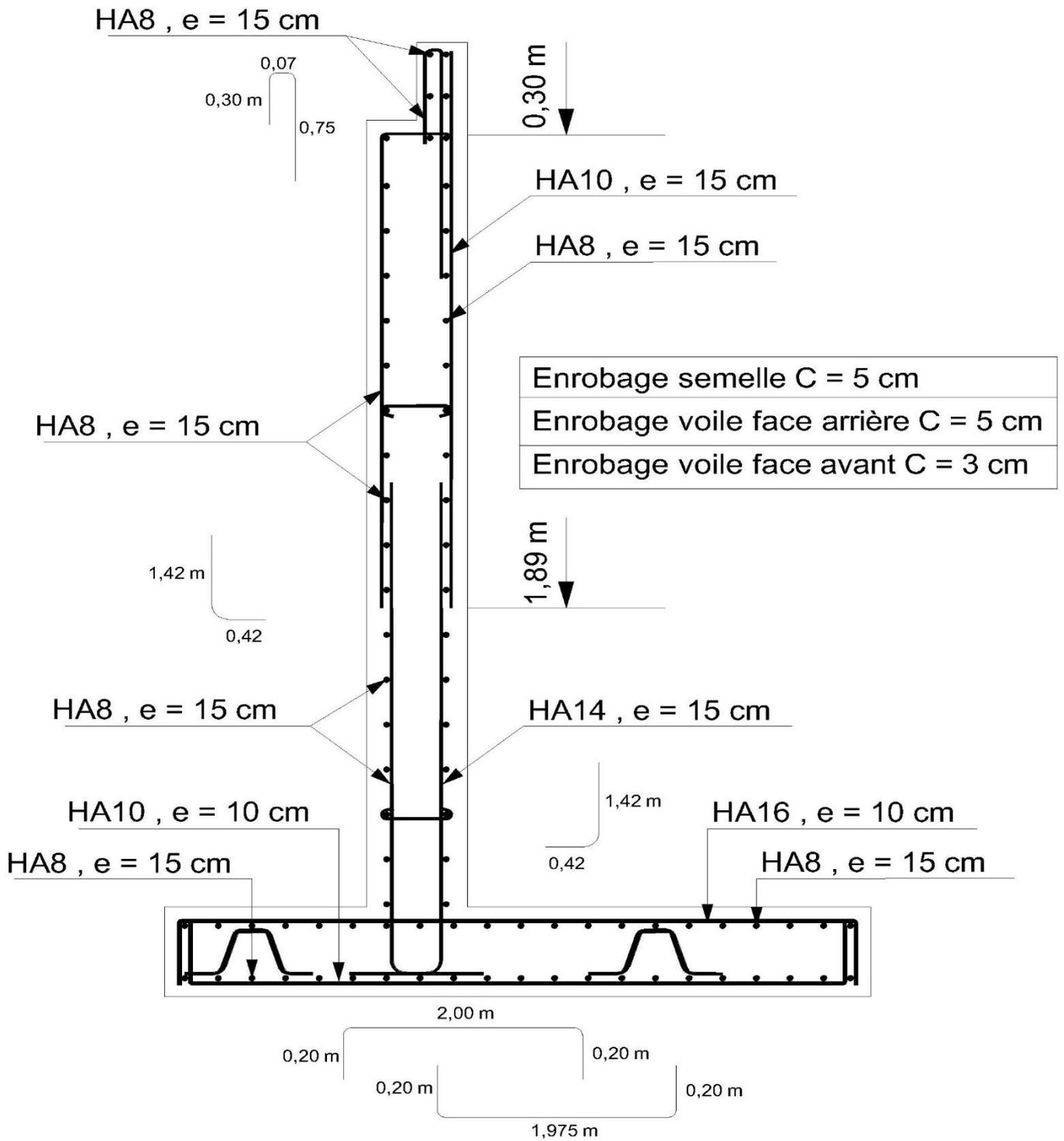
### Détail 3



Pos.	Armatures	Forme
①	16HA8 I=5,24	⌢ 4,44
②	6HA8 I=2,24	⌢ 1,44
③	18 Connecteurs de type TXS avec acier HA12 esp. 25 cm	

Projet de construction d'une passerelle piétonne à Kamboïse	BURKINA FASO Unité - Progrès - Justice	N° 8
Maître d'ouvrage : <b>LEMHaD 2iE</b>	<b>PLAN D'EXECUTION DU TABLIER</b>	Modifié le :
Echelle : 1/100	Format :A4	Date : Novembre 2019
Dessin : <b>M. Adal OUATTARA</b> Tél : +226 75 31 46 08 / 70 69 97 76 E-mail : ouattaraadal@gmail.com	Etude : <b>M. Adal OUATTARA</b> Tél : +226 75 31 46 08 / 70 69 97 76 E-mail : ouattaraadal@gmail.com	

## PLAN DE FERRAILLAGE DE LA CULEE



Projet de construction d'une passerelle piétonne à Kamboinse	BURKINA FASO Unité - Progrès - Justice	N° 9
Maître d'ouvrage : <b>LEMHaD 2iE</b>	<b>PLAN DE FERRAILLAGE DE LA CULEE</b>	Modifié le :
Echelle : 1/100	Format : A4	Date : Novembre 2019
	Dessin : <b>M. Adal OUATTARA</b> <small>Tél : +226 75 31 46 08 / 70 69 97 76 E-mail : ouattaraadal@gmail.com</small>	Etude : <b>M. Adal OUATTARA</b> <small>Tél : +226 75 31 46 08 / 70 69 97 76 E-mail : ouattaraadal@gmail.com</small>

