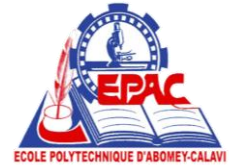




REPUBLIQUE DU BENIN



MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE (MESRS)

UNIVERSITE D'ABOMEY CALAVI (UAC)

ECOLE POLYTECHNIQUE D'ABOMEY CALAVI (EPAC)

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Option : Bâtiment et Travaux Publics (BTP)

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR
DE CONCEPTION GRADE MASTER

THEME

**Conception et dimensionnement basés sur les outils de
modélisation des données de la construction (BIM) – Cas
d'un pont à poutres précontraintes sur le lac Toho à
Pahou**

Réalisé et soutenu par :

GBEDOUROROU Bio Aziz

Sous la direction de :

Encadreur

Dr. GODONOU Gildas
Enseignant-Chercheur à l'Ecole
Polytechnique d'Abomey Calavi

Directeur

Pr. GIBIGAYE Mohamed
Professeur Titulaire au CAMES
Enseignant-Chercheur à l'Ecole
Polytechnique d'Abomey Calavi

Année académique 2020 – 2021

REPUBLIQUE DU BENIN

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE (MESRS)

UNIVERSITE D'ABOMEY CALAVI (UAC)

ECOLE POLYTECHNIQUE D'ABOMEY CALAVI (EPAC)

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

DIRECTEUR

Docteur ALITONOU Guy Alain

(Professeur Titulaire des Universités du CAMES)

DIRECTEUR ADJOINT

(Chargé des affaires académiques)

Docteur PRODJINONTO Vincent

(Maître de Conférences des Universités du CAMES)

CHEF DE DEPARTEMENT

Docteur DOKO Valery

(Maître de Conférences des Universités du CAMES)

Année Académique 2020 – 2021

14^e Promotion

Liste des enseignants ayant intervenu dans notre formation de 2018 à 2021

NOMS	PRENOMS	MATIERES ENSEIGNEES
ADEOTI	Guy	CAO – DAO Appliqués
ADJOVI	Edmond	Structure bois et construction en bois
AGOSSOU	Gilles	Législation de travail
AGOSSOU	Daniel	Métre et estimation des prix
ALLOBA	Ezéchiel	Route et Topométrie Routière
BACHAROU	Taofic	Assainissement des eaux usées et eaux pluviales
Da – MATHA	Raymond	Création et gestion des entreprise avancée
DANHA	Damien	Anglais avancé
DOKO	Valery	Conception et calcul de pont, calcul des structure hyperstatiques et Sortie Pédagogique
GBAGUIDI	Victor	Béton armé
GIBIGAYE	Mohamed	Mécanique des solides déformables, Béton précontraint et Sortie Pédagogique
HOUANOU	Agapi	Construction métallique et Construction mixte
HOUINOU SOUROU	Agathe	Mécanique des sols 1 ; Mécanique des sols 2 et TP spécialisé
LAADE	Cyprien	TP spécialisé
OLODO	Emmanuel	Modélisation des systèmes
SEGUEDEME	Hergie	Anglais spécialisé
SEWANOUDE	Cosme	Comptabilité Générale ; Marketing et communication et Economie Générale et Analyse économique et financière
TCHEHOUALI	Adolphe	Matériaux innovant
WANKPO	Tonalémi Epiphane Sonon	Management et gestion des projets
YABI	Crespin Prudence	Route 2 et Béton Précontraint
ZEVOUNOU	Crépin	Sortie Pédagogique
ZINSOU	Codjo Luc	TP spécialisé

DEDICACE

Je dédie ce mémoire à mes parents.

REMERCIEMENT

Je voudrais remercier mon directeur de mémoire le Pr GIBIGAYE Mohamed, Professeur Titulaire des Universités du CAMES ainsi que mon encadreur Dr GODONOU Gildas, Maître-assistant des Universités du CAMES, pour avoir dirigé ce mémoire.

Pour m'avoir intégré au sein de l'entreprise l'ADEOTI SA, je remercie Mme PARAÏSO Yolande, Directrice des Travaux dans l'entreprise ADEOTI SA.

Mes hommages à M. DOSSOUMOUN Etienne, Responsable Suivi Evaluation dans l'entreprise ADEOTI SA pour m'avoir fait intégrer son équipe.

Mes gratitudes à :

- Mme DOGUE Monelle, Directrice adjointe des travaux ;
- M. SOUSA Jose Maria, Conducteur de travaux principal ;
- M. GODONOU Silas, Responsable suivi évaluation ;
- M. HOUSSOU Geoffroy, Chef de chantier ;
- M. MOUIBI Mohamed, Assistant Suivi Evaluation ;
- Les chefs d'équipes ; Ibrahim Dieng, Hass et M'baye ;
- Toute l'équipe de la construction du pont sur le Lac Toho.

Je porte cette attention particulière à :

- Mes frères Boni Adam et Sabi Kidirou et ma sœur Nawaliath pour leur assistance permanente et leur affection sans faille.
- Ma petite amie Adéranti Alakè ATORO pour son soutien et son amour.
- Mes camarades de la 14^e promotion pour tous les instants passés ensemble.

HOMMAGES

Je voudrais rendre hommages ;

- A son Excellence Monsieur le président du jury, pour avoir accepté d'évaluer ce mémoire
- Aux Honorables membres du jury, pour leur disponibilité et leur volonté à juger ce mémoire

Liste des abréviations, acronymes et sigles

AN : Axe Neutre

ANE : Axe Neutre Élastique

ANP : Axe Neutre Plastique

BA : Béton Armé

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites

BB : Béton Bitumineux

BIM : Building Information Modeling (Modélisation des Données de la Construction)

ELS : État Limite de Service

ELU : État Limite Ultime

MEF : Modélisation par Eléments Finis

HA : Haute Adhérence

LM1 : Load Model 1

LM2 : Load Model 2

NF : Norme Française

PRAD : Ponts-routes à poutres préfabriquées par adhérence

SETRA : Service d'Etudes sur les Transports, les Routes et leurs Aménagements
anciennement Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes

TS : Tandem System

UDL : Uniformly Distributed Load

E_{cm} : Module d'élasticité sécant du béton

Liste des tableaux

Tableau 1 : Historique des ponts - L'époque préromaine.....	4
Tableau 2 : Historique des ponts – L'ère romaine.....	5
Tableau 3 : Historique des ponts – Le moyen âge.....	6
Tableau 4 : Historique des ponts - La période de la renaissance.....	7
Tableau 5 : Historique des ponts - La période de la modernité.....	8
Tableau 6 : L'adoption du BIM à travers le Monde	39
Tableau 7 : Caractéristiques du béton C35/45	65
Tableau 8 : Caractéristiques du béton à hautes performances C55/67	65
Tableau 9 : Caractéristiques de l'armature passive en acier HA500	66
Tableau 10 : Caractéristiques de l'acier active st 1660/1860.....	67
Tableau 11 : Valeurs de l'enrobage minimal requises vis-à-vis de l'adhérence selon l'Eurocode 2-1-1.....	69
Tableau 12 : Valeurs de l'enrobage obtenues.....	70
Tableau 13 : Charges permanentes sur l'ouvrage.....	70
Tableau 14 : Découpage de la voie en voies conventionnelles EC1-2.....	72
Tableau 15 : Découpage des voies du projet.....	72
Tableau 16 : Tableau des coefficients d'ajustements selon l'AN EC1-2§4.3.2	76
Tableau 17 : Charges permanentes surfaciques rectangulaires	84
Tableau 18 : Charges permanentes linéaires	84
Tableau 19 : Liste des cas de charges	85
Tableau 20 : Liste des combinaisons de charges	86
Tableau 21 : Récapitulatif des efforts internes dans la dalle.....	89
Tableau 22 : Cartographie d'armatures requises	90
Tableau 23 : Récapitulatif des résultats armatures supérieures requises ainsi que les choix pour le ferrailage	90
Tableau 24 : Propriétés des sections de la poutre.....	91
Tableau 25 : Moment maximaux en travée et en appui	92
Tableau 26 : Diagramme des sollicitations de l'entretoise	100
Tableau 27 : Diagramme des sollicitations dans le chevêtre	101
Tableau 28 : Sollicitation dans la semelle.....	103
Tableau 29 : Résultats du ferrailage de la semelle.....	103

Liste des figures

Figure 1 : Vue longitudinale du pont Akashi Kaikyo.....	11
Figure 2 : Parties principales d'un pont.....	13
Figure 3 : Tablier dalle nervurées.....	15
Figure 4 : Pont à poutres en béton armé.....	15
Figure 5 : Tablier PRAD	16
Figure 6 : Continuité du hourdis dans les ponts PRAD à poutres isostatiques.....	16
Figure 7 : Continuité du tablier des ponts PRAD.....	17
Figure 8 : Tablier VIPP	18
Figure 9 : Tablier Bi poutres mixtes.....	19
Figure 10 : Pont à béquilles.....	19
Figure 11 : Tablier à poutrelles enrobés de béton	20
Figure 12 : Emplacement du projet extrait de google earth.....	30
Figure 13 : Elévation de l'ouvrage.....	31
Figure 14 : Adoption du BIM dans le monde.....	41
Figure 15 : Africa BIM Report 2020.....	42
Figure 16 : Les niveaux du BIM [12].....	44
Figure 17 : Processus du plan d'exécution BIM	46
Figure 18 : Stratégie de gestion de projet BIM de BG BFR [13].....	48
Figure 19 : Coupe longitudinale de l'ouvrage.....	54
Figure 20 : Composition de la section transversale de l'ouvrage.....	54
Figure 21 : Eléments de conception d'une fondation sur deux files de pieux [15].....	55
Figure 22 : Les différentes parties de la culée.....	56
Figure 23 : Poutre I12 de la norme du Royaume Uni	58
Figure 24 : Définition de la zone du projet dans le model builder	61
Figure 25 : Transfert des données d'amélioration de la surface dans Infraworks.....	62
Figure 26 : Modèle du pont en environnement réel dans le logiciel Infraworks.....	62
Figure 27 : Analyse de la file de poutre dans Infraworks	63
Figure 28 : Modèle de chargement LM 1.....	73
Figure 29 : Positionnement des voies	74
Figure 30 : Modélisation de la structure dans RFEM	82
Figure 31 : Zoom sur une pile du modèle dans RFEM	82
Figure 32 : Moment fléchissant m-yy des barres sous charge du poids propre de la structure.....	83

Figure 33 : Ensemble des charges permanentes sur l'ouvrage	84
Figure 34 : Vue longitudinale - Charges roulantes LM1.....	85
Figure 35 : Coupe transversale - Charges roulantes LM1.....	85
Figure 36 : Combinaisons de résultats générées	86
Figure 37 : Récapitulatif des combinaisons de résultats.....	87
Figure 38 : Paramètres de calcul.....	87
Figure 39 : Fenêtre de calcul du FE-SOLVER.....	88
Figure 40 : Diagramme de contraintes au moment du transfert de précontrainte [19]	92
Figure 41 : Diagramme de contraintes après toutes les pertes sous chargement total [19]	92
Figure 42 : Application de l'effort de précontrainte dans le modèle	95
Figure 43 : Diagramme d'effort normal après précontrainte	95
Figure 44 : Détermination du coefficient de fluage.....	98
Figure 45 : Résultat du ferrailage de l'entretoise.....	100
Figure 46 : Résultat du ferrailage du chevêtre.....	101
Figure 47 : Diagramme d'effort normal dans la pile.....	102
Figure 48 : Effort normal dans le pieu.....	104
Figure 49 : Workflow mis en œuvre pour la conception du projet.....	106
Figure 50 : Planification 4D d'un projet.....	107
Figure 51 : Structure de répartition du travail	109
Figure 52 : Maquette numérique du pont importée dans Navisworks.....	111
Figure 53 : Procédure BIM 4D et 5D.....	111
Figure 54 : Outil quantification dans Navisworks.....	112
Figure 55 : Outil TimeLiner dans Navisworks.....	113
Figure 56 : Simulation du modèle 5D dans Navisworks.....	113
Figure 57 : Pertes d'informations causées par des ruptures de données.....	114
Figure 58 : Échange d'informations traditionnel vs processus de projet basé sur le BIM	115
Figure 59 : Courbes de MacLeamy.....	117

Liste des photos

Photo 1 : Le Sunniberg	11
Photo 2 : Le pont Erasmus.....	12
Photo 3 : Le Gateshead Millennium Bridge	13
Photo 4 : L'ancien pont à Cotonou.....	22
Photo 5 : Le pont Martin Luther King à Cotonou	22
Photo 6 : Le pont Konrad Adenauer à Cotonou	23
Photo 7 : Le passage supérieur de Houeyiho	24
Photo 8 : L'échangeur de Godomey	24
Photo 9 : Le pont de Womey	25
Photo 10 : Pont PRAD Hyperstatique [6]	27

Liste des symboles et unités de mesures

°C : degré Celsius

cm : centimètre

cm² : centimètre carré

kg : kilogramme

Kg/m : kilogramme par mètre

kN : kilo Newton

kN/m² : Kilo Newton par mètre carré

kN/m : Kilo Newton par mètre

kN/m/ml : Kilo Newton par mètre par mètre linéaire

kN/m²/ml : Kilo Newton par mètre carré par mètre linéaire

KPa : Kilo-Pascal

m : mètre

m² : mètre carré

m⁴ : mètre puissance quatre

mm : millimètre

mm² : millimètre carré

MN : Méga-Newton

MN/ml : Méga-Newton par mètre linéaire

MN.m : Méga-Newton point mètre

MPa : Méga-Pascal

MPa/m² : Méga-Pascal par mètre carré

RESUME

Objectif : Le secteur de la construction a connu des avancées technologiques ces dernières années. De la conception jusqu'à l'exécution et à l'exploitation, des outils très performants sont désormais disponibles et permettent une meilleure gestion de l'ensemble du projet afin de répondre aux exigences futures du développement. La transition numérique du Génie Civil est traduite par l'implémentation du Building Information Modeling dans les projets de construction. Le BIM s'est bien établi dans les projets de bâtiments et plusieurs sujets de recherche traite de ce cas. L'objectif de ce travail est de proposer une méthode de gestion des premières phases de l'élaboration des projets d'infrastructures linéaires notamment les ponts en utilisant les outils BIM.

Méthodologie : Cette étude a été mise en place sur le projet de construction d'un pont. Il s'agit essentiellement de la mise en place des phases APS et APD basé sur le BIM du projet de construction d'un pont à poutres précontraintes sur le lac Toho à Pahou.

Résultats : Le processus mis en place garantit une exécution fiable et simple de l'ouvrage en permettant une compréhension claire du projet par tous les intervenants. Ainsi, chaque acteur a une même idée du projet et de l'ensemble des tâches qu'ils lui incombent.

Originalité : Le workflow développé servira de base pour les architectes et les ingénieurs dans la mise en œuvre de leurs projets.

Mots clés : Building Information Modeling ; infrastructures linéaires ; pont à poutres précontraintes ; transition numérique du Génie Civil

ABSTRACT

Purpose: The construction industry has experienced technological advances in recent years. From design to execution and operation, very powerful tools are now available and allow a better management of the whole project in order to meet future development requirements. The digital transition of civil engineering is reflected in the implementation of Building Information Modeling in construction projects. BIM is well established in building projects and several research topics deal with this case. The aim of this work is to propose a method for managing the early phases of the development of linear infrastructure projects, particularly bridges, using BIM tools.

Methodology: This study was implemented on the construction project of a bridge. It is essentially the establishment of the Preliminary and detailed design phases based on BIM of the construction project prestressed beams bridge on the Toho Lake in Pahou.

Outcomes: The process put in place guarantees a reliable and simple execution of the work by allowing a clear understanding of the project by all stakeholders. Thus, each actor has the same idea of the project and of all the tasks he is responsible for.

Originality: The developed workflow will serve as a basis for architects and engineers in the implementation of their projects.

Keywords: Building Information Modeling; linear infrastructures; prestressed girder bridge; digital transition of Civil Engineering

SOMMAIRE

Liste des enseignants ayant intervenu dans notre formation de 2018 à 2021	i
DEDICACE	ii
REMERCIEMENT	iii
HOMMAGES	iv
Liste des abréviations, acronymes et sigles	v
Liste des tableaux	vi
Liste des figures	vii
Liste des photos	ix
Liste des symboles et unités de mesures	x
RESUME	xi
ABSTRACT	xii
SOMMAIRE	xiii
INTRODUCTION	1
OBJECTIF DE L'ETUDE	3
CHAPITRE 1 : GENERALITES ET CADRE CONTEXTUEL DU PROJET DE FIN D'ETUDES	4
1.1 Généralités sur les ponts	4
1.2 Avantages des ponts en béton précontraint	25
1.3 CADRE CONTEXTUEL DU PROJET	27
1.4 PRESENTATION DU PROJET	29
CHAPITRE 2 : LE CONCEPT BIM DANS LES PROJETS DE CONSTRUCTION	36
2.1 Définition du BUILDING INFORMATION MODELING (BIM)	36
2.2 Histoire du BIM	37
2.3 Adoption du BIM dans le Monde	39
2.4 Adoption du BIM en Afrique	42
2.5 Les niveaux de maturité du BIM	42
2.6 Procédure de Mise en œuvre le BIM au sein d'un projet.	44
CHAPITRE 3 : CONCEPTION GEOMETRIQUE DU PONT A POUTRE PRECONTRAINT	49
3.1 Méthodologie	49
3.2 Analyse multicritère de choix du type de pont	49
3.3 La conception géométrique (préliminaire) - Intégration au paysage	53
CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT ET MODELISATION MAQUETTE NUMERIQUE DU PONT	64
4.1 Modelisation et dimensionnement de la structure du pont	64
4.2 Planification du projet (BIM 4D)	107
4.3 Estimation du cout du projet (BIM 5D)	110
Chaptire 5 : ANALYSE ET DISCUSSION	114
5.1 Collaboration : communication et données	114

5.2	Gestion des documents de projet	115
5.3	Cohérence et gestion de l'information	116
5.4	Le flux de l'effort	116
5.5	Différence entre la Conception Assistée à l'Ordinateur (CAO) et le Building Information Modeling (BIM)	118
	CONCLUSION	119
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	120
	TABLE DES MATIERES	122
	ANNEXES	128

INTRODUCTION

Les infrastructures de transport représentent la pièce maîtresse de toute nation. La circulation fiable, rapide et efficace des biens et des personnes contribue de façon significative au développement économique et social. En ce qui concerne les infrastructures routières, le réseau routier du Bénin est dans un état fragile; environ 30 % de la population rurale ont accès à une route praticable en toutes saisons, un taux tout de même supérieur à la moyenne des pays de la sous-région[1]. Selon la Banque mondiale, afin d'atteindre les Objectifs du Millénaire pour le Développement (OMD), les pays les plus pauvres doivent consacrer au moins 9 % de leur PIB aux dépenses de construction, d'entretien et d'amélioration de leurs infrastructures[2]. Avec l'augmentation constante de la population et le vieillissement des structures de transport, il existe un grand besoin de technologies et de techniques plus efficaces et rentables pour construire, entretenir, surveiller et réparer ces ouvrages. La méthodologie du Building Information Modeling (BIM) a particulièrement fait ses preuves dans le domaine du bâtiment. Selon la NF EN ISO 23386, Le BIM, ou Building Information Modeling, est un procédé informatique qui donne l'opportunité aux professionnels du bâtiment de concevoir et de documenter les projets de construction et d'architecture[3]. Cependant, alors que l'utilisation du BIM commence à montrer son efficacité lors de la construction de bâtiments, elle ne satisfait pas encore les infrastructures linéaires telles que les routes et les voies ferrées. Les ponts demeurent des ouvrages d'art incontournable à l'exécution des infrastructures linéaires. Le gouvernement béninois en vue de faciliter la mobilité des biens et des personnes a entrepris de nombreux travaux routiers dont la construction de la route Pahou - Tori Bossito en 2013. Cependant, il existe à ce jour, d'énormes difficultés pour accéder aux villages que l'on pensait désenclavés par la construction de route. Cette difficulté d'accès aux zones rurales surtout en saison pluvieuse entretient la pauvreté par la mévente des produits agricoles et prive les villageois de l'accès aux infrastructures sociales de base.[4] Depuis les dernières inondations et les derniers cas d'accidents enregistrés sur les cours d'eau, le gouvernement du Bénin a décidé de lancer en procédure d'urgence les travaux de construction d'ouvrages d'art dans plusieurs départements. C'est ainsi que la construction d'un pont sur le lac Toho, sur l'axe Pahou - Tori Bossito a été initié. Ce projet vise donc la facilitation de la mobilité des populations et l'amélioration de leur cadre de vie. La présente étude se donne pour objectif de proposer une solution optimale tant sur le plan économique que sur la durabilité de cet ouvrage de franchissement, par l'utilisation d'outils BIM pour la conception de l'ouvrage,

son dimensionnement et son exécution. Il s'agit alors de la conception, la modélisation et l'analyse structurale d'un pont à poutres précontraintes par adhérence (PRAD), suivant la méthodologie du Building Information Modeling implémenté à un projet d'ouvrage d'art. Cette étude s'étend jusqu'à la mise en œuvre d'un planning d'exécution 4D prenant en compte la maquette numérique et le temps d'exécution. Il sera ensuite fait une estimation du coût d'exécution 5D.

OBJECTIF DE L'ETUDE

Objectif global

Proposer et étudier à l'aide d'outils basés sur le Building Information Modeling (BIM) le projet de construction de l'ouvrage de franchissement sur le lac Toho.

Objectifs spécifiques

- Appréhender le projet de conception d'un pont à poutres droites
- Comprendre les étapes de dimensionnement d'un pont à poutres droites avec les normes BAEL
- Exécuter une modélisation structurelle et un dimensionnement d'un pont à poutres précontraintes par adhérence (PRAD)
- Appliquer les outils BIM à la conception du pont sur le lac Toho
- Établir un flux de travail BIM efficace pour la gestion des projets par les cabinets et bureaux d'études
- Montrer l'impact du BIM pour les projets d'infrastructures notamment pour les ouvrages d'art

CHAPITRE 1 : GENERALITES ET CADRE CONTEXTUEL DU PROJET DE FIN D'ETUDES

1.1 GENERALITES SUR LES PONTS

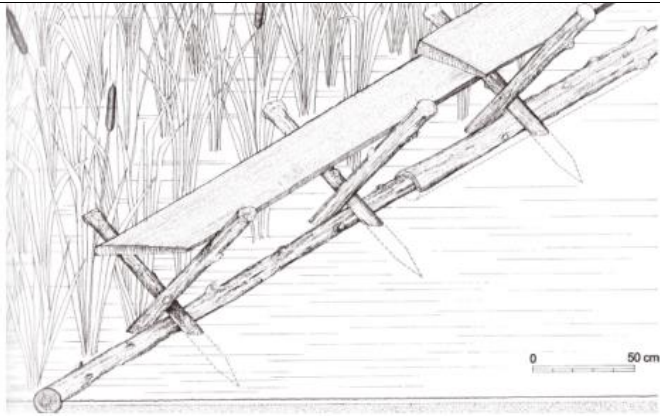
1.1.1 Historique des ponts

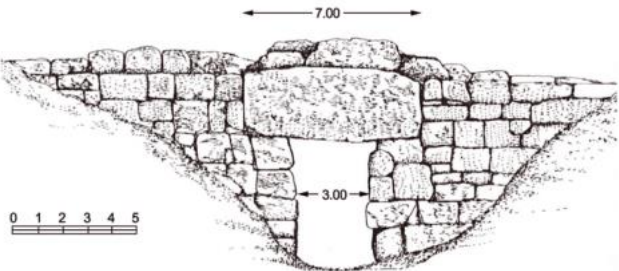

Les structures de ponts représentent un défi dans l'environnement du Génie Civil : elles sont le résultat des forces cumulées pour amener les personnes et les biens dans un endroit inaccessible. Les ponts constituent la liaison la plus appropriée de ce que la nature a divisé : une rivière, une vallée ou tout autre endroit qui est difficile d'accès. Le premier pont est un don de la nature à l'humanité : un arbre tombé sur une petite rivière ou l'observation de ponts rocheux. Cela suggérait aux premiers constructeurs préhistoriques qu'il était possible de franchir des obstacles. Et à partir de ces structures simples, une partie importante de l'ensemble de l'ingénierie structurelle dans le monde entier s'est développée au cours des siècles.

1.1.1.1 L'époque préromaine

Le premier pont était une poutre en bois simplement supportée. Il a été développé au paléolithique. Au Mésolithique, un nombre croissant de structures de ponts ont été construites.

Tableau 1 : Historique des ponts - L'époque préromaine

Période	Description de l'ouvrage	Images
Période néolithique (3806 av. J.-C)	La Sweet Track, longue de 1800 m, qui a été récemment découverte aux Somerset Levels en Grande-Bretagne	



2620 av. J.- C	En Egypte, le pont de pierre de Gizeh	
1400 av. J.- C	En Grèce, le pont Kasarmi, à Argolide	

1.1.1.2 L'ère romaine

Bien que les ponts en bois aient été courants au début, les ponts en pierre (en particulier les ponts en arc) ont de plus en plus dominé jusqu'au Moyen Âge; comme l'a dit Palladio : « Les ponts de pierre ont été construits pour leur durée de vie plus longue et pour glorifier leur constructeur ». L'une des périodes les plus incroyables de la construction de ponts a commencé pendant l'Empire romain. Durant cette époque, de nombreuses techniques de construction de ponts en arc de pierre ont été développées.

Tableau 2 : Historique des ponts – L'ère romaine


Période	Description de l'ouvrage	Images
en l'an 136	Le pont Saint-Ange (en italien : Ponte Sant'Angelo) est un pont de Rome, qui relie les deux rives du Tibre face au château Saint-Ange	

<p>En l'an 100</p>	<p>Pont Milvio, également connu sous le nom de « Ponte Mollo », ce pont est devenu célèbre pour la bataille entre Maxence et Constantin.</p>	
<p>Construit dans la première moitié du 1^{er} siècle</p>	<p>Un monument important survivant de cette période est l'aqueduc du Pont du Gard près de Nîmes dans le sud de la France. Il mesure 360 m de long et 48 m de haut</p>	

1.1.1.3 Le moyen-âge

La chute de l'Empire romain a mis un terme au développement accéléré de la construction de ponts pendant longtemps. Au Moyen Âge, un type particulier de pont a commencé à être construit : le pont habité.




Tableau 3 : Historique des ponts – Le moyen âge


Période	Description de l'ouvrage	Images
<p>Achévé en 1209 sous le règne du roi John</p>	<p>Le Old London Bridge</p>	

1.1.1.4 La période de la renaissance

Une meilleure utilisation des ponts en arc de pierre est apparue à la Renaissance. La grande variété et la quantité de ponts qui ont été construits à cette période rendent impossible la conception d'une liste complète de ce qui a été réalisé. Cependant, certains chefs-d'œuvre qui représentent des innovations de l'époque peuvent être cités.

Tableau 4 : Historique des ponts - La période de la renaissance


Période	Description de l'ouvrage	Images
Construit entre 1588 et 1591	Le pont habité « Ponte Rialto » à Venise, constitué d'un arc en pierre orné composé de deux segments.	
Fin du 18ème siècle	Pont de la Concorde à Paris, conçu par J. R. Perronet	
Commencé en 1811	Waterloo Bridge de Londres	




En 1831	New London Bridge	
---------	-------------------	--



1.1.1.5 La période de la modernité de 1900 à nos jours

La révolution industrielle, qui a commencé à la fin du 18e siècle, a complètement changé l'utilisation des matériaux non seulement dans les bâtiments traditionnels, mais aussi dans les ponts. Les constructions en bois et en maçonnerie ont été remplacées par du fer. Une autre innovation favorisée par l'utilisation du fer dans la construction a été la possibilité de construire des structures plus légères et de nouveaux composants structurels tels que des câbles. Une autre innovation au cours de la révolution industrielle a été l'invention du ciment Portland, breveté pour la première fois en 1824, qui, en conjonction avec la récente industrialisation du fer et de l'acier, a stimulé l'ère du béton armé, puis l'arrivée du béton précontraint ainsi que l'association du béton et de l'acier.

Tableau 5 : Historique des ponts - La période de la modernité

Période	Description de l'ouvrage	Images
Ouvert en 1779	Le célèbre pont de Coaldbrookdale, à travée unique en pièces de fonte, d'un arc nervuré d'une portée semi-circulaire de 30 m construit par Thomas Farnolls Pritchard	

<p>Commencé en 1819, ouvert en 1826</p>	<p>Le pont Menai, une autre construction de Telford, s'étendant sur 305 m et d'une portée centrale de 177 m</p>	
<p>Construit en 1930</p>	<p>Le pont Albert Louppe ou pont de Plougastel, sur l'estuaire de l'Elorn près de Brest, France, conçu par Eugène Freyssinet.</p>	
<p>En 1980</p>	<p>Le pont Ganter, un pont incurvé traversant une vallée profonde dans le canton du Valais. Sa colonne la plus haute s'élève à 148 m et a une portée centrale de 171 m.</p>	

<p>En 1931</p>	<p>Le pont George Washington à New York long de 1450 m.</p>	
<p>Construit en 1937</p>	<p>Le Golden Gate s'étendant sur 2737 m avec une travée centrale de 1280 m</p>	
<p>Construit entre 1992 et 1999</p>	<p>Le pont du canal de Suez. Le canal de Suez étant emprunté par de très grands bateaux, il a fallu construire deux avant-ponts menant au pont haubané qui supporte le tablier à une hauteur de 70 m.</p>	

1.1.1.6 Les chefs-d'œuvre récents

Ces dernières années, plusieurs ponts ont été construits. Certains parmi eux peuvent être classés chefs-d'œuvre de l'industrie de la construction des ponts. Ce classement peut s'avérer difficile. Mais en tenant compte de certains facteurs, nous pouvons retenir :

- Pour la nouvelle catégorie de matériaux, le pont Akashi kaikyo, plus grand pont suspendu du monde pour son utilisation innovante de matériaux, tels que les câbles en acier à très haute résistance (1.8Gpa). Il est conçu pour résister à toutes les catastrophes : tremblements de terre, tsunamis ou autre typhon. Cet ouvrage de 3911 mètres de long franchit la mer intérieure de Seto pour relier Kōbe, sur l'île principale de Honshū, à la ville de Awaji, sur l'île de même nom par une autoroute à 6 voies.

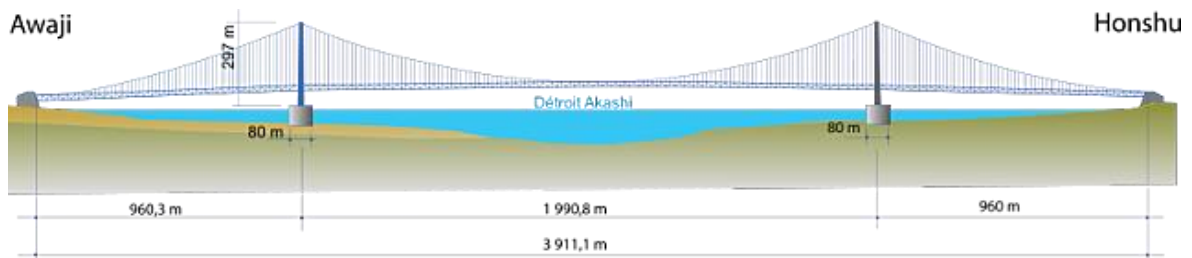


Figure 1 : Vue longitudinale du pont Akashi Kaikyo

- Pour la catégorie de forme structurelle innovante, le Sunniberg, combinant une structure haubanée avec un plan incurvé, et doté d'étonnants pylônes bifurqués. Le pont Sunniberg est un pont routier extradossé à plusieurs travées incurvées avec de bas pylônes évasés au-dessus des bords de la chaussée. Conçu par Christian Menn, il a été achevé en 1998.



Photo 1 : Le Sunniberg

- Pour son esthétique, le pont Erasmus, un chef-d'œuvre de la construction avec une forme reflétant le caractère industriel de la ville de Rotterdam au Pays bas. Il relie la rive nord et la rive sud de la nouvelle Meuse. Ce pont est ainsi nommé en l'honneur du philosophe humaniste Erasmus, originaire de Rotterdam.



Photo 2 : Le pont Erasmus

- Pour la catégorie des méthodes de construction, le Gateshead Millennium Bridge a été le premier pont basculant au monde. Enjambant la rivière Tyne pour relier les quais de Newcastle et de Gateshead. Il a été ouvert en 2001. La forme du pont, une paire d'arches en acier s'étendant sur 100 m entre des îlots de béton, tourne de 40 degrés pour permettre aux navires de passer en dessous. Le tablier du pont offre à la fois une passerelle et une piste cyclable séparée, prise dans une large courbe à travers la rivière. Il relie le quartier des arts de Gateshead sur la rive sud au quai principal historique de Newcastle.



Photo 3 : Le Gateshead Millennium Bridge

1.1.2 Définitions et terminologies

Les ponts permettent le franchissement d'un obstacle naturel (fleuve, rivière, vallée...) ou artificiel (route, voie ferrée...) par une route (pont routier), par une voie ferrée (pont ferroviaire) ou parfois par une voie d'eau (pont-canal).

Ils sont constitués de deux éléments principaux :

La superstructure : constituée du tablier et des équipements (corniches, barrières...) nécessaires à la circulation et l'esthétique de l'ouvrage.

L'infrastructure : composé des appuis et des fondations et qui supporte le tablier.

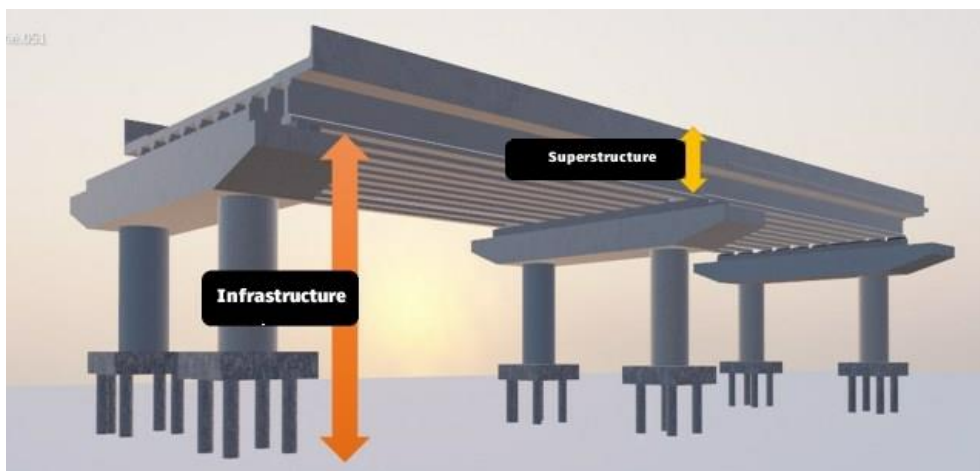


Figure 2 : Parties principales d'un pont

1.1.3 Classification des ponts

Il existe une multitude de types de pont. Par conséquent, une distinction des différents types de ponts peut s'avérer aussi bien difficile qu'incomplète.

Des classifications des types de ponts ont été effectuées en tenant de critères comme le matériau, le fonctionnement mécanique, la position en plan, etc. Selon le service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements (ancien Service d'Études Technique des Routes et Autoroutes françaises SETRA) les ponts peuvent être regroupés en deux grandes catégories : **les ponts courants et les ponts non courants**.

La grande majorité des ponts courants sont en béton armé ou en béton précontraint. La gamme des ponts courants routiers, autoroutiers et ferroviaires en béton comporte de nombreux types d'ouvrages adaptés aux divers franchissements.

Leur définition se déduit généralement par complémentarité de celle des ouvrages d'art non courants.

Sont considérés comme ouvrages non courants :

- Les ponts possédant au moins une travée de 40 m de portée ;
- Les ponts de longueur totale supérieure à 100 m ;
- Les ponts dont la surface totale du tablier dépasse 1 200 m² ;
- Les ponts mobiles ;
- Les ponts-canaux ;
- Les ouvrages, se caractérisant par des difficultés particulières de dimensionnement, de conception ou de réalisation relevant de techniques de construction ou de procédés innovants, présentant des géométries complexes (biais important, courbure prononcée...) nécessitant des travaux de fondations spéciales, des études particulières (effets dynamiques), des phasages d'exécution complexes (contrainte d'exploitation, maintien de la circulation...) ayant un fonctionnement structurel complexe ou répondant à des contraintes architecturales spécifiques.

1.1.4 Différents types de ponts routiers, autoroutiers

- Ponts dalles en béton armés ou précontraints

Les Passages Supérieurs ou Inférieurs en Dalle Armée (PSIDA) ou en Dalle Précontrainte (PSIDP) sont constitués d'une dalle d'épaisseur constante généralement de section rectangulaire (avec ou sans chanfreins latéraux). Les ouvrages sont coulés sur cintre ou

par poussage. Ils peuvent être constitués de 2, 3 ou 4 travées selon les caractéristiques de la voie à franchir et le biais de franchissement.

Ils sont particulièrement économiques dans la gamme des portées moyennes

- **Dalles nervurées**

Les tabliers des ponts à dalles nervurées sont constitués :

- Soit d'une dalle à une nervure à larges encorbellements ;
- Soit d'une dalle à plusieurs nervures larges ou étroites de formes trapézoïdales ou rectangulaires.

Le tablier peut être longitudinalement de hauteur constante ou variable.

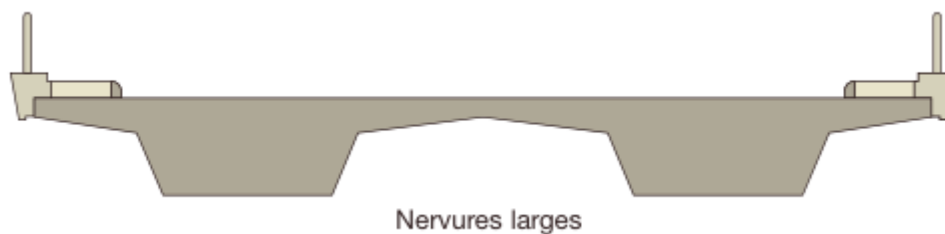


Figure 3 : Tablier dalle nervurées

- **Ponts à poutres en béton armé**

Le tablier est constitué de poutres longitudinales généralement préfabriquées de hauteur constante solidarisée par des entretoises en travée et sur appui et supportant un hourdis en béton armé. Les travées peuvent être indépendantes ou continues.

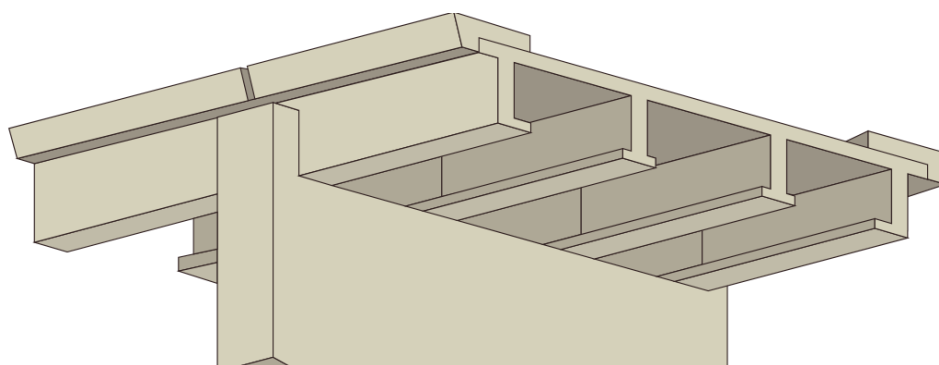


Figure 4 : Pont à poutres en béton armé

- **Ponts PRAD**

Les tabliers des ponts PRAD (Précontrainte par Adhérence) sont constitués de poutres préfabriquées précontraintes par prétension. La précontrainte des poutres est assurée par

des torons, mis en tension avant bétonnage, puis relâchée dès que le béton a acquis une résistance suffisante (de l'ordre de 30 MPa).

Les poutres, régulièrement espacées (entraxe de l'ordre de 1 m), sont solidarisiées par une dalle coulée en place sur des coffrages perdus.

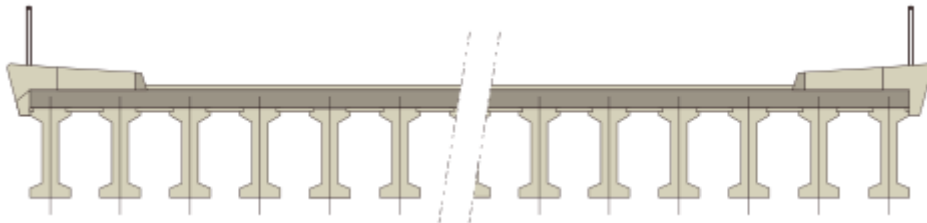


Figure 5 : Tablier PRAD

Les poutres peuvent être de section rectangulaire, ou en forme de double T en section courante et rectangulaire aux extrémités. Les poutres en T inversé et remplies de béton permettent de réaliser des tabliers monolithiques. Les travées des tabliers peuvent être isostatiques ou hyperstatiques. Dans ce cas, les poutres sont rendues continues au droit des piles. Les poutres préfabriquées en usine sont de hauteur constante. Le hourdis a une épaisseur comprise entre 18 et 22 cm pour les ponts-routes et de 25 cm pour les ponts-rails.

Les ponts PRAD constituent une solution classique pour la réalisation de ponts routiers et autoroutiers (passages inférieurs ou supérieurs) dans la gamme des portées de 10 m à 35 m. La technique est aussi utilisée pour la réalisation d'ouvrages ferroviaires (à une travée isostatique ou à plusieurs travées hyperstatiques).

Le tablier des ouvrages isostatiques est constitué de travées indépendantes reliées au niveau du hourdis par des dallettes de continuité en béton armé au droit de chaque pile et repose au niveau de chaque appui intermédiaire sur deux lignes d'appareil d'appui.

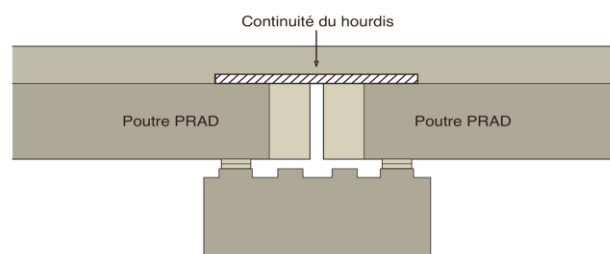


Figure 6 : Continuité du hourdis dans les ponts PRAD à poutres isostatiques

Pour les ouvrages hyperstatiques, la continuité du tablier est assurée après pose des poutres par un clavage en béton armé coulé en place en même temps que le hourdis et solidaire des poutres et du hourdis, qui joue le rôle de raidissage transversal au droit de chaque pile. Le tablier repose dans ce cas sur une seule ligne d'appareil d'appui.

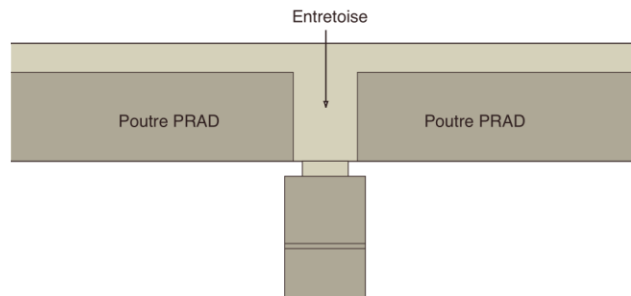


Figure 7 : Continuité du tablier des ponts PRAD

Les poutres PRAD sont préfabriquées en usine sur des bancs de préfabrication. Les armatures passives sont disposées dans des coffrages métalliques. Les armatures de précontrainte (torons) sont positionnées à l'aide de gabarits et fixées aux extrémités du banc puis mise en tension (ancrage fixe à une extrémité, mise en tension de l'autre côté). La mise en précontrainte obtenue par relâchement des torons (la tension dans les torons se transmet par adhérence au béton et engendre par réaction sa mise en compression) est possible dès que le béton a atteint une résistance de 35 MPa. Cette résistance est obtenue dans un délai de l'ordre de 16 heures avec un système d'étuvage et de traitement thermique adapté. Les poutres PRAD sont ensuite stockées une vingtaine de jours avant d'être livrées sur les chantiers.

La mise en place définitive des poutres se fait à l'aide de grues ou d'engins de levage légers à des cadences de pose de l'ordre de 15 à 30 minutes par poutres. Des dispositifs de sécurité permettent d'assurer la stabilité des poutres en phase de construction.

Après la pose des poutres, on procède à la mise en place des coffrages du hourdis entre les poutres et ceux éventuellement des encorbellements, puis des coffrages des entretoises. Après mise en place des armatures transversales et longitudinales on procède au bétonnage des entretoises et du hourdis.

- Viaducs à travées indépendantes à poutres préfabriquées

Les tabliers des Viaducs à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées (VIPP) sont constitués de poutres précontraintes par posttension de hauteur constante, solidarisées

entre elles par des entretoises d'abouts et une dalle supérieure coulée en place en béton armé ou précontrainte transversalement.

Les poutres comportent une large table de compression formant la membrure supérieure, un talon constituant la fibre inférieure et une âme de faible épaisseur.

Les poutres sont en général préfabriquées sur les remblais d'accès à l'ouvrage et lancées après mise en tension d'une première famille de câbles de précontrainte, à l'aide d'une poutre de lancement prenant appui sur les appuis définitifs de l'ouvrage ou par des moyens de levage (grues, barges flottantes ...).

Les poutres ont un espacement de l'ordre de 3 à 4 mètres. Le hourdis peut être coulé entre les tables de compression des poutres (hourdis intermédiaire) ou par-dessus les tables (hourdis général).

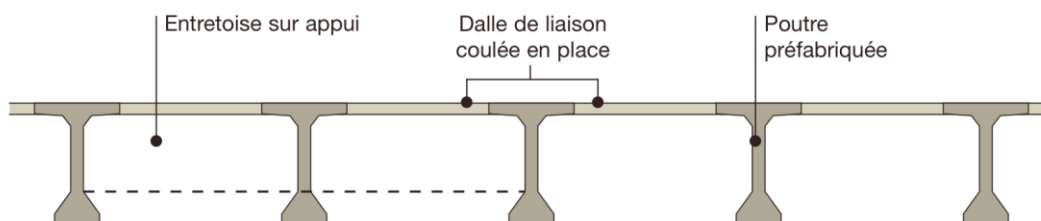


Figure 8 : Tablier VIPP

Les tabliers sont réalisés avec des entretoises d'about qui permettent de répartir les charges entre les poutres et de les encastrent à la torsion sur appui.

Le tracé des câbles de précontrainte est généralement constitué d'une partie rectiligne dans le talon des poutres dans la zone médiane suivie d'une déviation verticale, souvent parabolique, dans l'âme de la poutre.

- **Bipoutres mixtes**

Le tablier est constitué d'une dalle (de couverture) en béton connectée à deux poutres métalliques (poutres sous chaussée), de manière à former un ensemble monolithique. Il peut être à travées indépendantes ou continues.

La dalle est en général en béton armé (parfois en béton précontraint : précontrainte transversale). Elle est coulée en place à l'aide d'un outil de coffrage mobile (elle est parfois constituée de dalles préfabriquées). Elle participe à la résistance de l'ouvrage en flexion longitudinale et locale grâce à sa connexion aux poutres métalliques par des

goujons ou des cornières. Elle a une épaisseur de 20 à 40 cm (l'épaisseur peut être réduite dans le cas d'utilisation de dalles préfabriquées précontraintes en BHP).

Les poutres métalliques sont en général de hauteur constante (parfois de hauteur variable), à âme pleine (PRS en forme de I), le plus souvent continue sur appui. Elles sont entretoisées tous les 8 à 10 m par des entretoises ou des pièces de pont.

Les poutres sont préfabriquées en usine et transportées sur le site par tronçons de 20 à 40 m de longueur. Elles sont raboutées par soudage sur le site, assemblées aux entretoises et mises en place à l'aide d'une grue (ou lancées ou ripées).

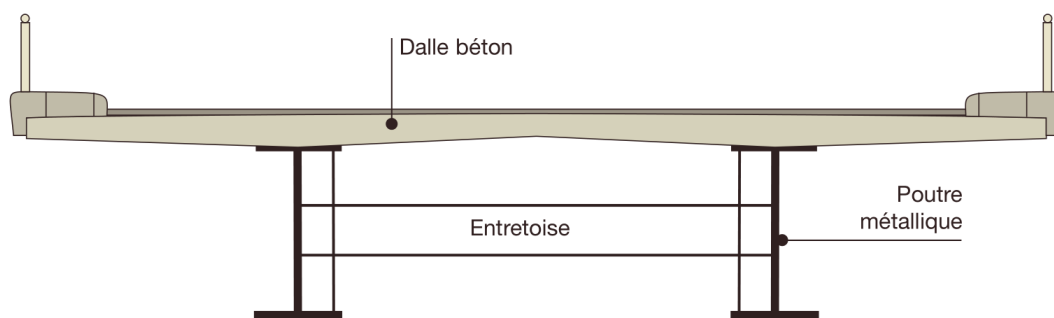


Figure 9 : Tablier Bi poutres mixtes

- Ponts à béquilles

Les Passages Supérieurs à Béquilles (PSBQ) sont constitués d'un tablier précontraint (dalle pleine, dalle nervurée ou caisson) de hauteur constante ou variable. Les appuis intermédiaires sont constitués de béquilles encastrées dans le tablier, inclinées à environ 50 degrés et généralement articulées en pied dans un massif de fondations. Le tablier est construit aux extrémités, soit en appui simple sur des culées, soit encastré dans des contre-béquilles.

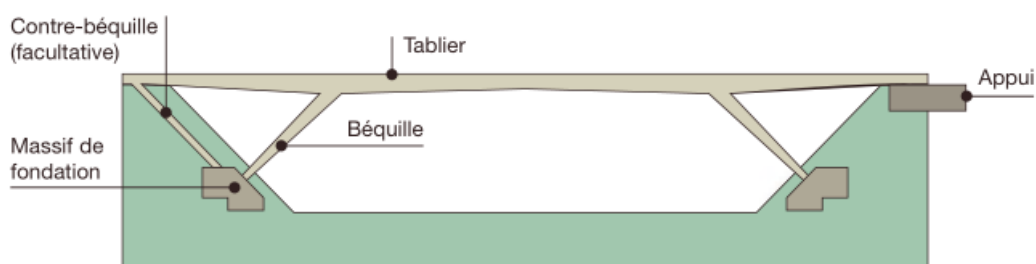


Figure 10 : Pont à béquilles

Bien adaptée aux vallées encaissées et aux grandes portées, cette variante d'ouvrages en arc permet d'éviter les lignes verticales des pylônes de ponts à câbles qui peuvent s'avérer inesthétiques dans certains sites. Le tablier et les béquilles sont souvent exécutés en béton précontraint.

- Ponts à poutrelles enrobées

Ces tabliers étaient initialement réservés aux ouvrages ferroviaires (portée 30 à 35 m), ils sont aussi utilisés pour les ponts-routes (portée 40 à 45 m). Ils conviennent en particulier pour les ouvrages à épaisseur limitée et devant supporter un trafic élevé.

Le tablier d'un pont à poutrelles enrobées est constitué d'une dalle en béton armé comportant une armature longitudinale constituée de poutrelles laminées (faiblement espacées, entraxe maximum de 75 cm et des armatures transversales en acier). Les poutrelles et le béton collaborent en formant une structure composite. La connexion acier-béton est assurée par adhérence.

L'aile supérieure de chaque poutre est noyée dans le béton. L'aile inférieure est visible sous l'ouvrage fini. Le coffrage inférieur du tablier est constitué de plaques ou de prédalles laissées en place après le bétonnage. La reprise des efforts dus à la flexion transversale est assurée par des armatures transversales situées au-dessus des semelles supérieures pour les armatures supérieures et traversant les âmes dans leur partie basse pour les armatures inférieures. L'espace entre les poutrelles est rempli de béton avec un enrobage de la semelle supérieur d'au moins 7 cm. Ces ouvrages peuvent être composés d'une travée ou de plusieurs travées continues.

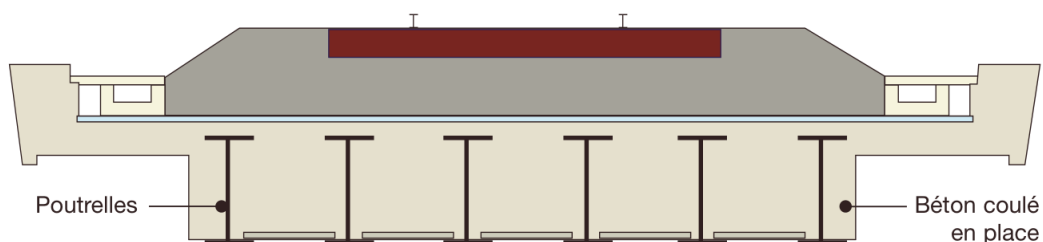


Figure 11 : Tablier à poutrelles enrobés de béton

1.1.5 Analyse multicritère de choix du type de pont

L'analyse multicritère est une méthode de comparaison quantitative de solutions pour un projet donné. Les résultats sont présentés sous la forme d'un tableau à double entrée.

Elle est souvent demandée par les maîtres d'œuvre en conclusion d'une étude de projet.[5] Elle consiste à :

- Présenter un ensemble uni de solutions, toutes établies avec le même niveau de précision, tant du point de vue des investigations que des études, à définir une liste de critères d'évaluation sur la base du programme de l'ouvrage ;
- Pondérer chacun de ces critères selon son importance,
- Noter chacune des solutions pour chaque critère,
- Calculer le total de points accumulés par chaque solution, tous critères confondus.

Ce résultat fournit une aide à la décision pour le choix d'une ou plusieurs solutions.

Au niveau de la conclusion d'une étude d'ouvrage, proposant un choix multiple, l'analyse multicritère permet de rappeler sous forme concise les contraintes principales du projet. Elle demande à celui qui l'établit un effort de hiérarchisation des critères. Elle met côte à côte des critères de nature différente, à caractère plus ou moins qualitatif ou quantitatif, comme le coût et l'esthétique de l'ouvrage. Elle rassemble les idées et offre au décideur un moyen comparatif simple. Elle doit également aboutir sur des réflexions au niveau des critères de jugement des offres.

L'analyse multicritère est donc un outil qui peut être intéressant dans le cas de multiples solutions.

1.1.5.1 Défauts ou dangers de la méthode

Il faut absolument que toutes les solutions comparées soient au même niveau d'avancement. La pondération des critères, qui traduit leur hiérarchisation, peut être subjective suivant l'auteur de l'analyse (maître d'ouvrage, gestionnaire, concepteur, constructeur...).

La liste des critères peut être incomplète ou certains peuvent se recouvrir. Les solutions doivent être comparables : niveau d'avancement, qualité des études, limites de projet, prix unitaire, mode d'estimation. La notation reste très subjective.

1.1.5.2 Conclusion

L'analyse multicritère est un outil qui peut être intéressant dans le cas de multiples solutions, mais qui doit être manipulé avec prudence.

1.1.6 Les ponts au Bénin

Au Bénin, on enregistre un certain nombre de ponts construits depuis l'époque coloniale jusqu'à nos jours. Parmi ces ponts, nous pouvons citer entre autres :

- L'ancien pont

L'ancien pont est un pont routier situé dans la ville de Cotonou au Bénin. Plus ancien pont de la ville, il permet de relier les deux rives de la lagune de Cotonou. Construit en 1928, il a été rénové en 1981. Il relie les deux rives de la lagune, notamment le port, à l'ouest, et la zone industrielle d'Akpakpa et Sèmè Podji, à l'est.

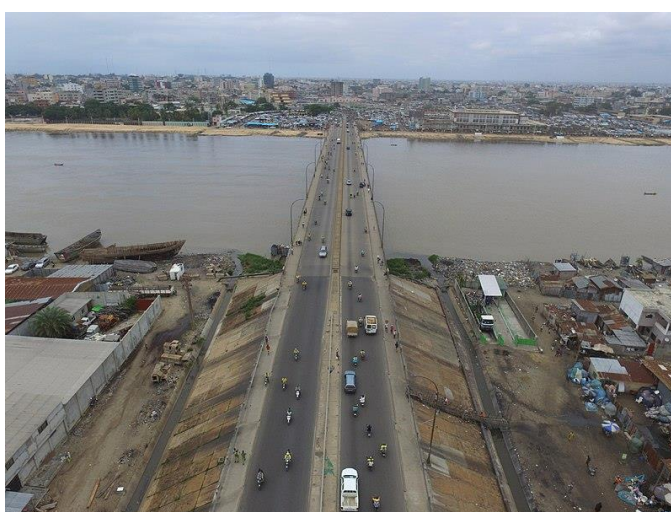


Photo 4 : L'ancien pont à Cotonou

- Le pont Martin Luther King

Le pont Martin Luther King de Cotonou est le second pont de la ville de Cotonou. Long de 430 mètres, il relie les rives ouest et est de la lagune de Cotonou.

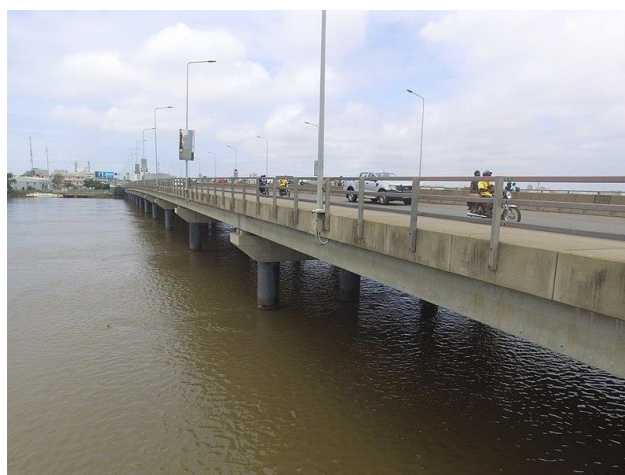


Photo 5 : Le pont Martin Luther King à Cotonou

- Le pont Konrad Adenauer

Pour rendre plus fluide la circulation à Cotonou en désengorgeant l'Ancien pont et le pont Martin Luther King, le gouvernement du Bénin décide de construire un nouveau pont en 1999. Les travaux prennent fin en 2004. Le Général Mathieu Kérékou à l'époque, Président de la République du Bénin a donné à ce nouveau pont le nom « Konrad Adenauer » en vue de réaffirmer l'accord de coopération entre la République Fédérale d'Allemagne et le Bénin. Le pont présente une largeur de 22,5 m. Il présente deux chaussées à trois voies unidirectionnelles dont une voie rapide de 4,25 m de largeur, une lente de 4 m et enfin une autre de 3 m de large dédiée à la circulation des engins à deux roues.



Photo 6 : Le pont Konrad Adenauer à Cotonou

- Le passage supérieur de Houeyiho

Le passage supérieur de Houéyiho est désormais mis en service pour soulager la peine des usagers de la voie. En forme de voûte, il s'agit d'un pont-dalle à deux tabliers précontraints de 10 travées de 28 m de portée chacune, soit une longueur totale de 280 m, posé sur des appuis fondés sur des pieux descendus à 42 m par rapport au TN. La concrétisation de cette infrastructure a été rendue possible grâce aux partenaires au développement notamment, la Banque Ouest Africaine de Développement (BOAD) et la Banque d'Investissement et de Développement de la CEDEAO (BIDC). Les travaux ont été réalisés en deux étapes et ont coûté en tout, 19 617 660 567 FCFA. Le contrôle et la surveillance des travaux ont été effectués par le bureau d'études Djaouley Ingénieurs-Conseils.



Photo 7 : Le passage supérieur de Houeyiho

- Les ponts de l'échangeur de Godomey

L'échangeur de Godomey est un échangeur autoroutier situé à Godomey dans la commune d'Abomey-Calavi au Bénin, ouvert à la circulation en 2011. Première infrastructure de ce type dans le pays, il a pour objectif de résoudre les problèmes d'engorgement des voies d'accès et la traversée de Cotonou. On compte quatre ponts et deux ponceaux de passage inférieur. Il s'agit de pont-dalle en béton précontraint reposant sur des piles. La longueur globale des quatre ponts est de 862 m et la surface totale des ponts est 7711 m² environ.



Photo 8 : L'échangeur de Godomey

- Le pont de Womey

Le pont de Womey est un ouvrage franchissant le bas fond de Womey sur la lagune Djonou dans la commune d'Abomey-Calavi. Il s'étend sur une longueur de 324 m en construction mixte à bipoutre métallique reposant sur des piles en béton armé reposant sur des fondations profondes de type pieux battues en aciers ouverts. Il comporte des travées régulières de 20 m. Les travaux exécutés par l'entreprise SOGEA SATOM ont couté 9500 millions de FCFA.



Photo 9 : Le pont de Womey

1.2 AVANTAGES DES PONTS EN BETON PRECONTRAIT

Les ponts à poutres précontraints par adhérence comportent des atouts non négligeables. Ce qui justifie leurs larges emplois dans la gamme des portées comprises entre 10 et 35 m. Ils sont utilisés pour le franchissement de routes, autoroutes et ouvrages ferroviaires.

1.2.1 La maîtrise de la qualité des poutres réalisées en usine

L'industrie de la préfabrication garantit aux poutres PRAD tous les atouts des fabrications selon des process éprouvés, l'expérience de la qualité des performances contrôlées et régulières et le respect des tolérances dimensionnelles. De nombreux ateliers produisent des poutres sous référentiel ISO et intègrent des contraintes en matière d'impact environnemental et de développement durable. [6]

1.2.2 La facilité, la rapidité et la sécurité de la réalisation de l'ouvrage

Les ponts PRAD sont parmi les ouvrages les plus rapides à réaliser. Les poutres sont mises en place sur chantier, à l'aide de moyens de levage courants (sans nécessité d'échafaudages), à des cadences élevées. Le hourdis est bétonné sur des coffrages perdus, ce qui permet la réalisation d'ouvrage dans des délais réduits en favorisant la sécurité des ouvriers et en s'affranchissant des contraintes liées à la brèche à franchir. Cette solution justifie d'autant plus son intérêt pour des ouvrages réalisés sous circulation ou pour franchir des voies ferrées et des cours d'eau. Le trafic peut être maintenu à l'exception de coupures très brèves au moment de la mise en place des poutres.

1.2.3 L'intérêt économique en matière d'investissement et de coût global

La solution PRAD s'avère une solution économique en matière d'investissement, compte tenu, en particulier, de la répétitivité de sa conception et de la rapidité de sa réalisation. L'optimisation de sa conception (armatures de précontrainte parfaitement protégées...) et la qualité des matériaux utilisés (poutres préfabriquées en usine) sont un gage de pérennité et d'entretien minimum.

1.2.4 Des références nombreuses depuis plus de 30 ans

Plusieurs milliers de tabliers (isostatiques ou hyperstatiques) ont été mis en service ces trente dernières années avec des poutres PRAD en France. Ces ouvrages sont reconnus pour leur excellent comportement dans le temps.

1.2.5 La richesse de l'offre structurelle

La variété de la gamme des poutres proposées (forme des poutres, longueur, performance des bétons) permet de réaliser des ouvrages dans une large gamme de portées en satisfaisant toutes les exigences des projets.

1.2.6 La robustesse de la structure

Les Eurocodes définissent la robustesse structurale comme « l'aptitude d'une structure à résister à des événements tels que les incendies, les explosions, les chocs ou les conséquences d'une erreur humaine, sans présenter de dégâts disproportionnés par rapport à la cause d'origine ». Les structures de pont en béton précontraint possèdent une robustesse structurale beaucoup plus grande que celles en béton armé.

1.2.7 La sobriété d'un système structural efficace

Le fonctionnement structural des ouvrages PRAD est particulièrement simple, la logique de cheminement des efforts est évidente, ce qui permet de réaliser des ouvrages donnants

une impression de grande stabilité et d'une rare sobriété.

1.2.8 Atout des structures hyperstatiques

En plus de ces différents aspects notés, les structures hyperstatiques de ponts à poutres PRAD offrent une grande liberté de conception et l'esthétique des ouvrages, tout en facilitant leur entretien. La continuité mécanique du tablier permet, en réduisant les moments fléchissant en travée, de diminuer l'épaisseur de l'ouvrage et de garantir le confort de roulement des usagers.



Photo 10 : Pont PRAD Hyperstatique [6]

Le transfert des charges aux appuis est assuré, pour ce type d'ouvrage, par une seule file d'appui, ce qui permet éventuellement de supprimer le chevêtre en tête de pile, d'optimiser la géométrie des piles et de faciliter les opérations de vérinage du tablier et les changements éventuels d'appareils d'appui.

Le comportement monolithique de l'ouvrage améliore sa résistance et sa ductilité vis-à-vis des efforts dynamiques, ce qui lui confère une grande capacité à dissiper l'énergie en cas de séisme. La raideur importante du tablier continu permet d'en diminuer l'épaisseur et de conférer à l'ouvrage plus de transparence, une meilleure intégration dans le site ainsi qu'une plus grande harmonie entre les appuis et le tablier.

1.3 CADRE CONTEXTUEL DU PROJET

La formation pour le cycle d'ingénieur à l'École Polytechnique d'Abomey-Calavi est sanctionnée par la validation d'un mémoire de fin d'études sur un thème de recherche ou un sujet pratique d'ingénieur, suite à un stage effectué dans une structure. Afin de nous consacrer à cela, nous avons été accueillis par l'entreprise ADEOTI SA chargé de la construction d'un pont sur le lac Toho à Pahou.

1.3.1 Présentation de l'entreprise ADEOTI SA

1.3.1.1 Historique

L'entreprise de construction dénommée « Entreprise ADEOTI SA » a été créée en 1992 par M. Yaya Salami ADEOTI, ingénieur de l'équipement rural. L'entreprise se consacre d'abord à l'entretien des pistes rurales dans les régions littorales du Bénin. L'acquisition de matériels moderne de nivellement permet à l'entreprise d'étendre ses activités et de remporter en 1998 des contrats de construction de pistes dans le cadre du programme sectoriel des transports initié par le gouvernement béninois. En 2004 elle crée sa première carrière de concassage de granite, Okouta carrières SA, société d'exploitation et de commercialisation de granite. L'entreprise ADEOTI SA gagne aussi la confiance des entreprises comme MAERSK, BOLLORÉ qui lui commande des travaux de construction. Aujourd'hui, l'entreprise ADEOTI SA est une référence en construction de routes et ouvrages d'assainissement dans la sous-région. Équipée en matériels et engins de chantier et de ressources humaines techniquement au point, l'entreprise est disponible pour de grands projets comme celui de la construction du pont sur le lac TOHO à Pahou. Elle a réalisé ces dernières années des milliers de kilomètres de route dans le pays comme dans la sous-région. L'entreprise ADEOTI SA est l'une des meilleures entreprises nationales, elle réalise des ouvrages de qualité tout en respectant les délais d'exécution.

1.3.1.2 Fiche d'identification de l'entreprise ADEOTI SA

- Raison sociale : Société Anonyme au capital de 500 000 000 FCFA
- Siège social : Cotonou C/2021 Zogbohoue
- Adresse postale : 03 B.P. 0022
- Téléphone : 21 38 10 07
- Fax : 21 38 53 91
- E-mail : info@entreprise-adeoti.com

1.3.1.3 Domaines de compétences

L'entreprise ADEOTI SA est spécialisée dans les études et la réalisation d'infrastructures de transport, d'ouvrages de génie civil, de bâtiments, de complexes industriels, d'ouvrages hydrauliques, de réseau d'assainissement, et de station de traitement des eaux.

1.3.1.4 Projets phares

L'entreprise compte à son actif plusieurs projets réalisés au Bénin et dans la sous-région. Quelques projets peuvent être classés comme projets phares :

- La construction de la route des pêches ;
- Le projet Asphaltage dans la ville de Cotonou et de Bohicon ;
- Le projet de construction de plusieurs stades au Bénin ;
- Le projet d'extension du Port sec d'Allada ;
- La construction de poste de péage et pesage de Houègbo.

1.4 PRESENTATION DU PROJET

1.4.1 Contexte du projet

Le Bénin grâce à sa position géographique, constitue un couloir naturel qui relie certains pays de l'Afrique de l'Ouest. Pour exploiter cet atout stratégique, le gouvernement fait des infrastructures de transports un levier important pour soutenir la croissance économique et faciliter le développement des exportations. Un accent est mis sur la réhabilitation, la modernisation et l'extension du réseau routier national sur environ 1362 km.[7]

Le Bénin dispose d'un réseau hydrographique très dense et constitué de fleuves, de lacs et lagunes dont le plus long est le fleuve Ouémé (environ 510 km de longueur). Le lac Toho qui irrigue le sud du Bénin est l'un de ces importants cours d'eau. La route Pahou - Tori Bossito - Allada traverse une partie importante de ce cours d'eau, soit environ 320 ml. En effet, pendant la construction de la route Pahou - Tori Bossito - Allada en 2014 cette portion n'a pu être aménagée à cause des contraintes du sol et de la sensibilité de l'écosystème en place. Malheureusement, en période de crue, il est véritablement difficile de traverser cette partie du lac en raison de la montée des eaux. Cela constitue un risque majeur pour les populations riveraines et les autres usagers de la route. Les désagréments et conséquences sont entre autres : les difficultés d'écoulement des produits agricoles et halieutiques, les difficultés voire l'impossibilité parfois d'évacuer les malades en direction de l'hôpital de zone, les cas d'accidents de circulation lors des traversées risquées du lac à moto y compris des cas de noyade, etc.[4] Il est par conséquent nécessaire, de construire un pont sur cette partie du lac Toho. Le projet contribuera à réduire les tracas ainsi que les risques de noyade et d'accident, à accroître les échanges commerciaux et à renforcer la cohésion entre les populations qui jadis étaient isolées les unes des autres du fait du fleuve infranchissable surtout en période de crue.

1.4.2 Description du projet

Les travaux faisant objet du présent projet concernent :

- (i) La construction d'un pont de 325,23 m linéaire franchissant le lac Toho entre les PK 0 +525 et 0 +850 de l'axe Pahou - Tori en République du Bénin ;
- (ii) La construction des rampes d'accès de part et d'autre d'une longueur de 210 mètres en amont et 190 mètres en aval du pont. Lesdits travaux sont confiés à l'entreprise ADEOTI SA.



Figure 12 : Emplacement du projet extrait de google earth

1.4.3 Description de l'ouvrage

1.4.3.1 Le Tablier

L'ouvrage à réaliser est de type Pont à Poutres sous chaussée en Béton Armé (PPBA) selon le SETRA. Le tablier comporte sept poutres préfabriquées, espacées en section transversale de 1,87 m entre axes. Les poutres sont reliées entre elles par un hourdis de 0,23 m d'épaisseur, coulé en place au moyen d'un coffrage perdu (prédalles en béton armé) d'épaisseur 7 cm. Les poutres principales de 20,28 m de longueur et de hauteur sous dalle de 1,35 m, sont solidarisées entre elles par trois entretoises dont deux au droit des lignes d'appuis et une à l'axe des poutres. La longueur totale entre axes du pont est de 325,23 m avec 16 x 20,28 m de travées indépendantes et 15 x 0,05 m de joints. Le tablier large de 12,60 m supporte 2 x 4,50 m de chaussée, 2 x 0,25 m de bordures fil d'eau type CC, 2 x 1,25 m de trottoirs, un muret type GBA de 0,60 m de large qui

sépare les deux voies de circulation et deux garde-corps de type S8. Le tablier s'appuie sur deux culées en béton armé aux extrémités et sur quinze piles intermédiaires entre les travées par l'intermédiaire d'une file transversale d'appareils d'appuis. Les appareils d'appui sont en élastomère fretté répondant à la norme EN 1337-3 et au guide technique SETRA - septembre 2000. Le tablier est revêtu d'une feuille d'étanchéité à base de bitume et d'une couche de roulement de 5 cm d'épaisseur.

1.4.3.2 Les culées

Les culées C1 et C17, appuis extrêmes du pont se compose d'un mur de front épais de 1,45 m supportant un mur garde grève et deux murs en retours longs de 4,75 m, d'une semelle en béton armé reposant sur six pieux forés de diamètre 0,80 m et d'une dalle de transition longue de 4,00 m. Les six pieux 0,80 m assureront la transmission des charges et des surcharges au sol de fondation par frottement latéral et par effet de pointe.

1.4.3.3 Les appuis intermédiaires

Les appuis intermédiaires du projet sont composés d'un chevêtre de dimensions 12,42 x 1,70 x 1,35 m qui relie en tête trois colonnes circulaires de diamètre 1,20 m. Les trois colonnes sont encastrées dans une semelle de liaison en béton armé de dimension 12,88 x 5,10 x 1,25 m. La semelle de liaison supportera les charges et surcharges venant du tablier et elle empêchera également le déplacement de la tête des pieux par l'amélioration de son support avec les massifs de graves qu'on va mettre aux alentours. La fondation profonde sous une pile est composée de six pieux forés de diamètre 0,80 m. Ces pieux travaillent par adhérence et par la force de pointe.

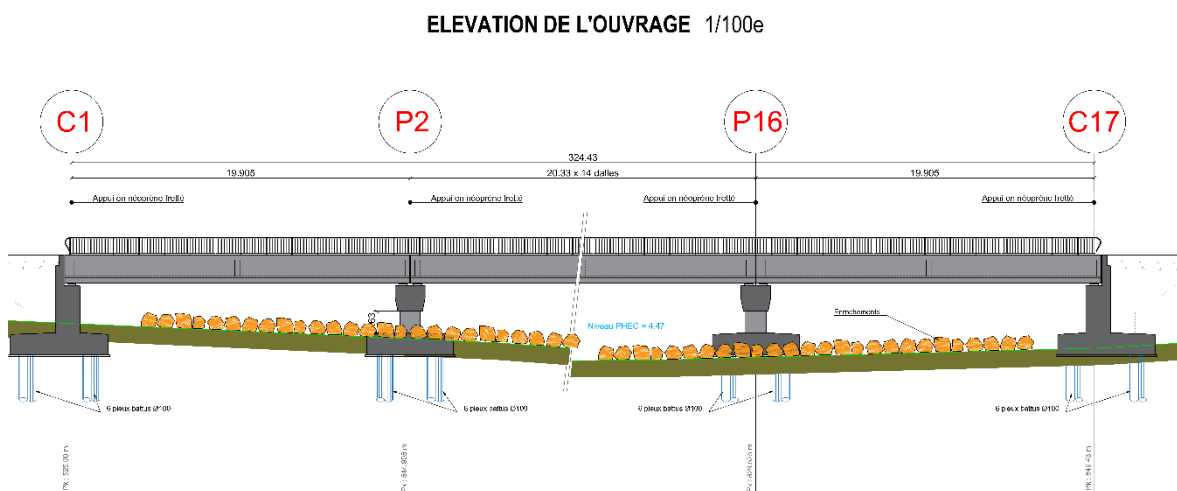


Figure 13 : Elévation de l'ouvrage

1.4.4 Données nécessaires pour le projet construction du pont

1.4.4.1 Caractéristiques biophysiques de la zone du projet

1.4.4.1.1 Caractéristiques climatiques et pluviométrique

La zone a un climat soudano-guinéen, caractérisé par deux saisons de pluie alternées par deux saisons sèches à durée inégale. La hauteur d'eau recueillie au cours de l'année varie entre 950 et 1150 mm. Le régime pluviométrique du secteur récepteur du projet est bimodal avec des pics en juin et en octobre. Le mois de juin reçoit généralement le maximum de pluie. Les précipitations moyennes annuelles sont de 1211 mm de 1981 à 2016. La température moyenne est de 27 °C, variant de 24° à 30 °C en saison des pluies et de 23° à 33 °C en saisons sèches.

1.4.4.1.2 Relief, sols et géologie

Le relief de l'arrondissement est peu accidenté avec le point le plus élevé qui atteint 36 mètres et le point le plus bas qui va jusqu'à 7 m en dessous du niveau moyen de la mer. Le pont sera érigé dans une zone de très basse altitude au-dessus d'un point bas du lac Toho.

Le substratum géologique sur lequel s'étend le secteur d'étude est constitué de deux grands types de formations géologiques. Il s'agit des formations quaternaires qui sont des dépôts sableux du cordon Atlantique, des dépôts lagunaires faits d'argiles et de sables et de dépôts alluvionnaires constitués de sable et d'argiles

1.4.4.1.3 Hydrographie

Le réseau hydrographique est essentiellement caractérisé par un système lacustre et lagunaire dont les principaux plans d'eau sont : le lac Toho, les rivières Ayatoé et Linhouindji. Ils sont alimentés par les fleuves du bassin du sud-ouest, notamment le Couffo et le Mono. Ces cours d'eau sont généralement très encombrés et leur production halieutique est en baisse à cause de la surexploitation anarchique et intensive par les populations riveraines.

1.4.4.2 Les données naturelles

1.4.4.2.1 Études hydrologiques

L'étude hydrologique a pour but la détermination du débit de projet pour un dimensionnement hydraulique fiable. Ainsi, l'ouvrage pourra demeurer insubmersible même en période de crue. La hauteur moyenne annuelle de pluie enregistrée pour une

période de retour de 10 ans dans la zone du projet est de 1211 mm et le débit de crue cinquantaire précisée dans les documents de référence est de $Q_{50} = 897 \text{ m}^3/\text{s}$.

1.4.4.2.2 Études hydrauliques

Lorsqu'un ouvrage franchit un cours d'eau ou un canal, un certain nombre de renseignements sont nécessaires. En dehors du relevé précis de la topographie du lit, il convient de connaître les niveaux de l'eau qui influent sur la conception générale du franchissement et son implantation dans l'espace, ce qui permet d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution. Les principaux renseignements sont les niveaux correspondant aux PHEC (plus hautes eaux connues), PHEN (plus hautes eaux navigables) et PBE (plus basses eaux ou étiage). Le niveau des PHEC permet de caler le profil en long de l'ouvrage. Par ailleurs dans certains cas de cours d'eau avec un écoulement considérable, il s'avère important de tenir compte des risques d'affouillement. Ce phénomène ne sera pas pris en compte dans notre projet compte tenu du type de milieu récepteur. Toutefois, il est prévu l'enrochement du lit du lac, afin de prévenir tout éventuel phénomène d'érosion.

- Plus Hautes Eaux Connues PHEC

Les observations concernant l'hydrogéologie présentes dans les documents de références font état d'un niveau d'eau situé quasiment au niveau du terrain naturel. Les niveaux d'eau relevés lors de la campagne sur le site sont compris entre $Z = 1,40 \text{ m}$ à $3,50 \text{ m}$. Les documents de références précisent le niveau des plus hautes eaux connues $\text{PHEC} = + 4,47 \text{ m}$.

- Tirant d'air

Le tirant d'air à adopter pour les ouvrages d'art dépend essentiellement des risques de charriages et de l'importance de l'ouvrage concerné. En général, pour les ponts de longueur supérieure à 50 mètres, on adopte un tirant d'air au moins égal à 2,5 m.

- Calage de l'ouvrage

La cote intrados retenue donc en fonction du PHEC et du tirant d'air est de 8,00 m.

1.4.4.2.3 Études géotechniques

Le programme d'étude géotechnique établi dans le cadre de ce projet comporte :

- 16 essais de pénétration dynamique lourde arrêtés au refus entre 10.60 et 22 m de profondeur ;

- 13 sondages carottés descendus à 35 m de profondeur ;
- 15 sondages avec essais pressiométriques tout mètre, descendus entre 35 et 37 m de profondeur ;
- 32 prélèvements d'échantillons intacts aux droits des sondages carottés à des fins d'essais en laboratoire ;
- Des essais en laboratoire, notamment, des essais d'identification (teneur en eau, densité apparente, poids spécifique, analyse granulométrique par tamisage et limites d'Atterberg) et des essais mécaniques (cisaillements rectilignes directs et consolidation à l'œdomètre).

Les formations mises en évidence par les sondages carottés réalisés aux droits des appuis de l'ouvrage sont constituées essentiellement d'une succession de couches de sables plus ou moins argileux, d'argiles plus ou moins sableuses et de sols franchement compressibles tels que la tourbe et la vase.

D'après les études géotechniques effectuées, il est prévu de fonder les appuis de l'ouvrage en projet sur des fondations profondes de type pieux foré.

1.4.4.3 Les données fonctionnelles

De manière générale, la construction d'un pont s'inscrit dans le cadre d'une opération plus vaste, par exemple une opération routière ou ferroviaire. L'implantation de l'ouvrage résulte donc d'un certain nombre de choix effectués au niveau de ladite opération. Le cadre du projet est donc fixé, et il n'est pas toujours possible de tant soit peu le modifier, car le coût du pont est souvent faible devant celui de l'opération. Toutefois, en site urbain ou lorsque se posent des problèmes majeurs de fondations, le choix du tracé doit impérativement tenir compte des ouvrages dont le coût relatif peut alors être exceptionnellement élevé. Les caractéristiques du pont lié à la voie routière porté dans notre cas seront définies plus précisément dans le chapitre dédié à la conception du pont.

1.4.5 Normes de calcul

Dans le cadre de ce projet, nos études de calcul et de dimensionnement sont basées sur les Eurocodes. Ce choix est justifié par le fait que les normes BAEL utilisées auparavant sont devenues obsolètes. Ces normes sont en train d'être abandonnées par la France, qui en est l'initiateur au profit des Eurocodes réputés comme étant des normes rigoureusement établies avec suffisamment de détails et une meilleure maîtrise des comportements des matériaux. Les normes qui seront utilisées se précisent ci-après :

Eurocode 0 : Bases de calcul des structures

- NF EN 1990, Mars 2003 : Bases de calcul des structures ;
- NF EN 1990/A1, Juillet 2006 : Bases de calcul des structures ;
- NF EN 1990/A1/NA, Décembre 2007 : Bases de calcul des structures ; Annexe nationale à la NF EN 1990/A1 : 2006 ;
- NF EN 1990/NA, Décembre 2011 : Bases de calcul des structures ; Annexe nationale à la NF EN 1990 : 2003.

Eurocode 1 : Actions sur les structures

- EN 1991-1.1 ; Partie 1-1 : Actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments ;
- EN 1991-1.5 ; Partie 1-5 : Actions générales - Actions thermiques ;
- EN 1991-1.4 ; Partie 1-4 : Actions générales - Actions du vent ;
- NF EN 1991-2/NA, Mars 2008 – Actions sur les structures – Partie 2 : Actions sur les ponts, dues au trafic ; Annexe Nationale à la NF EN 1991-2 : 2004.

Eurocode 2 : Calcul des structures en béton

- EN 1992-1-1 : Eurocode 2 : calcul des structures en béton – Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments (Octobre 2005) ;
- EN 1992-2 : Eurocode 2 : calcul des structures en béton – Partie 2 : ponts en béton – calcul et dispositions constructives (mai 2006) ;
- NF EN 1992-1-1/NA : Eurocode 2 : calcul des structures en béton – Partie 1 - 1 : règles générales et règles pour les bâtiments – Annexe nationale à la NF EN 1992-1-1 : 2005 (mars 2007) ;
- NF EN 1992-2/NA : Eurocode 2 : calcul des structures en béton – Partie 2 : ponts en béton – calcul et dispositions constructives – Annexe nationale à la NF EN 1992-2 (avril 2007).

Eurocode 7 : Calcul géotechnique

- NF EN 1997 : Eurocode 7 - Calcul géotechnique, Partie 1 : Calcul des fondations.

Nous utiliserons les fascicules et notes informatives du SETRA pour la conception préliminaire de l'ouvrage.

- Guide du projeteur ouvrage d'art ;
- Guide de conception des ponts à poutres précontraintes par adhérence ;

- Dossier pilote du SETRA - MUR 73 ;
- Dossier pilote du SETRA - GC 77 et 97 ;
- Dossier pilote du SETRA - Dalle de transition (Octobre 1984) ;
- Fascicule SETRA - Assainissement des Ponts-routes ;
- Guide technique du SETRA - Appareils d'appuis en élastomère fretté de septembre 2000 ;
- Guide technique du SETRA - Garde-corps (Avril 1997).

CHAPITRE 2 : LE CONCEPT BIM DANS LES PROJETS DE CONSTRUCTION

2.1 DÉFINITION DU BUILDING INFORMATION MODELING (BIM)

Pendant trop longtemps, les différents processus dans l'industrie de la construction ont été réalisés de façon isolée. Dans le pire des cas, les différents intervenants dans la construction d'un bâtiment ou d'un pont ne participent au projet qu'au moment d'accomplir leur part du travail, et l'équipe du projet est obligée de remettre en cause les décisions prises ou de refaire le travail, souvent sur le site et sous la contrainte des délais du projet. Même dans les programmes les plus collaboratifs, la communication entre les différentes équipes laisse encore à désirer, et les autres utilisateurs des données et des résultats, notamment les clients et les gestionnaires des installations, sont parfois les derniers à pouvoir en prendre connaissance. La qualité et la quantité des données qu'ils reçoivent, concernant un projet, sont très variables. Ce qu'il faut, c'est un moyen d'impliquer plus tôt toute l'équipe du projet et de coordonner toutes les informations relatives au projet en les rendant claires et accessibles. Existe-t-il une combinaison de processus et de technologies qui constituerait un cadre pour l'amélioration de la communication et des échanges de données dans l'industrie de la construction, quelles que soient l'ampleur et la complexité des projets ?

Il est généralement admis que l'acronyme BIM signifie Building Information Modeling, mais aussi Building Information Management. Il existe plusieurs définitions du BIM souvent données par diverses organisations. En effet, d'après la NF EN ISO 19650 le BIM est défini comme « l'utilisation d'une représentation numérique partagée d'un actif bâti pour faciliter les processus de conception, de construction et d'exploitation de manière à constituer une base fiable permettant les prises de décision » (les actifs bâtis comprennent, mais sans s'y limiter, les bâtiments, les ponts, les routes et les usines). Afin d'éviter toute confusion, nous pouvons retenir que le BIM est un processus

consistant à combiner l'information et la technologie pour créer une représentation numérique d'un projet qui intègre des données provenant de sources diverses et qui progresse parallèlement au projet réel sur l'ensemble de son cycle de vie, c'est-à-dire au cours de sa conception, de sa réalisation et de l'exploitation de l'information opérationnelle. Cependant, le BIM n'est ni une modélisation 3D ni un logiciel, mais plutôt une mise en réseau de tous les acteurs impliqués dans la construction. Il permet de créer un modèle de bâtiment numérique basé sur un logiciel grâce à une méthode de travail collaborative. Le modèle est ensuite utilisé par chacun des acteurs selon leurs spécialités respectives.

Afin de comprendre réellement le terme BIM, il est nécessaire de commencer par ses trois lettres B, I et M.

B : Sachant que dans BIM, le B est l'initiale de building, on peut penser au verbe construire (to build) plutôt que seulement au nom « construction » comme si le BIM ne concernait que les immeubles. En réalité, le BIM s'applique aux infrastructures, au génie civil et au paysage urbain, ainsi qu'aux projets publics ou privés à grande échelle. Il s'agit de modéliser un processus, lequel consiste à construire quelque chose.

I : Le I, dans BIM, signifie que l'information relative à chaque élément du projet est renseignée dans les objets de la maquette. Il peut s'agir des informations suivantes : les dimensions de l'objet, sa composition, les informations techniques, des données environnementales, des données relatives à la planification du chantier, des données relatives à la maintenance. Dans un projet, vous pouvez mettre en pratique les processus et les échanges de données bien avant le début de la phase de dessin.

M : Le M signifie modeling (modélisation). Cet aspect du BIM est probablement celui qui a la plus longue histoire, et des centaines de programmes permettant de représenter l'environnement bâti à l'aide de techniques de CAO 3D et de conception de construction virtuelle (VDC) existent aujourd'hui. La maquette numérique est en finalité une gigantesque base de données sur le projet.

2.2 HISTOIRE DU BIM

Aujourd'hui, le BIM est un mot à la mode et peut sembler nouveau pour beaucoup, mais en réalité, les idées et les technologies qui sous-tendent le BIM existent depuis la fin des années 40. L'invention du concept BIM, est attribuée au professeur Charles Eastman. En 1974, il a créé le précurseur du BIM : le « Building Description System » ou BDS.

L'objectif du BDS est de créer une base de données informatique capable de décrire la construction des bâtiments en détail et d'élaborer un ensemble d'opérations pour cette base de données.

L'histoire du BIM, ou de la transition numérique dans le domaine de la construction remonte à plus d'une centaine d'années.

Dans les années 70, le souhait de « The Architecture Machine : vers un environnement plus humain » [6] (proposé par le Professeur américain Nicholas Negroponte) a favorisé un rôle accru des nouvelles technologies informatiques dans la conception. Ces débats ont ensuite permis de développer de nombreux aspects de ce que l'on a appelé plus tard le « BIM », comme la modélisation 3D. Negroponte prédit un avenir où l'intégration parfaite dans l'industrie du bâtiment deviendrait possible. Le premier exemple documenté du concept de BIM a été publié en 1975 dans le journal de l'American Institute of Architects (AIA) par Charles Eastman, qui décrivait un prototype fonctionnel de « système de description des bâtiments » présentant de nombreuses caractéristiques des outils BIM actuels. À la fin des années 70, l'arrivée des ordinateurs de bureau programmables à des prix abordables a rendu plus pratique le déploiement de logiciels pour l'AEC (par exemple, le logiciel « Programmsystem Statik 97/77 » pour l'ingénierie de conception de la société d'ingénierie allemande Nemetschek).

Dans les années 80, les progrès technologiques des micro-ordinateurs ont permis de développer un logiciel d'ingénierie assistée par ordinateur (IAO) permettant le calcul et la conception intégrés de composants standard pour la construction des solides. De même, la société AUTODESK, cofondée par John Walker, a publié en 1982 les premières versions de son logiciel phare, AutoCAD pour la Conception Assistée par Ordinateur (CAO). Nemetschek, en 1984, commercialise sa première version du système de CAO Allplan. La société hongroise Graphisoft (fondée en 1982 par Gábor Bojár) présente sa première « solution de construction virtuelle » connue sous le nom d'ArchiCAD en 1986. Ce logiciel permettait aux architectes de créer une représentation virtuelle, en trois dimensions (3D), de leur projet.

Les années 90 ont été consacrées à la recherche sur la plateforme BIM. Au départ, douze entreprises basées aux États-Unis ont formé une alliance pour examiner le potentiel de réalisation de différentes applications logicielles. Depuis, ce réseau s'est étendu à 12 groupes, de l'Europe à l'Australie, avec pour mission de fournir une base universelle

pour l'amélioration des processus et le partage d'informations dans les secteurs de l'AEC et de la gestion des installations. Deux organismes sont au cœur du BIM :

- « BuildingSMART International » est une organisation neutre, internationale et unique, à but non lucratif, qui soutient le BIM ouvert tout au long du cycle de vie. Nous avons des chapitres régionaux en Europe, en Amérique du Nord, en Australie, en Asie et au Moyen-Orient.
- L'Alliance internationale pour l'interopérabilité (IAI) a été à l'origine d'un effort technique international dans 19 pays pour définir un modèle de bâtiment unique, c'est-à-dire une définition sémantique faisant autorité des éléments de construction, de leurs propriétés et de leurs relations.

Ce travail de collaboration a été largement couronné de succès, son modèle IFC (Industry Foundation Class) ayant été approuvé en tant que projet de norme ISO (International Standards Organizations). L'O.P.E.N. (Object-oriented Product Model Engineering Network) a été introduit comme plateforme supportée par une base de données. Peu à peu, les systèmes BIM ont évolué grâce à des mises à jour logicielles passant de la 2D à la 5D.

De 2000 à nos jours, le BIM a énormément évolué et les recherches sur le sujet portent leur fruit. Des normalisations BIM ont été introduites dans plusieurs pays à travers l'Amérique, l'Europe et l'Asie. L'Afrique entame aussi peu à peu sa transition vers le BIM.

2.3 ADOPTION DU BIM DANS LE MONDE

Le BIM a énormément évolué depuis 2000. Clairement, le monde est passé de la planche à dessin à l'univers du numérique, et ne cesse d'évoluer vers le véritable « jumeau numérique ». Le BIM connaît un essor mondial et une adoption massive dans certains pays depuis plusieurs années. Le tableau ci-dessous donne le parcours de quelques pays dans la démarche BIM.

Tableau 6 : L'adoption du BIM à travers le Monde

Pays	Année et adoption du BIM
Etats Unis	2003 : Établissement du programme national 3D-4D-BIM par les Services Généraux d'Administration (GSA) à travers leurs Services des Bâtiments Publics (PBS) et l'Office de l'Architecte en Chef (OCA).

	<p>2006 : Le GSA décrète que les bâtiments construits par le PBS doivent désormais utiliser le BIM lors de la conception. À titre d'information, le GSA possède en 2006 un patrimoine de 32 000 000 m² d'espaces tertiaires dans 1 500 bâtiments.</p> <p>2007 : Le GSA exige un rendu BIM comme condition préalable à toute candidature pour une commande publique. Le GSA encourage à aller plus loin avec le BIM et à l'exploiter à toutes les phases du cycle de vie du bâtiment.</p>
Royaume Uni	<p>2011 : Le gouvernement lance un vaste chantier BIM. Le but déclaré de la réforme BIM du gouvernement britannique est la réduction de 20 % des coûts liés à la construction des ouvrages publics ainsi que les émissions de carbone. La volonté est de transformer la Grande-Bretagne en leader mondial du BIM et ses technologies connexes. Afin d'atteindre ses objectifs, plusieurs projets sont entrepris entre 2011 et 2016.</p> <p>2016 : Obligation d'utiliser le « BIM Niveau 2 » (voir chapitre sur les 3 niveaux du BIM) pour les bâtiments publics. En Angleterre, les bâtiments publics représentent près de 30 % du marché de la construction. Le « BIM niveau 2 » permet pour le moment de faire des économies sur les dépenses faites sur la conception des projets et surtout pour éviter des défauts d'exécution sur le chantier. Ces objectifs seront atteints par l'utilisation des fichiers d'échanges des données COBie UK 2012 (COBie est une base de données, sorte de feuille Excel géante, qui contient les informations sémantiques, donc non-graphiques, de la maquette numérique). Le format COBie est loin de faire l'unanimité.</p>
Norvège	<p>2007 : L'entreprise gouvernementale Statsbygg (responsable de la réalisation de la quasi-totalité des projets publics de grande envergure) a décidé d'utiliser le BIM pour la totalité du cycle de vie des projets (conception – réalisation – maintenance – démolition). En 2007, cinq projets pilotes ont été réalisés avec une méthode BIM.</p> <p>2010. L'entreprise réalise l'intégralité de ses projets en mode BIM. L'initiative commence à être suivie par le secteur privé.</p>
Pays bas	<p>2012 : Le ministère néerlandais d'intérieur (RGD) a rendu le BIM obligatoire sur les grands projets publics pour la conception ainsi que</p>

	pour la gestion et la maintenance des bâtiments et infrastructures une fois construits.
Singapour	<p>2008 : Le but du gouvernement de Singapour est de devenir l'autorité éditrice des permis de construire la plus rapide au monde. « L'autorité de Construction et du Bâtiment » (BCA) mène alors un effort entre agences gouvernementales pour implanter la première « e-soumission » BIM de permis de construire. Ce système permet la diffusion d'une maquette numérique soumise en tant que demande de permis de construire à toutes les entités régulatrices nécessaires.</p> <p>2010 : Les neuf agences régulatrices ont accepté des modèles BIM 3D soumis en « e-soumission ». La BCA implante le « BIM Roadmap » avec comme objectif d'assurer qu'au moins 80 % de leur industrie du bâtiment utilise des méthodes BIM d'ici 2015 (sur les marchés publics comme sur les privés). Cette initiative s'inscrit dans la volonté du gouvernement d'augmenter par 25 % le taux de productivité de son industrie du bâtiment d'ici 10 ans.</p> <p>2011 Possibilités de soumettre des modèles BIM d'infrastructure et des modèles de mécanisme, électricité et plomberie (PLM). Ce système est de loin le plus avancé au monde.</p>
Hong Kong	2014 : L'autorité de Construction pour l'Habitation » de Hong Kong a rendu le BIM obligatoire pour tout nouveau projet de construction du marché public.

D'autres pays comme la France, la Suisse, le Japon et la Corée et plusieurs autres pays ont également adopté le BIM.

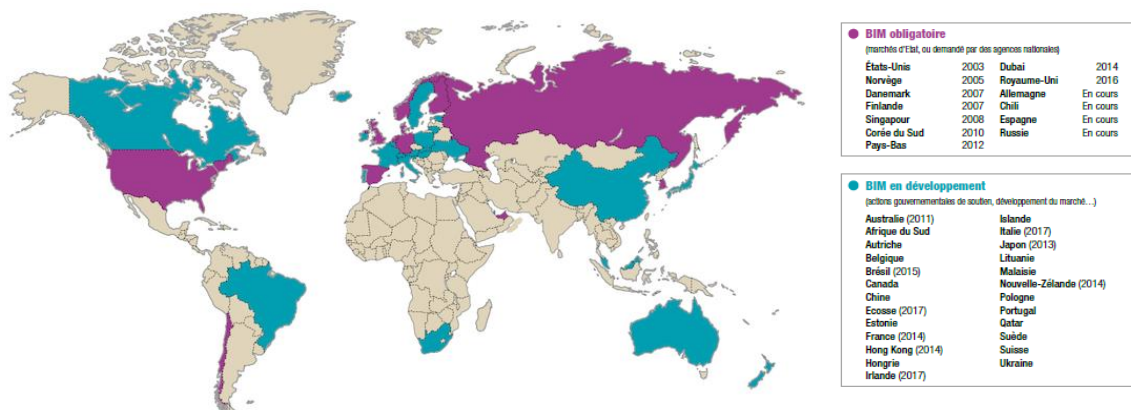


Figure 14 : Adoption du BIM dans le monde

2.4 ADOPTION DU BIM EN AFRIQUE

« Maintenant que nous avons vu que l'herbe est verte chez les autres, regardons un peu, dans notre jardin ». À l'heure actuelle, aucune loi n'impose l'utilisation du BIM en Afrique, que ce soit en marché public ni en marché privé. Cependant, plusieurs mouvements sont en cours pour l'adoption du BIM en Afrique. Les pays du Maghreb font de grands efforts de sensibilisation sur le BIM. Aussi plusieurs travaux de recherches sont en cours essentiellement sur les enjeux de l'application du BIM dans les pays en voies de développement. À travers le groupe BIMAfrica, créé par le Nigéria, le BIM prend de plus en plus d'ampleur dans les pays anglophones et certains pays francophones. Bien que l'adoption du Building Information Modeling (BIM) à travers l'Afrique puisse sembler lente, les efforts croissants des diverses parties prenantes se traduisent désormais par une volonté de mise en œuvre et de déploiement. Dans le cadre des évolutions encouragées par la pandémie mondiale de COVID-19, on remarque une hausse d'utilisation des technologies numériques par les professionnels de la construction[10]. Certaines organisations adoptent le BIM dans l'exécution de leurs projets. La figure suivante montre le pourcentage d'adoption du BIM en Afrique selon le rapport BIM en Afrique 2020[10].

Au sein de votre organisation, avez-vous adopté le BIM pour les projets dans lesquels vous avez été impliqué?

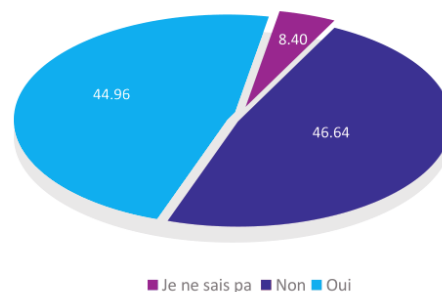


Figure 15 : Africa BIM Report 2020

2.5 LES NIVEAUX DE MATURITE DU BIM

Une autre façon de caractériser le BIM est de définir la progression de niveau de maturité de l'application des technologies de l'information dans la construction. Ce qui exprime le degré de collaboration dans le processus ainsi que les niveaux de sophistication de l'utilisation des outils individuels. Dans cette optique, le BIM est considéré comme une série d'étapes distinctes dans un voyage qui a commencé avec le dessin assisté par ordinateur et qui fait entrer le secteur dans l'ère numérique.

BIM Niveau 0 ou pré BIM : Les outils de travail sont de type 2D, papier ou numérique. Ce niveau correspond à une méthode de travail qui n'intègre pas le BIM.

BIM Niveau 1 : Correspond à un BIM isolé. Les données à ce niveau de maturité sont déjà structurées; numérotation des plans, géolocalisation, présentation, système d'approbation et de diffusion des plans, etc. Cependant, les échanges sont limités, les maquettes sont partagées partiellement et sans procédures réglementées, de suivi, de vérification et d'approbation. Chaque intervenant travaille en BIM, mais individuellement, sans interaction directe avec les autres partenaires autour de la maquette numérique

BIM Niveau 2 : C'est le départ de la collaboration. Chacun produit une maquette numérique 3D (architecte, ingénieurs, etc.) individuellement. Cependant, les modèles sont échangés, ils évoluent conjointement.

Cet échange permettra de combiner les modèles en un modèle unique. C'est avec ce modèle unique que seront effectuées les détections de conflits par exemple. En Angleterre, le BIM Niveau 2 est obligatoire pour les projets publics depuis 2016.

Le BIM niveau 2 contient les éléments suivants :

- Un modèle graphique ou maquette numérique 3D créée avec un logiciel BIM
- Des données non graphiques incluant des informations importantes pour l'utilisation et la maintenance de l'ouvrage.
- De la documentation comme des rapports ou des dessins 2D.

BIM Niveau 3 : Également appelé iBIM, ce niveau de maturité est considéré par beaucoup comme le seul BIM [11]. Le modèle unique de la maquette est stocké sur un serveur accessible par tous les intervenants et durant toute la durée de vie de l'ouvrage. Le BIM Niveau 3 est actuellement testé sur de grands projets par une minorité de firmes. La technologie actuelle ne permet pas encore l'accessibilité du Niveau 3 à tous.

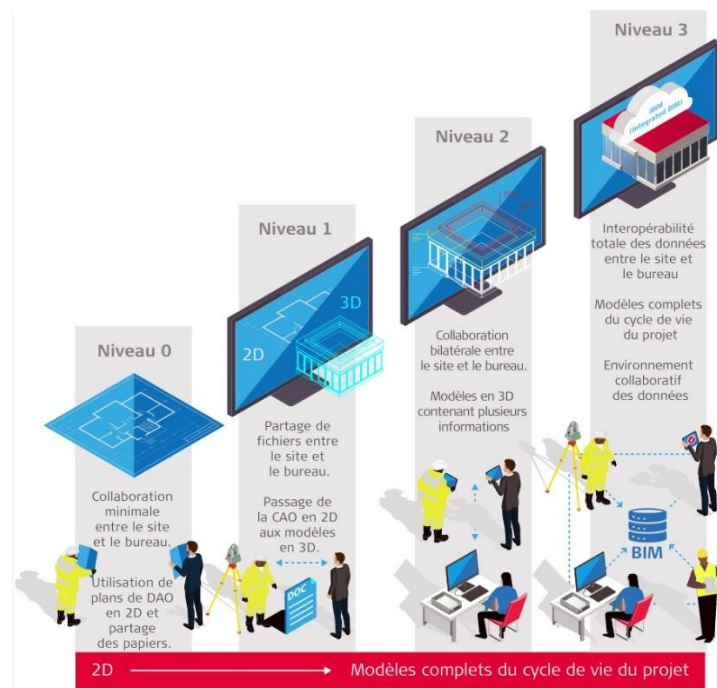


Figure 16 : Les niveaux du BIM [12]

2.6 PROCEDURE DE MISE EN ŒUVRE LE BIM AU SEIN D'UN PROJET.

2.6.1 Le Plan d'exécution BIM

Le Building Information Modeling est un processus axé sur le développement, l'utilisation et le transfert du modèle d'information numérique d'un projet afin d'améliorer la conception, la construction et l'exploitation du projet. Le principe de base du BIM repose sur la collaboration avancée entre les différentes parties prenantes à chaque phase du cycle de vie du projet.

Lorsqu'il est correctement mis en place, le BIM apporte de nombreux atouts au projet. Les valeurs du BIM ont déjà été prouvées sur des projets bien planifiés. En phase d'exploitation, les gestionnaires de patrimoine peuvent se servir d'informations précieuses pour la gestion des actifs, la planification de l'espace et la planification de la maintenance afin d'améliorer la performance globale de l'ouvrage tout au long de son utilisation. Cependant, il y a également eu des exemples de projets où la mise en œuvre du BIM n'a pas été planifiée efficacement et a entraîné des coûts accrus pour les services de modélisation, des retards sur le planning dû à des informations manquantes, et peu de valeur ajoutée. Dès lors, la mise en œuvre du BIM nécessite une planification détaillée et une prise en main globale du processus pour que les membres de l'équipe de projet puissent tirer parti des informations de la maquette numérique. L'équipe BIM doit mettre

en œuvre le BIM au niveau nécessaire pour maximiser la valeur tout en minimisant le coût et l'impact de sa mise en œuvre. Cela nécessite d'identifier de manière sélective les domaines appropriés pour la mise en œuvre du BIM et de planifier ces domaines en détail.

Pour intégrer efficacement le BIM dans le processus de livraison du projet, il est important que l'équipe élabore un plan d'exécution détaillé pour la mise en œuvre du BIM. Le plan d'exécution d'un projet BIM décrit la vision globale ainsi que les détails de mise en œuvre que l'équipe doit suivre tout au long du projet. Le plan BIM doit être élaboré dès les premières étapes d'un projet, continuellement développé au fur et à mesure que d'autres participants sont ajoutés au projet. Il devra être surveillé et mis à jour tout au long de la phase de mise en œuvre du projet. Ce plan doit également définir la portée de la mise en œuvre du BIM sur le projet, identifier le flux de processus pour les tâches BIM, définir les procédures d'échanges d'informations entre les parties et décrire l'environnement technologique nécessaire pour soutenir la mise en œuvre du BIM. L'annexe A présente un exemple de plan d'exécution BIM.

2.6.2 Les avantages du plan d'exécution BIM

En élaborant un plan BIM, les membres du projet et de l'équipe de projet peuvent obtenir les avantages suivants :

- Toutes les parties prenantes comprennent et communiquent clairement les objectifs stratégiques pour la mise en œuvre du BIM sur le projet ;
- Les intervenants comprennent leurs rôles et responsabilités dans la mise en œuvre ;
- L'équipe BIM est en mesure de concevoir un processus d'exécution bien adapté aux pratiques commerciales et aux flux de travail typique de chaque membre de l'équipe ;
- Le plan décrit les ressources supplémentaires, les formations ou autres compétences nécessaires pour mettre en œuvre avec succès le BIM pour les utilisations prévues ;
- Le plan fournit un point de repère pour décrire le processus aux futurs participants qui se joindront au projet ;
- Les divisions achats seront en mesure de définir le libellé du contrat pour s'assurer que tous les participants au projet remplissent leurs obligations ;

- Le plan de référence fournit un objectif pour mesurer les progrès tout au long du projet.

Le BIM, comme toutes nouvelles technologies, peut comporter un certain niveau de risque, de processus supplémentaires lorsqu'il est mis en œuvre par des équipes qui ne sont pas expérimentées, ou si les gens ne sont pas familiers avec les stratégies et les processus des membres de leur équipe. En fin de compte, toute l'équipe gagnera de la valeur grâce à l'augmentation du niveau de planification en réduisant les inconnues dans le processus de mise en œuvre, réduisant ainsi le risque global pour tous les intervenants et le projet.

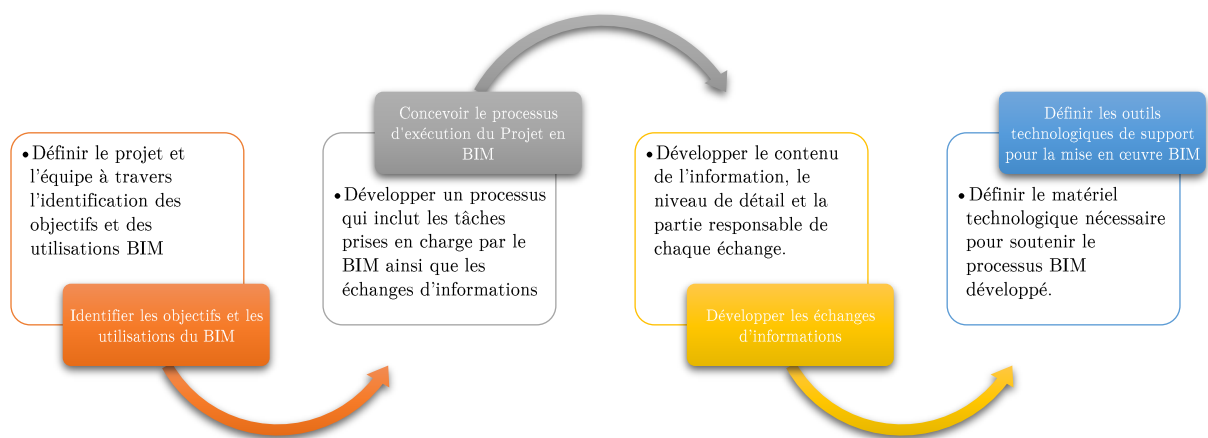


Figure 17 : Processus du plan d'exécution BIM

2.6.3 Le processus de mise en place

De manière générale, l'implémentation du BIM au sein d'une structure peut se résumer en cinq missions de bases :

- Acquisition d'une suite de logiciels BIM : En fonction de la nature des activités de l'entreprise, une série de logiciels BIM à utiliser est défini. Généralement, il s'agira de :
 - un logiciel de modélisation de la maquette ;
 - un logiciel d'analyse et de simulation ;
 - une plateforme d'échange et de collaboration ;
- Formation des acteurs de l'entreprise sur les processus BIM et l'utilisation des logiciels ;
- Certification des employés par la structure de formation et par l'éditeur de logiciels ;
- Mise en place d'un projet pilote dans ses différentes phases ;

- Évaluation du projet pilote.

Par exemple, Anthony Cartha a défini l'intégration de la méthode BIM dans son bureau d'étude « BG Ingénieurs-Conseils » selon le processus indiqué à la figure suivante [13] :

CHAPITRE 3 : CONCEPTION GEOMETRIQUE DU PONT A POUTRE PRECONTRAINTE

3.1 METHODOLOGIE

Le rôle principal d'un pont est de supporter un trafic à travers une brèche dans le paysage. Le trafic peut inclure une voie piétonne, un trafic routier, un pipeline, un canal d'eau, une voie ferroviaire, ou une combinaison d'entre eux. La brèche peut être à travers une autoroute, une rivière, une vallée ou un autre type d'obstacle physique naturel ou artificiel. La nature du trafic porté et le type de brèche définissent la fonction du pont. La conception du pont peut seulement commencer après que sa fonction soit clairement définie. Ainsi, la construction d'un pont n'est pas initiée à sa guise par l'ingénieur des ponts. Comme les routes et les systèmes de drainage, ou autres types d'infrastructures linéaires, le pont est une partie du réseau routier, et le réseau routier est une composante du plan d'aménagement d'une ville. La fonction du pont doit donc être définie sur ce plan principal d'aménagement de la ville. La conception du pont se fera en quatre étapes précises[14] :

Étape 1 : Analyse multicritère de choix du type de pont

Étape 2 : La conception préliminaire

Étape 3 : Modélisation et dimensionnement de l'ouvrage

Étape 4 : Modélisation de la maquette numérique

3.2 ANALYSE MULTICRITERE DE CHOIX DU TYPE DE PONT

3.2.1 Catégories de ponts éligibles pour le projet

On distingue plusieurs types de ponts courants définis par le SETRA. Le choix d'un type de pont dépend de plusieurs paramètres. Tenant compte des caractéristiques géotechniques des sols, nous conduirons notre étude sur les types de ponts permettant d'avoir des travées de longueurs importantes. Compte tenu de la longueur importante de l'ouvrage, les solutions en béton armé ne sont pas envisageables, et dans ce cas, ces types de structures ne sont plus utilisés.[5] Nous proposons donc les variantes en béton précontraint et celles en construction mixte acier-béton.

Relativement aux ponts en béton précontraint, les solutions de pont en dalles précontraintes sont réputées pour leurs coûts très élevés et des délais de réalisation importants dus à la mise en œuvre sur site complexe. Nous retiendrons alors les ponts à

poutres précontraintes par adhérence (PRAD). Pour les constructions mixtes acier-béton, nous choisissons la variante à bipoutres mixtes, couramment utilisée.

3.2.2 Définition des critères

L'objectif fondamental est d'obtenir des deux méthodes la plus adéquate du point de vue de la résistance et de l'économie. Les critères suivants ont été définis :

- Economie ;
- Impact environnemental ;
- Durabilité ;
- Faisabilité technique et délais d'exécution ;
- Esthétique ;
- Entretien.

Les notes sur dix sont attribuées selon l'échelle suivant :

1 – 3	Médiocre
4 – 5	Acceptable
6 – 7	Assez bon
8 – 10	Bon

Le résultat de l'analyse comparative multicritère des deux variantes retenues est présenté dans le tableau ci-dessous.

Critères	Variante 1 : Pont de type précontraint par adhérence (PRAD)		Variante 2 : Pont de type bipoutres mixtes		Comparaison
	Note	Observation	Note	Observation	
Économie	06	Généralement économique, nécessite néanmoins des installations lourdes qui peuvent coûter cher	08	Coût de réalisation relativement élevé.	Malgré le coût élevé des poutres métalliques, les tabliers à bipoutres mixtes permettent de franchir des portées plus importantes. Ce qui peut être plus rentable en termes d'appuis.
Impact environnement	05	Présente un impact élevé dû au site de préfabrication	04	Impact relativement élevé dû à l'usinage.	La construction métallique à un impact plus élevé sur l'environnement
Durabilité	08	Fructueuse association entre le béton et les armatures, résiste bien dans le temps face aux intempéries, peu sensible aux tassements différentiels	08	Structure robuste, résiste dans le temps, bonne collaboration entre le béton et l'acier, peu sensible aux tassements différentiels. Mais les poutres sont sensibles au voilement et à la fatigue.	Les deux variantes présentent des structures robustes et durables.
Faisabilité technique et délai d'exécution	09	Nécessite des installations lourdes fixes, pour la préfabrication et la mise en tension des poutres. Les poutres moins lourdes offrent une facilité de manutention	08	La fabrication en usine des poutres nécessite de grandes installations fixes et une technologie poussée.	Les deux variantes sont techniquement faisables et permettent un gain de temps pendant l'exécution. Les poutres

		Réduction des délais d'exécution grâce à la préfabrication		Nécessite des procédés de mise en œuvre plus complexes, pouvant être très cher. Gains de temps grâce à la fabrication en usine.	précontraintes sont cependant plus faciles à réaliser.
Esthétique	06	Donne un aspect plus esthétique compte tenu du faible gabarit à franchir, par conséquent nécessite moins de remblais pour les voies d'accès, et une épaisseur de tablier moins importante. Le béton permet de varier les formes et de multiples choix de textures sont offerts.	05	Une épaisseur de tablier plus importante. S'intègre mal au paysage.	La première variante procure un aspect plus esthétique et s'intègre mieux au site du fait de l'épaisseur de tablier et de la non-nécessité d'importants remblais pour les voies d'accès.
Entretien	08	Nécessite peu de travaux d'entretien	04	Travaux d'entretien importants liés aux risques de corrosion de l'acier des poutres	Les tabliers PRAD sont plus favorables que les variantes en bipoutres mixtes.
Total	42		37		Nous retenons la variante 1 : Pont à poutres précontraintes par adhérence (PRAD)

3.3 LA CONCEPTION GEOMETRIQUE (PRELIMINAIRE) - INTEGRATION AU PAYSAGE

3.3.1 Définition de la brèche

L'analyse des données topographiques du site conduit à définir la brèche à franchir. La brèche est la raison même de l'existence de l'ouvrage. Elle résulte de la topographie du site, de la ligne rouge du projet et des caractéristiques des obstacles à franchir, ce qui conduit à une longueur minimale de l'ouvrage. La brèche résulte d'un obstacle naturel : le lac Toho. Les données sur le site ressortent une longueur de 325 m. L'ouvrage sera défini à partir du tracé en plan de la route portée. Les voies d'accès seront réalisées de part et d'autre sur une longueur totale de 300 m.

3.3.2 Distribution des travées

Le domaine d'emploi des ponts est défini par la portée déterminante, c'est-à-dire la plus grande longueur entre appuis disponible. Le domaine de portée des ponts à poutres précontraintes par adhérence est de 20 à 35 m. Pour l'implantation des appuis, il n'y a pas de contraintes particulières liées à l'exploitation de la brèche. Ainsi, pour des raisons économiques, de fonctionnement mécanique et d'esthétique de l'ouvrage, nous adoptons des travées intermédiaires de longueurs identiques de 34 m. Cette longueur sera légèrement réduite aux extrémités afin de tenir compte des paramètres de balancement de l'ouvrage.

3.3.3 Schéma longitudinal de l'ouvrage

La répartition des travées étant définie, il faut à présent définir le schéma statique longitudinal par le choix du type de liaison. Nous pouvons soit réaliser des travées indépendantes ou des travées continues. Aux vues des atouts non négligeables des structures PRAD hyperstatiques, nous adoptons donc la solution de la continuité mécanique des poutres. Celle-ci sera réalisée par un clavage en béton armé coulé en place au niveau des appuis après pose des poutres comme présenté à la figure 7.

En effet, rappelons que cette solution permet de :

- Réduire le nombre d'appareils d'appuis ;
- Réduire la largeur des piles et par conséquent de mieux équilibrer les proportions entre ces dernières, le tablier et le tirant d'air ;
- Avoir un comportement monolithique du tablier dans son ensemble ;

- Une meilleure souplesse d'adaptation à la courbure en plan ou à la largeur variable;
- Supprimer éventuellement les chevêtres d'appuis.

Pour une longueur de travées déterminante de 34 m, nous aurons 8 travées équidistantes de 34 m et deux travées d'extrémités de 26,5 m. Ce qui correspond au paramètre de balancement $\alpha = 26.5/34 = 0.78$ qui est donc compris entre 0,60 et 0,80.

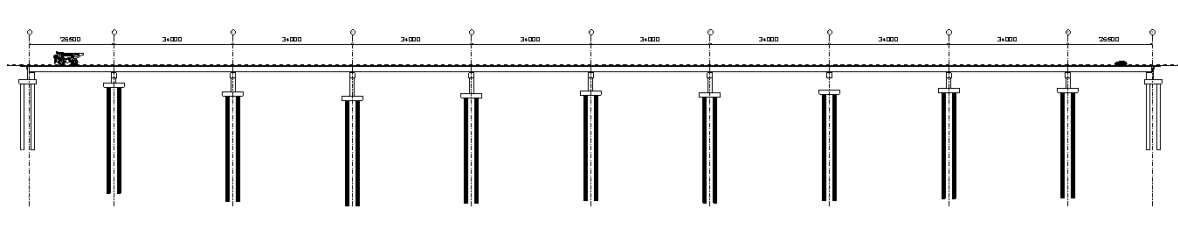


Figure 19 : Coupe longitudinale de l'ouvrage

3.3.4 Composition de la section transversale

Les composantes de la section transversale sont définies par le projet comme suit :

- Une chaussée de largeur 9,60 m comportant 2 voies de 4,50 m et 60 cm pour d'éventuels séparateurs en BA type DBA ;
- 2 x 0,25 m de bordures fil d'eau type CC ;
- 2 x 1,25 m de trottoirs ;
- Deux garde-corps de type S8.

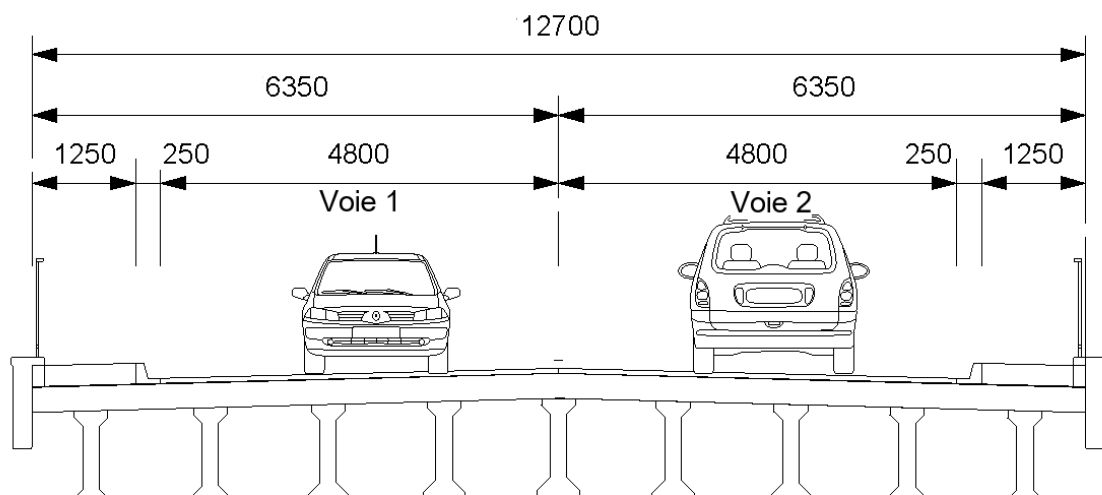


Figure 20 : Composition de la section transversale de l'ouvrage

3.3.5 Conception des pieux

Le laboratoire chargé des études de sol sur le projet préconise des fondations profondes de type pieux forés. Le diamètre des pieux doit être égal à environ 1/30 de la longueur et compris entre 80 et 250 cm. Nous optons pour des pieux de diamètre égal à 100 cm. Nous retiendrons deux files de quatre pieux parallèles à la ligne des appuis. L'entraxe des pieux est égal à 3 fois le diamètre des pieux soit 3 m.

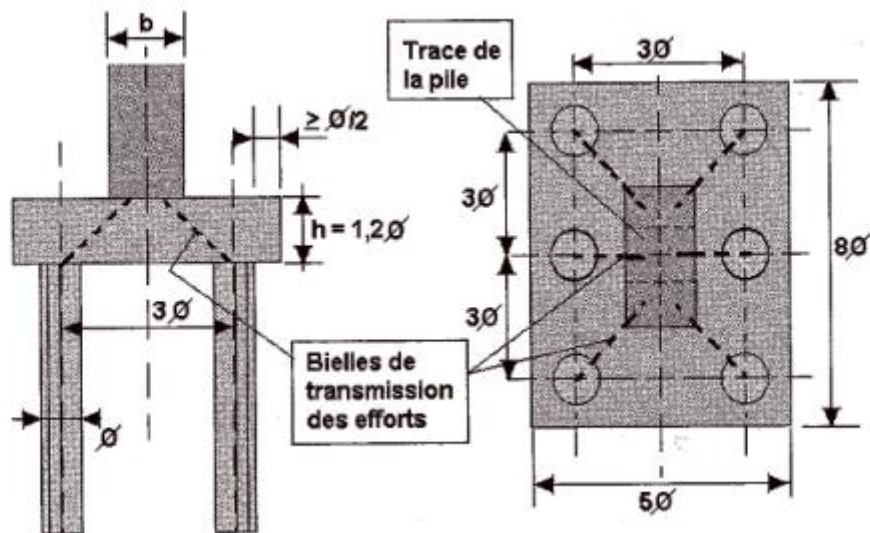


Figure 21 : Eléments de conception d'une fondation sur deux files de pieux [15]

3.3.5.1 Conception des appuis du tablier (piles et culées)

3.3.5.1.1 Les appuis d'extrémités (Culées)

Ils constituent les appuis d'extrémités du pont. Il existe plusieurs types de culées. Leur rôle est de supporter le poids du tablier et de retenir les terres en amont. Pour le projet, nous optons pour les culées remblayées qui comportent un mur garde-grève, un mur de front, deux murs en retour et une semelle.

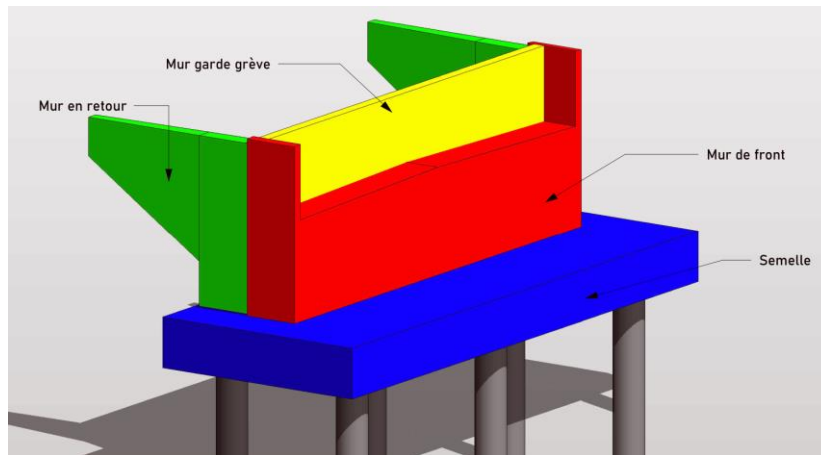


Figure 22 : Les différentes parties de la culée

3.3.5.1.1.1 Le mur de front

Le mur de front repose sur la semelle et sert de support pour les poutres. On y dispose alors une ligne d'appareils d'appuis. Les dimensions retenues du mur de front sont :

- Largeur : 1,45 m ;
- Hauteur : 2,80 m ;
- Longueur : 12,00 m.

3.3.5.1.1.2 Les murs en retours

Ils servent à retenir latéralement les terres en têtes des culées enterrées et sont munis de petits murs en retour suspendus, liés au mur garde-grève. Ils ont une épaisseur variable entre 30 et 50 cm et une longueur de 4,75 m.

3.3.5.1.1.3 Le mur garde grève

Il s'agit d'un voile en béton armé. Il permet d'établir les joints de chaussée entre la chaussée du pont et celle de la rampe d'accès. Le mur garde-grève a 50 cm d'épaisseur.

3.3.5.1.1.4 La semelle

La semelle assure entre autres la répartition uniforme des efforts, provenant de la superstructure du pont, aux pieux et la liaison de ces derniers avec la culée. Elle sera de dimensions 14,00 × 6,00 × 1,25 m.

3.3.5.1.2 Les appuis intermédiaires « Les piles »

Il existe un large choix de modèles de piles, qui se partagent en trois catégories :

- Piles constituées par des éléments longs ou voiles ;
- Piles constituées par les éléments courts, colonnes ou poteaux ;
- Piles spéciales, de formes complexes.

Une pile est constituée essentiellement par :

- Un fut : la partie visible de la pile, elle reçoit directement les appareils d'appui, et transmet les charges à la fondation ;
- Une fondation : la partie enterrée de la pile, elle transmet les charges au sol.

Dans ce cas, on propose un fut composé par une file de colonnes, reliées entre eux par un chevêtre, pour assurer la rigidité suffisante dans le sens transversale.

Les piles sont constituées de quatre colonnes circulaires de diamètre 120 cm. Ils sont reliés en tête par le chevêtre en béton armé de section rectangulaire. Les colonnes sont encastrées dans une semelle de liaison en béton armé de dimensions 12,00 x 6,00 x 1,25 m. La hauteur des colonnes se définit comme étant la différence entre la cote intrados du tablier et la hauteur du chevêtre. Il dépend étroitement du profil en long de l'ouvrage.

Le tablier repose sur le chevêtre par l'intermédiaire des appareils d'appui, donc ses dimensions doivent permettre l'implantation des lignes d'appareil d'appui.

- Largeur : elle dépend de la zone d'about des poutres, ainsi que de la section horizontale de la pile, on prend 1,00 m ;
- Longueur : elle dépend de la largeur du tablier, on opte pour 12,4 m ;
- Hauteur : on prend une valeur de 1,20 m.

Les appareils d'appuis seront directement implantés au droit des piles. Dans ce cas, on disposera de seulement quatre appareils d'appuis. Cette disposition est possible grâce à la présence de l'entretoise de continuité. Cette dernière reprend toutes les poutres et transmet les charges aux piles par l'intermédiaire de quatre appareils d'appuis placés sur le chevêtre. Le chevêtre permettra entre autres d'appui provisoire aux poutres en phase de construction.

3.3.6 Prédimensionnement du tablier

L'élancement des tabliers PRAD est pour les travées indépendantes de l'ordre de $l/18$ à $l/20$. L'épaisseur du tablier est ainsi forte et peut être gênante lorsque le tirant d'air n'est pas important. La solution de la continuité mécanique des travées entraîne une répartition d'une partie des efforts entre les sections sur appuis et celles en travée. Il en résulte une diminution des efforts en travée et une amélioration de l'élancement, qui va de $l/23$ à $l/25$, pour les bétons traditionnels. En effet, pour les poutres précontraintes, il est conseillé l'utilisation des Bétons à Hautes Performances, car ils permettent un

bétonnage facile, une mise en précontrainte rapide, la diminution de déformation de fluage ainsi qu'une meilleure durabilité. L'utilisation des BHP a par conséquent pour effet d'élargir la gamme d'élancements. Pour la portée de 34 m, on obtient alors un tablier de hauteur h égal à $34/25$ soit un tablier de hauteur 1.40 m. Pour les travées extrêmes de longueur 26.5 m, nous retiendrons la même hauteur.

Pour les ponts à poutres précontraintes par adhérence, l'entraxe des poutres est de l'ordre du mètre. Nous retenons un entraxe entre poutres de 1,40 m compte tenu de la largeur du tablier et nous obtenons dès lors (09) poutres.

Le hourdis dont le rôle est d'assurer la liaison transversale des poutres, de servir de table de compression et de recevoir le revêtement de chaussée aura une hauteur de 24 cm et 6 cm de coffrage perdus en prédalles en béton armé.

La standardisation de la préfabrication a conduit certains pays à adopter des sections efficaces de poutres précontraintes en fonction de la portée. On a entre autres, l'Angleterre, les États-Unis, l'Australie, le Canada et bien d'autres. Dans ce projet, nous adopterons les poutres en I12 standardisés de hauteur 1420 mm.

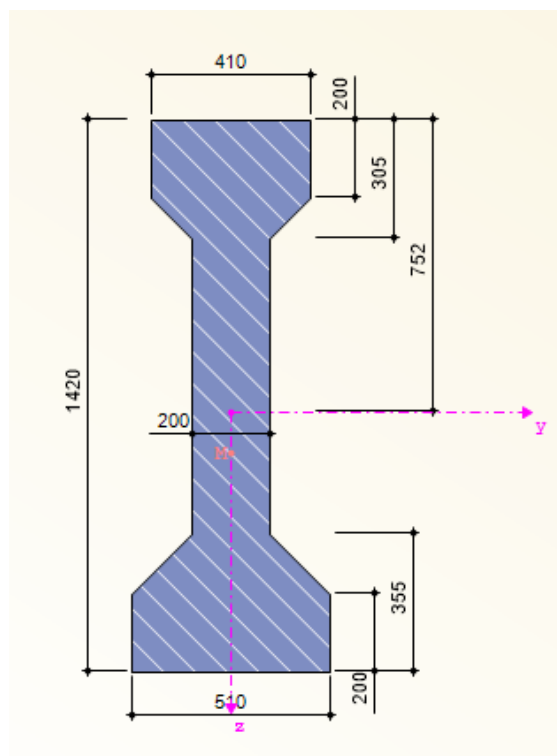


Figure 23 : Poutre I12 de la norme du Royaume Uni

Les entretoises d'abouts seront de section rectangulaire de 500 mm x 1500 mm en béton armé et assurent l'encastrement des poutres à la torsion sur appui.

3.3.7 Modélisation géométrique du pont dans son environnement réel

Dans un processus BIM bien élaboré, dès les premières phases, on modélise l'ouvrage dans son environnement réel. Pour les projets d'infrastructures linéaires, d'ouvrages d'art ou d'aménagements urbains, Autodesk propose deux solutions qui permettent de gérer les phases d'esquisses et d'avant-projet sommaire. Il s'agit principalement des logiciels Autodesk Infracore et AutoCAD Civil 3D. Ces deux outils utilisés ensemble permettent de créer l'ouvrage dans son environnement réel.

3.3.7.1 Présentation du logiciel Autodesk Infracore

Le logiciel de conception Infracore permet aux professionnels de l'architecture, de l'ingénierie et de la construction de modéliser, d'analyser et de visualiser leurs concepts dans le contexte de l'environnement naturel et construit, améliorant ainsi la prise de décisions et la rapidité des approbations nécessaires aux projets. Grâce au logiciel Infracore, vous pouvez :

- Créez un modèle de contexte réel ;
 - o Rassemblez de grandes quantités de données pour générer un modèle contextuel riche ;
 - o Intégrez de manière transparente des conceptions aux données SIG géospatiales ;
 - o Modélisez les conditions existantes qui représentent l'environnement naturel et construit ;
- Optimisez vos conceptions et communiquez à l'aide de visualisations immersives ;
 - o Explorez visuellement les options d'avant-projet en contexte ;
 - o Utilisez des outils d'analyse et de simulation pour explorer des aspects importants de votre projet ;
 - o Générez des expériences visuelles immersives attrayantes pour communiquer l'intention de la conception.

3.3.7.2 Présentation du logiciel AutoCAD Civil 3D

Le logiciel AutoCAD Civil 3D est une solution de maquette numérique (BIM) destinée à la conception et à la documentation dans les travaux publics. Le logiciel Civil 3D a été conçu pour les ingénieurs, les dessinateurs et projeteurs qui travaillent sur des projets de conception d'infrastructures, d'aménagement du territoire ou de VRD. Le logiciel AutoCAD permet :

- D'assurer une coordination optimale et d'explorer les options de conception ;

- D'analyser les performances des projets et garantir une documentation cohérente et irréprochable ;
- Travailler avec les équipes de projet en temps réel ;
- Partager et mettre à jour les informations.

3.3.7.3 Procédure de la modélisation

3.3.7.3.1 Définition de la zone du projet dans le model builder de Infracworks

L'environnement de la zone du projet est défini dès le départ grâce à l'outil Model Builder de Infracworks. Le Model Builder permet d'accéder rapidement à des données réelles afin de vérifier les conditions et les projets actuels dans leur contexte. Ce répertoire de données accélère considérablement la phase de collecte des données afin de concevoir dans les conditions réelles, dès le début du projet. Les données sont issues de plusieurs sources notamment :

- Données topographiques sont générées de la base de données fournie par la NASA/NGA (National Geospatial-Intelligence Agency) pour l'Amérique, et de la base de données SRTM GL1 Global 30 m pour L'Europe, et le reste du monde. La précision de ces données est de l'ordre d'un maillage de 20 m/30 m en planimétrie, et de l'ordre de +/- 10 cm en plaine à +/- 1 à 2 m voire plus en zone à forte déclivité, en altimétrie.
- Les données vectorielles (bâtiments, eaux, routes, voies ferrées...) sont modélisées depuis OpenStreetMap, qui est la plus grande base libre de données géographiques au Monde, avec la précision des attributs propres à chaque objet.
- L'image aérienne est un flux Bing Maps. La résolution au sol est réglable à tout moment depuis Infracworks sur une plage de 78 000 m/pixel à 0,29 m/pixel.

L'étendue de notre zone d'étude a été définie à partir d'un fichier Shape (*. shp) créé à partir de Autocad Civil 3D afin de toujours récupérer cette zone précisément dans d'autres logiciels. Le système de coordonnées utilisé est le UTM84 31N.

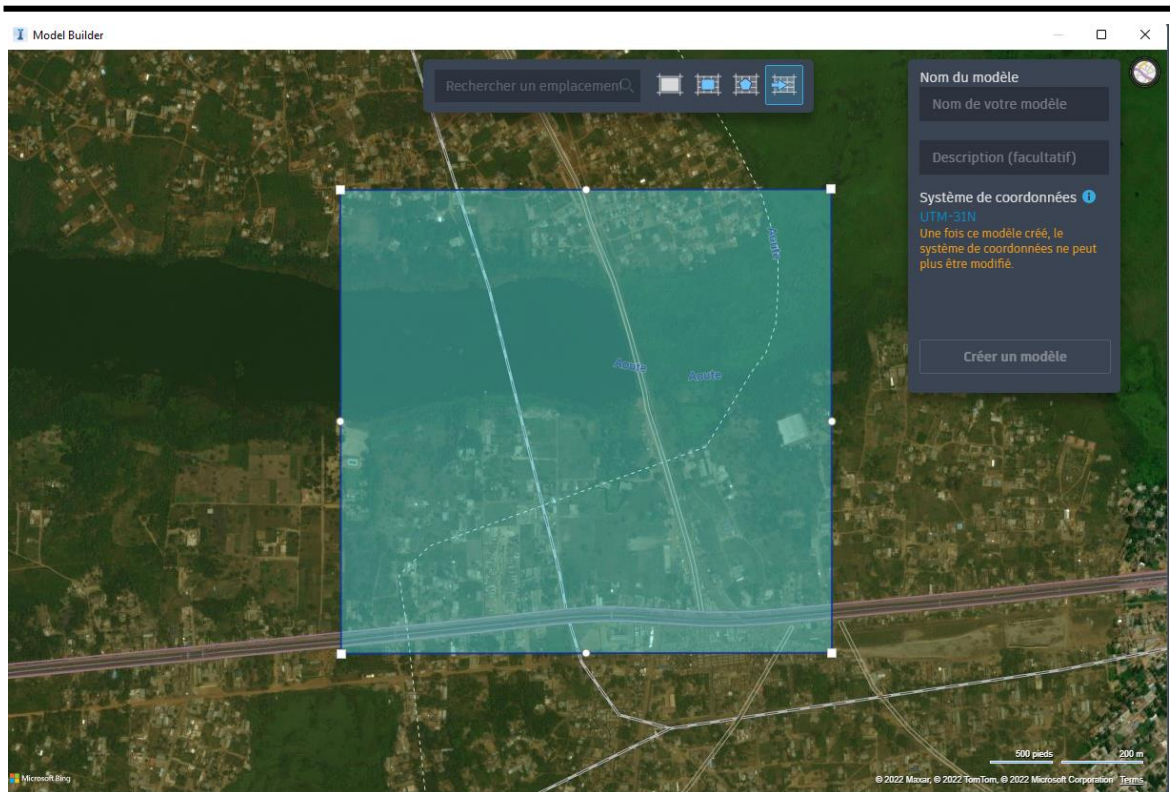


Figure 24 : Définition de la zone du projet dans le model builder

3.3.7.3.2 Amélioration des données topographiques

Pour l'étude de projets d'infrastructures, la précision des propositions techniques est directement liée à celle de la topographie exploitée. La précision des outils de calages géométriques et de calculs de cubatures d'Infraworks en dépend. Nous avons procédé, à l'amélioration des données à partir du levé topographique effectué sur le site. Cette manipulation a été effectuée grâce à Autocad Civil 3D. Elle consiste à exploiter les échanges Infraworks/AutoCAD Civil 3D. Il nous a suffi d'importer la topographie Infraworks dans Civil 3D, puis à l'éditer en y incluant les points obtenus à partir du levé topographique sur le terrain et à exporter la surface améliorée dans Infraworks. Cela constitue une base solide à la précision de notre modèle Infraworks.

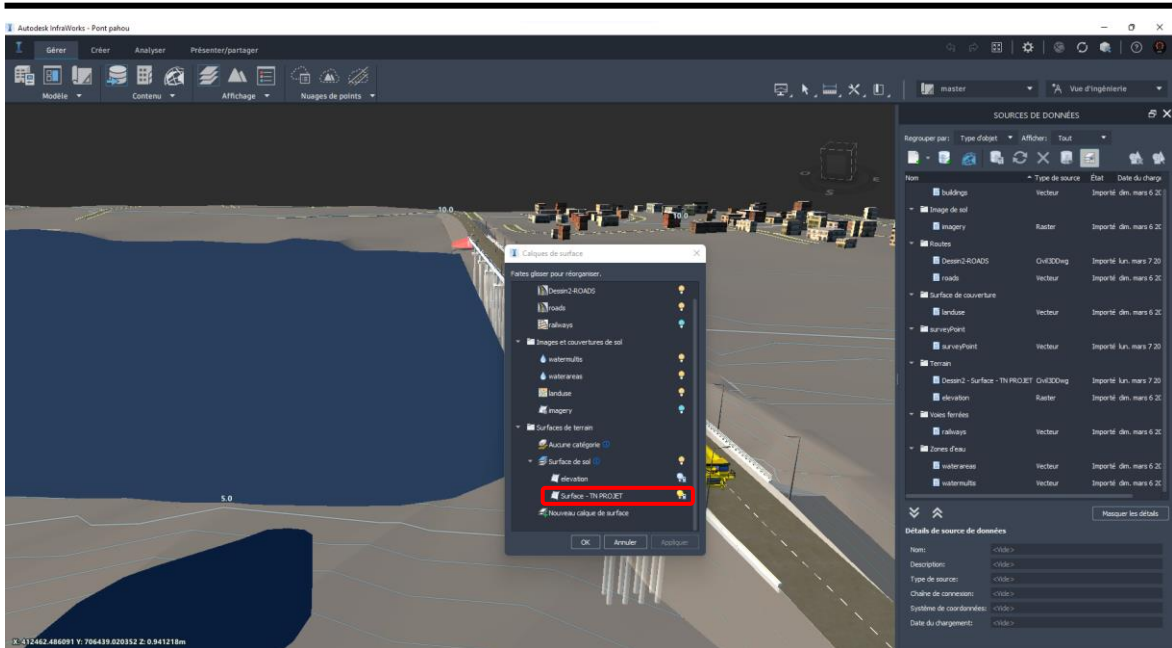


Figure 25 : Transfert des données d'amélioration de la surface dans Infraworks

3.3.7.3.3 Modélisation de l'ouvrage dans Infraworks

À partir du levé topographique et des données de calage de l'ouvrage, nous avons mis à jour le tracé en plan du projet par rapport à l'axe existant. Le tracé et les altitudes des voies d'accès ont également été définis conformément au projet. Les résultats de la conception géométriques sont utilisés afin de modéliser les composants du pont dans Infraworks.

Il est important de noter ici l'intervention du logiciel Autodesk Inventor dans le workflow pour la création d'objets paramétriques propres à notre projet. En effet, les modèles de composants par défaut, fourni par Infraworks ne correspondent pas exactement à nos éléments obtenus après conception. Il a donc été nécessaire de créer de nouveaux modèles paramétriques pour les corniches, les pieux et l'entretoise d'abouts.

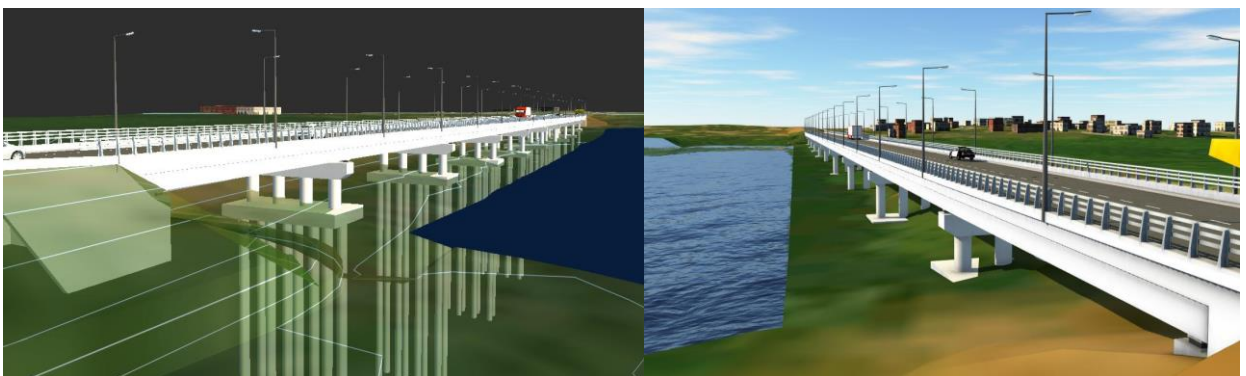


Figure 26 : Modèle du pont en environnement réel dans le logiciel Infraworks

3.3.7.3.4 Analyse de file de poutre

Une fois la modélisation du pont terminée, nous effectuons une analyse de toutes les poutres précontraintes. Il s'agit d'un service Cloud Infraworks permettant de vérifier la résistance structurelle des poutres du pont. Cette possibilité nous permet de choisir la section la plus optimale des poutres de pont, dès l'étape de conception. L'étude d'analyse détaillée permettra par la suite de confirmer cette section choisie. Nous lançons l'analyse avec les normes Eurocodes et les annexes françaises. Il sera utilisé ici, l'analyse de poutre par la méthode de grillage. Les résultats de cette analyse sont utilisables par la suite pour des analyses détaillées de la précontrainte des poutres à partir du logiciel Autodesk Structural Bridge Design. La figure suivante est le résultat de l'analyse de file de poutres sous tous les groupes de chargement selon l'Eurocode.

Cette capacité du logiciel Infraworks à faire des analyses est particulièrement intéressante. Nous pouvons ainsi faire des estimations sommaires des quantités et du coût du projet qui ne vont pas trop s'éloigner du coût réel du projet après les analyses détaillées.

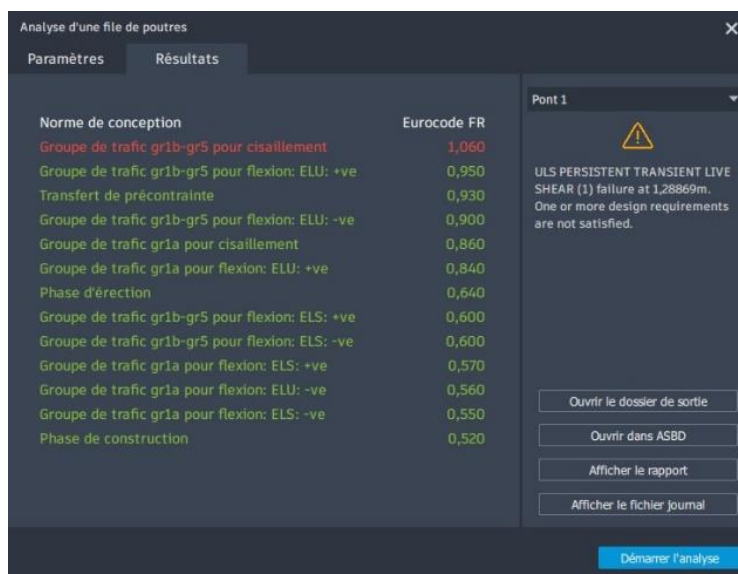


Figure 27 : Analyse de la file de poutre dans Infraworks

3.3.7.3.5 Documentation sommaire

Le modèle Infraworks créé à cette étape peut être exporté vers les logiciels Autodesk Revit et Civil 3D. La liaison vers Revit permet de mettre en plan notre pont d'Infraworks et d'ajuster la conception en modifiant les familles Revit utilisées pour les piles, fondations, culées, etc. Ainsi, on pourra produire une documentation préliminaire du projet. Ce modèle pourra servir aussi de base pour la modélisation du projet par les différents projeteurs intervenants dans le projet tels que l'ingénieur des ponts.

CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT ET MODELISATION MAQUETTE NUMERIQUE DU PONT

4.1 MODELISATION ET DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE DU PONT

L'ouvrage conçu par l'ingénieur des ponts doit résister aux différentes charges auxquelles il est soumis en phase d'exploitation. Ainsi, une étape cruciale du travail de l'ingénieur est la justification des éléments prédimensionnés. À ce stade, l'ingénieur s'appuie sur des règles et normes définies pour calculer et dimensionner l'ouvrage. Il existe plusieurs techniques d'analyse de structure. Le but de l'analyse structurale est de déterminer soit la répartition des sollicitations, soit celle des contraintes (déformations et déplacements) pour l'ensemble ou pour un élément d'une structure. Le type d'analyse effectuée dépend du type et de la complexité de l'ouvrage. Pour des structures dont on maîtrise le comportement, on effectue l'analyse élastique linéaire parfois par un calcul à la main en se basant sur la façon dont les charges sont appliquées à l'élément. Dans la plupart des cas, avec l'évolution des techniques, on effectue une modélisation de la structure et une analyse par la méthode des éléments finis. La conception du modèle théorique de l'ouvrage doit être effectuée de façon concise et représenter correctement le comportement réel de l'ouvrage. Cela est très important, car la fiabilité de l'analyse en dépend. Plusieurs logiciels sont disponibles à cet effet. Dans un contexte BIM, il faut utiliser une solution pouvant permettre une interopérabilité suffisante avec les autres acteurs. Dans ce chapitre, nous procéderons à l'évaluation des charges, la modélisation de la structure et le calcul des éléments de la superstructure et de l'infrastructure.

4.1.1 Evaluation des charges

4.1.1.1 Caractéristiques des matériaux

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. Nous représentons dans ce chapitre les caractéristiques spécifiques du béton et des aciers (actifs - passifs) utilisés dans la construction de l'ouvrage, suivant les règles Eurocodes.

4.1.1.2 Le béton

Le béton s'obtient en mélangeant dans des proportions convenables, et de façon homogène : le ciment, le sable, le gravier, l'eau et éventuellement des adjuvants. Nous utilisons deux types de béton dans le cadre de ce projet. Le béton de hautes performances BHP 55/67 pour les poutres précontraintes et le béton de classe 35/45 pour les autres

éléments de structures. Les tableaux suivants résument les caractéristiques de béton pour les éléments de l'ouvrage.

Tableau 7 : Caractéristiques du béton C35/45

Normes	NF 1992-1-1 : 2004/A1 : 2014		
Partie d'ouvrage	Hourdis, Chevêtres, Piles, Semelles, Pieux, Culées		
Type de béton	C35/45		
Caractéristiques	Propriétés de matériau Béton C35/45 EN 1992-1-1:2004/A1:2014		
	☐ Propriétés principales		
	Module d'élasticité	E	34000.000 MPa
	Module de cisaillement	G	14166.700 MPa
	Coefficient de Poisson	ν	0.200
	Poids spécifique	γ	25.000 kN/m ³
	Coefficient de dilatation thermique	α	1.0000E-05 1/°C
	☐ Propriétés additionnelles		
	Résistance caractéristique en compression sur cylindre	f_{ck}	35.000 MPa
	Résistance caractéristique en compression sur cube	$f_{cu,k}$	45.000 MPa
	Résistance moyenne en compression sur cylindre	f_{cm}	43.000 MPa
	Résistance axiale moyenne en traction	f_{ctm}	3.200 MPa
	Quantile car. de 5% de la résistance axiale en traction	$f_{ctk;0.05}$	2.200 MPa
	Quantile car. de 95% de la résistance axiale en traction	$f_{ctk;0.95}$	4.200 MPa
	Module moyen d'élasticité sécant	E_{cm}	34000.000 MPa
	Déformation limite pour la compression simple	ϵ_{c1}	-2.250E-03
	Déformation limite à la rupture	ϵ_{c1u}	-3.500E-03
	Exposant de parabole	n	2.000
	Déformation limite pour la compression simple	ϵ_{c2}	-0.002
	Déformation limite à la rupture	ϵ_{c2u}	-3.500E-03
Déformation limite pour la compression simple	ϵ_{c3}	-1.750E-03	
Déformation limite à la rupture	ϵ_{c3u}	-3.500E-03	

Tableau 8 : Caractéristiques du béton à hautes performances C55/67

Normes	NF 1992-1-1 : 2004/A1 : 2014		
Partie d'ouvrage	Poutres		
Type de béton	C55/67		
Caractéristiques	Propriétés de matériau Béton C55/67 EN 1992-1-1:2004/A1:2014		
	☐ Propriétés principales		
	Module d'élasticité	E	38000.000 MPa
	Module de cisaillement	G	15833.300 MPa
	Coefficient de Poisson	ν	0.200
	Poids spécifique	γ	25.000 kN/m ³
	Coefficient de dilatation thermique	α	1.0000E-05 1/°C
	☐ Propriétés additionnelles		
	Résistance caractéristique en compression sur cylindre	f_{ck}	55.000 MPa
	Résistance caractéristique en compression sur cube	$f_{cu,k}$	67.000 MPa
	Résistance moyenne en compression sur cylindre	f_{cm}	63.000 MPa
	Résistance axiale moyenne en traction	f_{ctm}	4.200 MPa
	Quantile car. de 5% de la résistance axiale en traction	$f_{ctk;0.05}$	3.000 MPa
	Quantile car. de 95% de la résistance axiale en traction	$f_{ctk;0.95}$	5.500 MPa
	Module moyen d'élasticité sécant	E_{cm}	38000.000 MPa
	Déformation limite pour la compression simple	ϵ_{c1}	-2.500E-03
	Déformation limite à la rupture	ϵ_{c1u}	-3.200E-03
	Exposant de parabole	n	1.750
	Déformation limite pour la compression simple	ϵ_{c2}	-2.200E-03
	Déformation limite à la rupture	ϵ_{c2u}	-3.100E-03
Déformation limite pour la compression simple	ϵ_{c3}	-1.800E-03	
Déformation limite à la rupture	ϵ_{c3u}	-3.100E-03	

4.1.1.3 L'acier

L'acier utilisé dans le cadre de ce projet est de deux types. Pour les ouvrages en béton armé et pour les poutres en béton précontraint. Dans les ouvrages précontraints, on distingue deux types d'armatures : l'armature active et l'armature passive. L'armature passive pour les ouvrages précontraints sera utilisée pour les ouvrages en béton armé.

4.1.1.3.1 L'acier passif

Selon l'Eurocode, les aciers sont désignés par leur limite d'élasticité garantie R_e en MPa, leur nuance et leur forme (lisse, haute adhérence). L'armature d'ouvrage en béton armé (et armature passive pour les poutres précontraintes) sera un acier HA B500B, ceci désigne un acier à haute adhérence (HA) présentant une limite élastique de 500 MPa et une classe de ductilité de 5 %. La norme de référence des aciers pour l'armature du béton est la norme NF EN 10080 (Aciers pour l'armature du béton. Acier soudable pour béton armé. Généralités). La norme de référence pour les armatures du béton est la norme NF A 35-027 (Produits en acier pour le béton armé et les armatures).

Tableau 9 : Caractéristiques de l'armature passive en acier HA500

Normes	NF 1992-1-1 : 2004/A1 : 2014 ; NF EN 10080		
Partie d'ouvrage	Poutres, Hourdis, Chevêtres, Piles, Semelles, Pieux, Culées		
Type d'armature	HA B500B		
Caractéristiques	<input type="checkbox"/> Propriétés principales		
	— Module d'élasticité	E	200000.000 MPa
	— Module de cisaillement	G	76923.100 MPa
	— Coefficient de Poisson	ν	0.300
	— Poids spécifique	γ	78.500 kN/m ³
	— Coefficient de dilatation thermique	α	1.0000E-05 1/°C
	<input type="checkbox"/> Propriétés additionnelles		
	— Module d'élasticité	E_s	200000.000 MPa
	— Résistance caractéristique en traction	f_{tk}	540.000 MPa
	— Déformation limite	ϵ_{uk}	0.050
— Limite d'élasticité caractéristique	f_{yk}	500.000 MPa	

4.1.1.3.2 L'armature active

Les armatures actives sont des câbles qu'on utilise pour la construction en béton précontraint. Elles sont sous tension même sans aucune sollicitation. Concernant notre ouvrage, les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance dénommés « câbles de précontrainte St 1660/1860 ».

Tableau 10 : Caractéristiques de l'acier active st 1660/1860

Normes	NF 1992-1-1 : 2004/A1 : 2014 ; NF EN 10138			
Partie d'ouvrage	Poutres			
Type de câble	St 1660/1860			
Caractéristiques	☐ Propriétés principales			
	Module d'élasticité	E	195000.000	MPa
	Module de cisaillement	G	75000.000	MPa
	Coefficient de Poisson	ν	0.300	
	Poids spécifique	γ	78.500	kN/m ³
	Coefficient de dilatation thermique	α	1.0000E-05	1/°C
	☐ Propriétés additionnelles			
	Module d'élasticité	E_p	195000.000	MPa
	Résistance caractéristique en traction	f_{pk}	1860.000	MPa
	Déformation limite lors de la charge maximale (allongement partiel)	ϵ_{uk}	0.060	
	Contrainte caractéristique dans l'acier lors de 0.1% d'allongement permanent	$f_{p0.1k}$	1600.000	MPa
	Contrainte caractéristique dans l'acier lors de 0.2% d'allongement permanent	$f_{p0.2k}$	1660.000	MPa
Valeur nominale de la limite d'élasticité (0.01% d'allongement permanent)	$f_{p0.01k}$	1860.000	MPa	

4.1.1.3.3 Les conditions d'environnement

L'Eurocode 2 met l'accent sur la durabilité des structures en béton en lui consacrant toute sa section 4, avec pour titre « Durabilité et enrobage des armatures ». En effet, cette durabilité, qui s'entend du point de vue de la performance technique pour une durée d'utilisation donnée, est étroitement liée à divers autres aspects du projet comme la qualité du béton (traité par l'EN 206-1), les conditions d'environnement (qui sont les conditions physiques et chimiques auxquelles la structure est exposée) ou encore le programme de maintenance de l'ouvrage.

La détermination des classes d'environnement se fait par éléments :

- Pour les éléments de la superstructure : XC4 ; corrosion induite par carbonatation, paroi soumise à un environnement alternativement humide et sec ;
- Pour les éléments de l'infrastructure : XC2 ; surfaces de béton soumises au contact à long terme de l'eau ; un grand nombre de fondations.

4.1.1.3.4 Classe structurale et enrobage

La classe structurale est définie de manière conventionnelle pour la détermination de l'enrobage. Elle s'appuie sur la durée d'utilisation de projet qui est caractérisée par une catégorie définie en fonction des divers types de constructions [EC0 2,3 Tab.2.1], mais aussi sur d'autres facteurs comme la classe de résistance de béton. La classe structurale de référence recommandée est S4 et correspond à une durée d'utilisation de projet de 50 ans et des classes de résistance de béton au moins égales à celles données par l'EC2-1-1, annexe E. Elle est ensuite modulée en fonction de choix particuliers pour le projet

par utilisation du tableau 4.3 N modifié par l'annexe nationale en 4.3 NF. L'annexe B est constituée du tableau 4.3 NF.

- Détermination de la classe structurale (EC2-1-1 4.4.1.2) :

La classe structurale de départ est S4

Modulation de cette classe

Quatre critères interviennent pour la modulation de la classe :

- + 2 pour une durée d'utilisation de projet de 100 ans ;
- +0 ou -1 selon la classe de résistance du béton utilisée par rapport à la classe de résistance recommandée en fonction de la classe d'exposition ;
- +0 ou -1 selon la classe de résistance du béton qui doit être aussi à base de CEM I sans cendres volantes ;
- -1 pour enrobage compact en sous-face de dalle.

D'où :

- Pour les éléments de la superstructure

4 + 2 (100 ans) - 1 (béton C35/45 MPa pour XC4) - 0 (CEM I mais résistance insuffisante) - 0 (enrobage non compact, le chevêtre ne bénéficie pas de la réduction pour enrobage compact on prend le cas le plus défavorable) soit S5.

- Pour les éléments de l'infrastructure

4 + 2 (100 ans) - 1 (béton C35/45 MPa pour XC2) - 1 (CEM I et résistance suffisante) - 0 (enrobage non compact) soit S4.

- Détermination des enrobages minimum et nominale

L'enrobage minimum est défini comme étant la valeur la plus grande des trois valeurs $c_{min,b}$, $c_{min,dur}$ et 10 mm.

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}\}.$$

Pour les ponts, dans la pratique, la valeur de 10 mm n'intervient pas et ce sont les deux valeurs $c_{min,b}$, valeur requise vis-à-vis de l'adhérence et $c_{min,dur}$, valeur requise vis-à-vis de la durabilité qui entrent en jeu.

$c_{min,b}$: est l'enrobage minimum nécessaire pour garantir une bonne transmission des forces d'adhérence. Il est défini par le tableau [EC2-1-1 4.4.1.2 Tab.4.2].

Tableau 11 : Valeurs de l'enrobage minimal requises vis-à-vis de l'adhérence selon l'Eurocode

	Plus gros granulats ≤ 32 mm	Plus gros granulats > 32 mm
Armatures individuelles	ϕ	$\phi + 5$ mm
Paquets *	ϕ équivalent	ϕ équivalent + 5 mm
$c_{min,b}$ pour les armatures de précontrainte		
Câbles dans gaine circulaire	min $\{\phi ; 8$ cm $\}$, ϕ diamètre de la gaine	
Câbles dans gaine plate	max $\{a ; b/2\}$, (a,b) dimensions de la gaine et $b > a$	
Armatures pré-tendues	max $\{2\phi ;$ diamètre du plus gros granulats $\}$ ϕ diamètre du toron, du fil lisse ou du fil cranté	

Une fois la classe structurale finale obtenue, les valeurs de l'enrobage minimum $c_{min,dur}$ à considérer se lisent directement dans les deux tableaux [EC2-1-1 Tab.4.4N] ou [EC2-1-1 Tab.4.5NF] respectivement pour les armatures passives et pour les armatures précontraintes, en fonction des classes d'exposition attribuées au cas étudié.

L'enrobage nominal qui doit être spécifié sur les plans est obtenu en ajoutant une marge appelée écart d'exécution Δ_{cdev} à l'enrobage minimum pour tenir compte des tolérances d'exécution [EC2-1-1 4.4.1].

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta_{cdev}$$

L'Eurocode 2 recommande une valeur courante de 10 mm pour Δ_{cdev} . L'annexe nationale française confirme cette valeur mais fixe des conditions particulières qui peuvent permettre une réduction de cette valeur.

- Si le système d'assurance qualité inclut une surveillance avec mesure de l'enrobage, la valeur peut baisser jusqu'à 5mm :

$$5 \text{ mm} < \Delta_{cdev} < 10 \text{ mm}$$

- Si, dans le cas de préfabrication, il y a la garantie de mesures précises et la possibilité de rejet en cas de non-conformité, elle peut baisser jusqu'à zéro :

$$0 < \Delta_{cdev} < 10 \text{ mm}$$

Hypothèses : le diamètre du plus gros granulats est ≤ 25 mm , $\phi \leq 25$ mm et le diamètre du toron $\phi \leq 12.5$ mm.

Tableau 12 : Valeurs de l'enrobage obtenues

	Superstructures : Poutres (armatures précontraintes)	Superstructure : Poutres (armatures passives), Hourdis, Entretoises, Chevêtres.	Infrastructure : Piles, Semelles, Culées, Pieux
Classe d'environnement	XC4	XC4	XC2
Classe structurales	S5	S5	S4
Enrobage minimal vis-à-vis de l'adhérence	25 mm	25 mm	25 mm
Enrobage minimal vis-à-vis de la durabilité	45 mm	35 mm	25 mm
Enrobage minimal	45 mm	35 mm	25 mm
Tolérance d'exécution	5 mm	5 mm	5 mm
Enrobage nominal	50 mm	40 mm	30 mm

4.1.1.4 Évaluation des charges

Nous évaluons les différentes charges (permanentes et variables) qui s'appliquent sur le tablier de l'ouvrage.

4.1.1.4.1 Charges permanentes (EC1-1-1)

Partie d'ouvrage	Poids volumique (kN/m ³)	Largeur/ Hauteur (m)	Epaisseur/ Hauteur (m)	Section (m ²)	Charge Linéaire (kN/ml)
Hourdis	25	12,7	0,3	3,81	95,25
Poutres	25	-	1,4	0,335	8,375
Entretoises	25	0,5	1,5	0,75	18,75
Trottoirs	25	1,25	0,25	0,3125	7,8125
Revêtement en béton bitumineux	24	0,06	9,6	0,576	13,824
Corniches	25	-	-	0,5	2,67
Bordures CC2	25	-	-	-	1,36
Garde-corps	-	-	-	-	2,36

Tableau 13 : Charges permanentes sur l'ouvrage

Les charges permanentes sur l'ouvrage se constituent du poids propre des éléments porteurs et des éléments accessoires à la circulation et du revêtement.

4.1.1.4.2 Charges variables

4.1.1.4.2.1 Charges sur l'ouvrage dues au trafic (EC1-2)

L'EC1-2 définit des modèles de charges représentatifs des différents effets du trafic (modèles pour les actions verticales, sur la chaussée et sur les trottoirs, et modèles pour les actions horizontales). Ces modèles de charges sont ensuite combinés entre eux pour former des groupes de charges de trafic. Enfin, ces groupes de charges seront combinés aux autres actions (permanentes, climatiques...).

4.1.1.4.2.1.1 Classe du trafic

Les modèles de charges verticales ont fait l'objet d'une calibration très complète, basée sur des campagnes de mesures de trafic sur une série de routes européennes représentatives. Compte tenu de la calibration, l'EC1-2 a prévu la possibilité pour chaque pays de moduler les modèles de charges en fonction de la localisation de l'ouvrage, du type de trafic (composition, densité), par le biais de coefficients « α », qui peuvent être regroupés sous forme de classes de trafic [EC1-2 4.2.2 et 4.3.2 (3)]. C'est l'option qui a été retenue en France. Deux classes de trafic sont considérées; la norme EC1-2/NA donne les indications suivantes :

- La 1^{re} classe de trafic couvre les effets d'accumulations possibles de véhicules lourds sur l'ouvrage, compte tenu de la composition du trafic sur l'itinéraire correspondant. Elle doit être adoptée pour des ouvrages destinés à supporter une grande proportion de véhicules se rapportant à des activités utilitaires lourdes (industrielles, agroalimentaires ou forestières), ou lorsque le trafic international représente une part importante du trafic total de poids lourds sur l'itinéraire concerné (le nombre des véhicules circulant à vide est alors faible). Elle est également recommandée pour les ouvrages larges en site urbain ;
- La 2^e classe de trafic couvre les effets d'accumulations de véhicules comme la 1^{re} classe, mais pour les compositions de trafic les plus courantes sur les réseaux routiers et autoroutiers français.

Dans le cadre de notre mémoire et généralement en absence de spécifications précises, on retient la classe de trafic 2.

4.1.1.4.2.1.2 Définition de la chaussée

La chaussée est comptée entre bordures de hauteur supérieure à 100 mm, ou entre nus des dispositifs de sécurité. Ainsi notre chaussée est considérée en nu des bordures et fait une largeur de 9,60 m.

4.1.1.4.2.1.3 Découpage de la chaussée en voies

Le découpage de la chaussée en voies se fait selon le tableau 4.1 de l'EC1-2.

Tableau 14 : Découpage de la voie en voies conventionnelles EC1-2

Largeur de chaussée w	Nombre maximum de voies conventionnelles n_l	Largeur d'une voie conventionnelle w_l	Largeur de l'aire résiduelle w_r
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	Si n voies chargées avec $0 < n < n_l$ $w_r = w - n \cdot w_l$
$w \leq 5,4 < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$w/2$	
$w \geq 6 \text{ m}$	$n_l = \text{Ent}(w/3) *$	3 m	

* $\text{Ent}(w/3)$ signifie la partie entière du quotient de w par 3

Pour notre projet a pour une largeur de chaussée de 9.60 m :

Tableau 15 : Découpage des voies du projet

Largeur de chaussée w	Nombre maximum de voies conventionnelles n_l	Largeur d'une voie conventionnelle w_l	Largeur de l'aire résiduelle w_r
$w = 9,60 \text{ m}$	$n_l = 3$	3 m	$w_r = 0,60 \text{ m}$

On obtient trois (03) voies de 3.00 m et une aire résiduelle de 0,60 m.

4.1.1.4.2.1.4 Positionnement des voies

Les règles de positionnement et de numérotation des voies de façon à obtenir l'effet le plus défavorable pour la vérification considérée sont les suivantes :

- Numérotation sans rapport avec le positionnement ;
- Possibilité de fractionner l'aire résiduelle ;
- Pour chaque vérification individuelle :
 - Choix du nombre de voies chargées ;
 - Choix du positionnement des voies ;
 - Choix de la numérotation des voies.

4.1.1.4.2.1.5 Modèles de charge (EN 1991-2 § 4.3.2)

Quatre modèles de charges verticales sont définis :

- Un modèle de charge principale (LM1), comprenant des charges concentrées (systèmes tandem, appelés TS) et des charges uniformément réparties (appelées UDL) et applicables à tous les ponts
- Un modèle composé d'un seul essieu à deux roues (LM2), en plus du précédent (LM1) pour la vérification des éléments structurels courts (3–7 m)
- Un modèle constitué d'un ensemble de véhicules spéciaux destinés à prendre en compte les effets de convois exceptionnels (LM3)
- Un modèle correspondant à la charge de la surface du pont avec une charge uniformément répartie de 5 kN/m², correspondant aux effets (amplification dynamique incluse) d'une foule (LM4).

LM3 et LM4 sont utilisés lorsqu'ils sont spécifiés pour le projet particulier, et uniquement lorsque le maître d'ouvrage l'exige.[16] Ces modèles ne seront pas pris en compte dans notre étude.

4.1.1.4.2.1.6 Application du modèle LM 1

C'est le système principal de chargement, il se compose de charges concentrées à double essieu (tandem TS), chaque essieu ayant pour poids : $TS = \alpha_Q \cdot Q_k$; et de charges uniformément répartie UDL (Uniformly Distributed Load), avec la densité de poids au mètre carré égale à $UDL = \alpha_q q_k$.

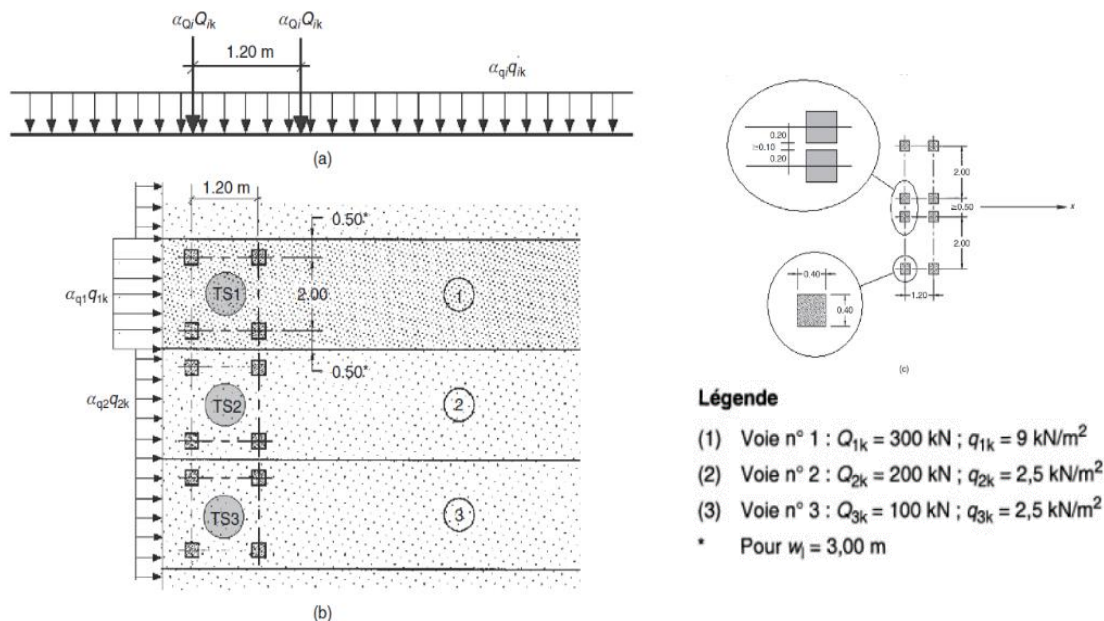


Figure 28 : Modèle de chargement LM 1

Les positionnements de voie sont définies comme suit :

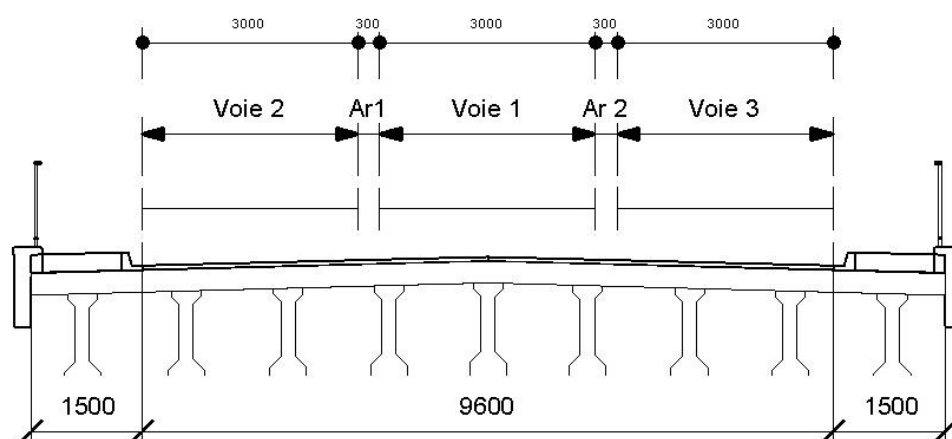


Figure 29 : Positionnement des voies

4.1.1.4.2.1.7 Application du modèle LM 2

Le modèle de charge LM2 est composé d'un essieu unique de 400 kN. Il a été développé en complément du LM1 afin de couvrir les effets du trafic sur de très courtes lignes d'influence. Pour couvrir les effets d'essieux très chargés avec majoration dynamique importante, l'annexe nationale française a ramené la valeur à 320 kN, car elle est très élevée, quelle que soit la classe de trafic. En pratique, le modèle LM2 ne devrait être dimensionné que dans le cas de surfaces d'influence courtes, comme pour la flexion des tôles de roulement des ponts à dalle orthotrope.[17] Sur un ouvrage en béton de chaussée large de plus de 9 m comme le nôtre, le modèle LM1 permet de placer sur une même ligne les roues de 3 essieux de tandems d'un poids total de 600 kN, ce qui est plus défavorable que le modèle LM2 de 400 kN. Ainsi, le modèle LM2 ne sera pas dimensionnant pour l'ouvrage.

4.1.1.4.2.1.8 Actions sur les trottoirs (EC1-2 5.2.3)

Les charges sur les trottoirs de ponts routiers et sur les pistes cyclables séparées de la circulation sont modélisées par une charge répartie q_{fk} constante. L'intensité de cette charge est égale à :

- 5 kN/m² pour l'étude en flexion locale (résistance des trottoirs et des encorbellements par exemple),
- 3 kN/m² lorsqu'elle est combinée au trafic routier

Dans le cadre de notre projet, nous considérons uniquement la charge de 5 kN/m².

4.1.1.4.2.1.9 Efforts horizontaux (actions de freinage)

Les modèles de charges pour les efforts horizontaux Q_{lk} sont décrits dans le paragraphe 4.4 de l'EC1-2. L'effort de freinage pour les charges de trafic normal est défini comme une fraction du poids de la voie 1 du LM1 selon la formule suivante :

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{q1}q_{1k}w_1L \text{ avec } 180\alpha_{Q1}(kN) \leq Q_{1k} \leq 900$$

L'annexe nationale française a ramené cette valeur plafond de 900 kN à 500 kN pour les ponts non sujets à circulation d'engins militaires de type STANAG.

$$\text{Alors on a } Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{q1}q_{1k}w_1L \text{ avec } 180\alpha_{Q1}(kN) \leq Q_{1k} \leq 500$$

$$\alpha_{Q1} = 0,9 ; Q_{1k} = 300 \text{ kN} ; \alpha_{q1} = 0,7 \text{ et } q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2 ; w_1 = 3,00 \text{ m} ; L = 325 \text{ m}$$

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 2 \cdot 300 + 0,10 \cdot 0,7 \cdot 9 \cdot 3,00 \cdot 325 = 646,65 \text{ kN} \text{ soit } Q_{lk} = 500 \text{ kN}$$

4.1.1.4.2.2 Les actions variables climatiques

Il s'agit des actions comme celle du vent ou de la neige ou celles dues aux variations de température. Ces actions sont, la plupart du temps, définies au moyen de modèles de calcul simplifiés.

4.1.1.4.2.3 Actions dues au vent (EC1-1-4)

Les effets du vent sont négligés pour l'ouvrage en service compte tenu des portées envisagées et de la hauteur du pont.

4.1.1.4.2.4 Charges de neige (EC1-1-3)

Généralement, les effets de la neige ne seront pas considérés dans l'étude des ponts non couverts. De plus, ces charges ne sont pas présentes dans notre milieu d'étude.

4.1.1.4.2.5 Charges thermiques (EC1-1-5)

L'action thermique T_k donne lieu à une distribution de température quelconque dans la section, ΔT (fonction des deux variables d'espace y et z). Pour un pont de type 3 (Poutre), on trouve, par lecture des tableaux 6.1 et 6.2 de l'EC1-1-5 (modifiés par l'annexe nationale), les valeurs :

- Surface supérieure plus chaude que la partie inférieure : $\Delta T_{m,heat} = 15 \text{ }^\circ\text{C}$;
- Partie inférieure plus chaude que la surface supérieure : $\Delta T_{m,cool} = 8 \text{ }^\circ\text{C}$;

Avec les valeurs de $k_{sur} = 1$.

4.1.1.4.2.6 Actions en cours d'exécution (EC1-1-6)

Il peut s'agir d'actions fixes (matériels de chantier) ou variables (engins, personnels, etc.).

4.1.1.4.2.7 Actions accidentelles dues aux chocs et aux explosions (EC1-1-7)

Les actions accidentelles sont de type aléatoire. Elles proviennent de phénomènes qui se produisent exceptionnellement. Elles regroupent un certain nombre d'actions dites « actions provoquées » ou « actions naturelles » et doivent être appliquées en situation accidentelle (état limite ultime).

4.1.1.5 Combinaisons d'actions

Les différentes actions déterminées sont combinées entre elles pour le passage au calcul des sollicitations et le dimensionnement des éléments. L'Eurocode définit plusieurs types de combinaisons en fonction de la situation du projet. Les situations de projet pouvant être considérées sont : transitoires, durables et accidentelles. Pour notre étude, nous considérerons la situation de projet durable. Nous nous baserons sur les recommandations de l'Eurocode 0/A1, complétées par l'annexe nationale française. Conformément à l'EC1-2, les charges de trafic sont réparties par groupes « à composantes multiples » considérés comme constituant une action unique.

4.1.1.5.1 Groupes d'actions variables d'exploitation des ponts routiers

4.1.1.5.1.1 Groupe d'actions gr1a

Le groupe gr1a est composé par :

- Le modèle de charges 1 (LM1), comprenant les tandems (TS) et les charges réparties (UDL). Pour chaque voie de circulation, les charges sont affectées des coefficients d'ajustement dépendant de la classe du trafic de l'ouvrage

Les coefficients d'ajustement sont consignés dans le tableau ci-après :

Tableau 16 : Tableau des coefficients d'ajustements selon l'AN EC1-2§4.3.2

Classe de trafic	α_{Q1}	$\alpha_{Qi} (i \leq 2)$	α_{q1}	$\alpha_{qi} (i \geq 2)$	α_{qr}
1 ^e classe	1	1	1	1,2	1,2
2 ^e classe	0,9	0,8	0,7	1	1

- Les charges de trottoir uniformément réparties, notées TROT (q_{fk}) ou q_{fk} . La valeur de charge de trottoir appliquée avec le LM1 est la valeur de combinaison de la charge de trottoir $q_{fk,comb} = 3 \text{ kN/m}^2$

4.1.1.5.1.2 Groupe d'actions gr1b

Le groupe gr1b est composé par le modèle de charges 2 seul (LM2), constitué d'un essieu unique.

4.1.1.5.1.3 Groupe d'action gr2

Le groupe gr2 est composé par :

- Les forces horizontales, notées FH et décomposées en :
 - Forces longitudinales de freinage, notées Q_{lk} ;
 - Forces horizontales centrifuges ou transversales, notées Q_{tk} ;
- Le modèle de charges 1 (LM1) verticales avec ses valeurs fréquentes.

4.1.1.5.1.4 Groupe d'action gr3

Le groupe gr3 est composé par des types de charges non concomitantes pour les trottoirs.

4.1.1.5.1.5 Groupe d'action gr4

Le groupe gr4 est composé par le modèle de charges 4 seul (chargement de foule LM4), représenté par les charges de trottoir uniformément réparties (q_{fk}) mais appliquées à l'ensemble du tablier, terre-plein central compris.

4.1.1.5.1.6 Groupe d'action gr5

Le groupe gr5 est composé par le modèle de charges 3 (LM3) (c'est-à-dire un véhicule spécial mêlé ou non au trafic routier normal).

Dans le cadre de notre ouvrage et dans la présente étude, seul le groupe gr1a sera pris en compte pour le dimensionnement des éléments.

4.1.1.5.2 Les combinaisons d'actions

4.1.1.5.2.1 Combinaisons aux Etats Limites Ultime ELU

Les combinaisons d'actions les plus courantes pour les ponts routiers dans des situations durables sont exprimées comme suit :

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (1,35G_{kj,sup} + 1,00G_{kj,inf}) \right\} + \gamma_p P_k + \left\{ \begin{array}{l} 1,35(TS + UDL + q_{fk}) + 1,5 \times 0,6 F_{wk,trafic} \\ 1,35gri_{i=1b,2,3,4,5} \\ 1,5T_k + 1,35(0,75TS + 0,4UDL + 0,4q_{fk}) \\ 1,5F_{wk} \\ 1,5Q_{Sn,k} \end{array} \right.$$

4.1.1.5.2.2 Combinaisons aux Etats Limites de Service ELS

Les combinaisons d'actions caractéristiques les plus courantes pour les états limites de service concernant les ponts routiers dans des situations durables sont exprimées comme suit :

- Combinaisons d'actions caractéristiques :

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (G_{kj,sup} + G_{kj,inf}) \right\} + P_k + \begin{cases} (TS + UDL + q_{fk}) + 0,6F_{wk,trafic} \\ gr_{i=1b,2,3,4,5} + 0,6T_k \\ gr1b \\ T_k + (0,75TS + 0,4UDL + 0,4q_{fk}) \\ F_{wk} \\ Q_{Sn,k} \end{cases}$$

- Combinaisons d'actions fréquentes :

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (G_{kj,sup} + G_{kj,inf}) \right\} + P_k + \begin{cases} (0,75TS + 0,4UDL) + 0,5T_k \\ 0,75gr1b \\ 0,75gr5 + 0,5T_k \\ 0,6T_k \\ 0,2F_{wk} \\ 0,5Q_{Sn,k} \end{cases}$$

- Combinaisons d'actions quasi-permanentes :

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} (G_{kj,sup} + G_{kj,inf}) \right\} + P_k + 0,5T_k$$

Où :

- G_{k,sup} : Action dans la structure sous charge permanente défavorable (poids propre nominal et superstructure maximale) en tenant compte du phasage de construction ;
- G_{k,inf} : Actions dans la structure sous charge permanente favorable (poids propre nominal et superstructure minimale) en tenant compte du phasage de construction) ;
- T : Actions dues aux effets thermiques ;
- UDL : Actions dues aux charges uniformément réparties ;
- TS : Actions dues aux charges ponctuelles ;
- q_{fk} : Actions dues aux charges uniformément réparties sur les trottoirs ;
- P : Valeur de l'effort de précontrainte.

4.1.2 Modélisation de la structure

4.1.2.1 Théorie de l'analyse de structure

Les contraintes à l'intérieur d'un corps générées par des excitations externes (forces de volume et de surface) peuvent être obtenues à l'aide d'équations d'équilibre. Trois équations d'équilibre se rapportent aux six composantes du tenseur de contrainte σ_{ij} pour un élément infinitésimal dans un état statique; dans le cas dynamique, des équations de mouvement sont nécessaires, y compris des dérivées de déplacement de second ordre (par rapport au temps). Compte tenu des conditions géométriques, les déformations et les déplacements pourraient être liés en utilisant des équations de déformation-déplacement de cinématique exprimant les composants de la déformation ε_{ij} par les composants de déplacement u_i . Les lois constitutives exercent une influence matérielle sur ces relations mathématiques. 15 variables sont décrites et peuvent être reliées par 15 équations (3 équations différentielles d'équilibre statique, 6 relations géométriques de CAUCHY et 6 équations de la loi de Hooke). Pour résoudre le problème général de la mécanique des solides, deux méthodes de base sont disponibles : la méthode des déplacements et la méthode des forces. Une combinaison de ceux-ci peut également être utilisée. En fait, alors que ces méthodes pourraient être directement appliquées à des problèmes élastiques simples, la procédure de discrétisation est appliquée de nos jours pour des formes et des composants structurels complexes et irréguliers, comme dans l'ingénierie des ponts. Cela implique une préférence pour l'utilisation du modèle par éléments finis «MEF», qui peut subdiviser chaque corps complexe en petits éléments finis, résolvant chaque variable du corps étudié avec des procédures directes ou itératives. C'est la méthode la plus largement adoptée par les logiciels automatisés pour la résolution de problèmes d'analyse structurelle.

4.1.2.2 La modélisation par éléments finis

Le modèle élément fini est un modèle mathématique, utilisant des équations différentielles utilisant la géométrie, la cinématique, la loi des matériaux, les charges, les conditions aux limites, et d'autres éléments, pour décrire le problème physique étudié. En pratique, les modèles mathématiques servant de base à la prévision d'ouvrage ne sont pas résolubles manuellement ou analytiquement, excepté dans des cas très particuliers et très simples. Le succès de la méthode des éléments finis est en partie dû à sa flexibilité géométrique : on peut l'employer pour presque n'importe quelle géométrie. Son principe repose sur le découpage de l'ouvrage ou de la partie étudiée de l'ouvrage en un grand nombre de petits éléments tétraédriques (ou triangulaires en 2D) sur lesquels les

grandeurs physiques (déplacements, déformations) sont approchées par des fonctions simples (fonctions affines ou polynomiales de bas degré). Ce découpage est appelé un maillage. Il nécessite en soi des logiciels appropriés, et peut-être effectués de manière fixe ou dynamique (maillage s'adaptant aux calculs). À cette étape de maillage, on doit ajouter d'autres tâches :

- Il faut transformer le modèle mathématique en un problème approché par la méthode des éléments finis. Il s'agit là d'une tâche essentiellement mathématique ;
- Écrire un programme résolvant le problème approché par des algorithmes rapides et en s'appuyant sur les capacités de calcul des machines informatiques ;
- S'assurer théoriquement quand c'est possible, et numériquement que la solution du problème approché est proche de la solution recherchée (par exemple par validation dans des cas où cette dernière est connue) ;
- Synthétiser les résultats obtenus dans le cas de l'ouvrage étudié de manière à les rendre facilement exploitables dans le processus de conception.

Les logiciels de calcul de structure sont en général des boîtes noires qui renvoient les résultats de simulations numériques selon les scénarios imposés. Ces programmes ont en entrée une description complète de la géométrie de l'ouvrage (définissant les sections des éléments), l'ensemble des données physiques correspondant aux divers matériaux qui le composent, ainsi que les conditions d'appuis des éléments. Le passage d'un modèle conceptuel (la maquette de l'architecte ou la maquette de projeteur) à un modèle éléments finis (modèle analytique) comprends la détermination des caractéristiques des matériaux et la création du modèle analytique de la structure.

Sur le marché, des logiciels, nous distinguons plusieurs solutions pour la modélisation et l'analyse de structure par la méthode des éléments finis. Nous pouvons citer quelques logiciels parmi les plus représentés dans ce domaine.

- Robot Structural Analysis : créé à l'origine par l'entreprise Robobat sous le nom de Robot Millenium, le logiciel Robot est devenu avec le rachat de Robobat par la société Autodesk « ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS » ;



- Scia Engineering : SCIA est un éditeur de logiciel créé en 1974 en Belgique. Le premier logiciel de calcul de structure développé par l'entreprise est ESA. Racheté en 2007 par Nemetscheck, ESA se renomme SCIA et s'intègre dans le portfolio des solutions AEC de l'éditeur allemand, à côté des logiciels Allplan. Aujourd'hui le logiciel est traduit dans huit langues et est utilisé dans plus de 50 pays ; 
- Graitec Advance design : Advance Design fait partie de la suite GRAITEC Advance et s'intègre dans un processus BIM dédié au monde de la structure. Il permet ainsi d'importer, d'exporter ou de synchroniser des modèles avec le logiciel Autodesk Revit ; 
- Sofistik Structural Design : Est un logiciel d'analyse et de modélisation éléments finis de la société Sofistik GmbH. Il intègre des possibilités de workflow BIM avec Autodesk Revit et AutoCAD ; 
- Dlubal RFEM et RSTAB : RFEM et RSTAB sont des logiciels puissants, intuitifs. Ils facilitent la modélisation et l'analyse structurelle des éléments finis. Ils appartiennent à la société allemande DLUBAL et intègre un workflow puissant avec le logiciel Autodesk Revit. 

Nous utiliserons RFEM pour la modélisation l'analyse et le dimensionnement des éléments structuraux en béton armé de l'ouvrage. Plusieurs raisons motivent ce choix, entre autres la prise en main facile du logiciel, l'assistance de la part du service client, la licence étudiante gratuite offerte pour un an renouvelable, l'intégration dans le logiciel des normes Eurocodes et des annexes françaises, etc.

4.1.2.3 Modélisation et analyse de la structure dans RFEM

4.1.2.3.1 Présentation du logiciel RFEM 5

La société DLUBAL, établie en 1987, développe un logiciel puissant et convivial pour l'analyse et la vérification structurelle et dynamique. À partir de 1990, le siège de la société déménage à Tiefenbach en Bavière de l'Est, en Allemagne. En 2010, un bureau

local a été ouvert à Leipzig. En 2014 et en 2015, d'autres bureaux locaux ont été ouverts en Pologne, en France, en Italie et aux États-Unis.[18]

RFEM est un logiciel de calcul de structures pour l'analyse et la vérification des dalles, voiles, coques, solides et des structures de portique. C'est un outil puissant et idéal pour la modélisation de structure de forme complexe. La prise en main est rapide et l'interface est intuitive. RFEM est le noyau du programme de modélisation aux éléments finis. Il s'adapte bien à la modélisation de notre ouvrage. Le logiciel possède à côté des modules complémentaires pour dimensionner, selon la nature des matériaux, les éléments modélisés. Il possède également des modules pour la génération des charges roulantes, l'analyse d'interaction sol-structure, l'étude de la précontrainte des barres, etc.

4.1.2.3.2 Création du modèle de la structure

Nous avons créé le modèle de la structure dans RFEM en nous basant sur le modèle obtenu dans Autodesk Infraworks et les résultats du prédimensionnement.

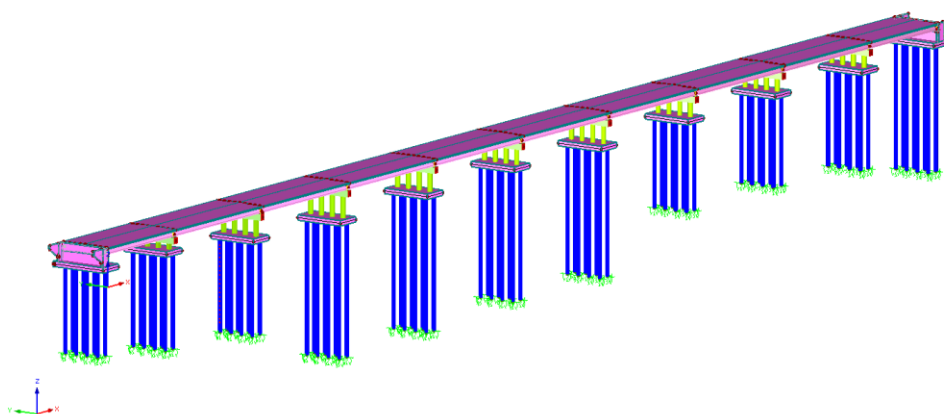


Figure 30 : Modélisation de la structure dans RFEM

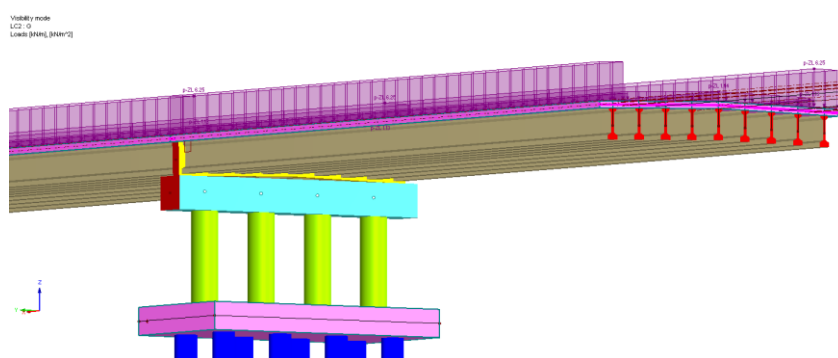


Figure 31 : Zoom sur une pile du modèle dans RFEM

Les points importants à noter sont :

- Utilisation de liaison rigide articulée pour traduire le comportement des appareils d'appuis entre l'entretoise de continuité et le chevêtre ;
- L'utilisation d'une surface rigide pour assurer la liaison et la transmission des charges du hourdis sur les poutres ;
- La mise en place d'articulation linéique entre les surfaces du hourdis et la surface rigide. En effet, le contact entre surfaces sur une ligne est d'habitude effectué de façon rigide. Les articulations linéiques permettent d'exclure du transfert des degrés de liberté particuliers ; [18]
- Les raffinements de maillage sur les surfaces rigides et sur des bords de surfaces
- La définition des excentremets de barre pour représenter au mieux le comportement réel de la structure.

Une fois terminée la modélisation, on effectue une analyse de plausibilité et un calcul du modèle sous l'effet du poids propre afin de s'assurer de l'intégrité du modèle, de l'absence d'erreur et de la transmission correcte des charges.

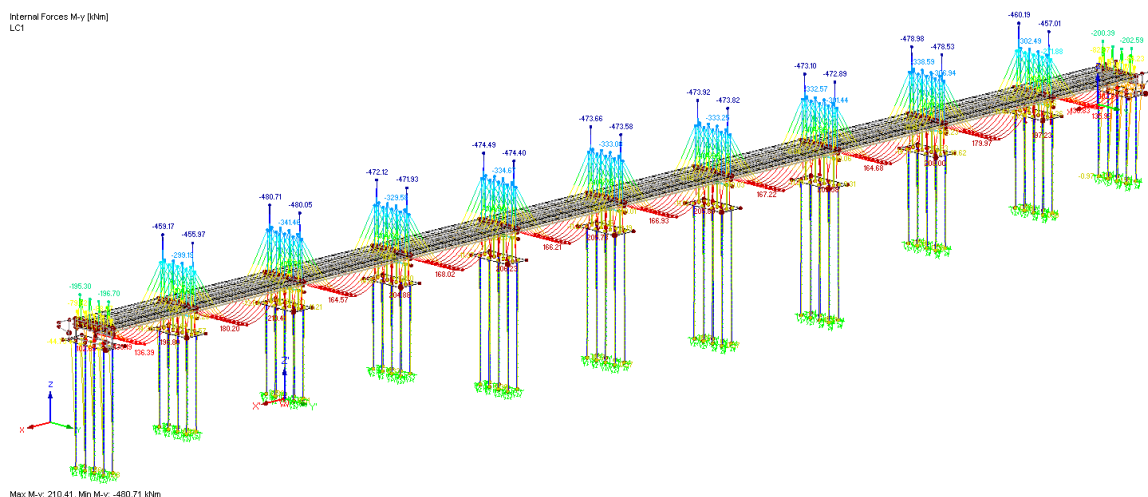


Figure 32 : Moment fléchissant m-yy des barres sous charge du poids propre de la structure

4.1.2.3.3 Application des charges sur la structure

Une fois la modélisation terminée, on passe à l'application des différentes charges sur les parties d'ouvrage. Les charges évaluées dans les chapitres précédents seront créées dans le modèle en utilisant les outils appropriés.

4.1.2.3.3.1 Charges permanentes

Les charges permanentes sur l'ouvrage, évalués dans le chapitre précédent ont été modélisées. Les tableaux ci-dessous récapitule l'ensemble des charges permanentes sur l'ouvrage.

Tableau 17 : Charges permanentes surfaciques rectangulaires

CC2 - 3.8 Charges rectangulaires										
Aux surfaces n°	Projection	Distribution de charge	Direction de charge	Position de charge				Grandeur [kN/m ²]		Commentaire
				X ₁ [m]	Y ₁ [m]	X ₂ [m]	Y ₂ [m]	p ₁	p ₂	
2,5,26,29,50,62,74,86,97,109	XY	Uniforme	ZL	0,000	12,700	325,000	11,450	-6,25		Charge de trottoir = 25*0.25=6.25
2,5,26,29,50,62,74,86,97,109	XY	Uniforme	ZL	0,000	11,450	325,000	11,200	-1,13		Charge de bordure = 1.13
2,5,26,29,50,62,74,86,97,109	XY	Uniforme	ZL	0,000	11,200	325,000	6,350	-1,44		Charge de revêtement = 25*0.06 = 1.44
1,4,25,28,49,61,73,85,96,108	XY	Uniforme	ZL	0,000	0,000	325,000	1,250	-6,25		Charge de trottoir = 25*0.25=6.25
1,4,25,28,49,61,73,85,96,108	XY	Uniforme	ZL	0,000	1,250	325,000	1,500	-1,13		Charge de bordure = 1.13
1,4,25,28,49,61,73,85,96,108	XY	Uniforme	ZL	0,000	1,500	325,000	6,350	-1,44		Charge de revêtement = 25*0.06 = 1.44

Tableau 18 : Charges permanentes linéaires

CC2 - 3.3 Charges linéiques							
n°	Référence à	Aux lignes n°	Type de charge	Distribution de charge	Direction de charge	Paramètres de charge linéique	Commentaire
						p [kN/m]	
1	Lignes	29,48,95,114,224,243,276,295,328,357,376,409,438,457,519,538,606,625,687,706	Force	Uniforme	ZL	-2,670	Corniches = 12.5
2	Lignes	29,48,95,114,224,243,276,295,328,357,376,409,438,457,519,538,606,625,687,706	Force	Uniforme	ZL	-2,360	Garde-corps = 2.36
3	Lignes	39,105,234,286,367,400,448,529,616,697	Force	Uniforme	ZL	-3,050	Muret de séparation =3.05

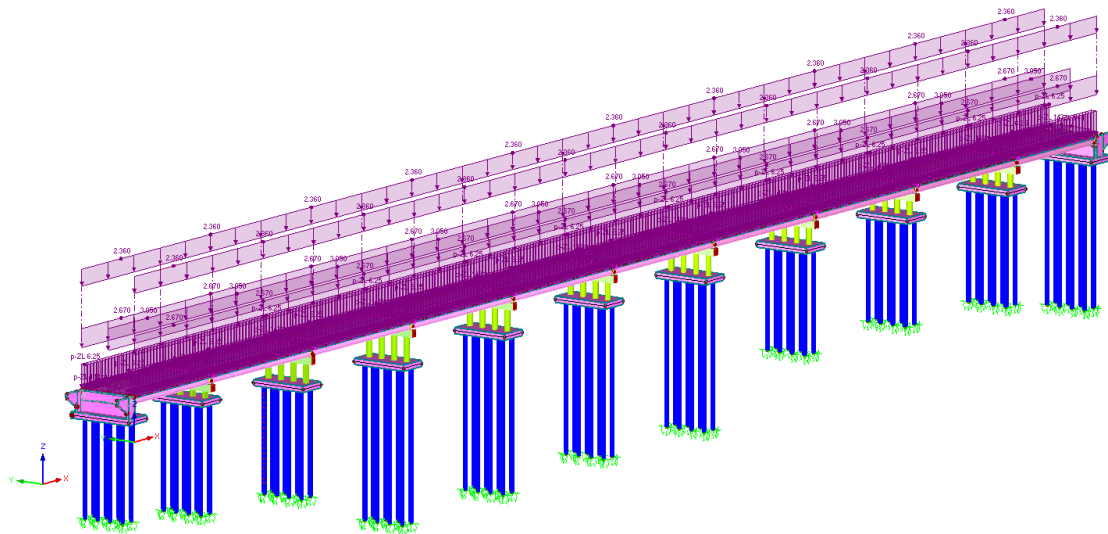


Figure 33 : Ensemble des charges permanentes sur l'ouvrage

4.1.2.3.3.2 Charges sur l'ouvrage dues au trafic

Les charges roulantes sur l'ouvrage sont modélisées à l'aide du module RF-Move Surface. RF-MOVE Surface facilite la génération de cas de charge à partir de différentes positions de charges mobiles. En fonction des positions de charge de la charge mobile, ce module génère des cas de charge distincts pour RFEM. Une combinaison de résultats enveloppant toutes les positions de charges peut éventuellement être créée. Le module comporte une bibliothèque de charges roulantes qui permet d'appliquer directement les modèles de chargement de l'Eurocode sur les voies. En tenant compte des positionnements de voie définie précédemment, on génère les charges roulantes du modèle LM1 ainsi que les différentes combinaisons de charges.

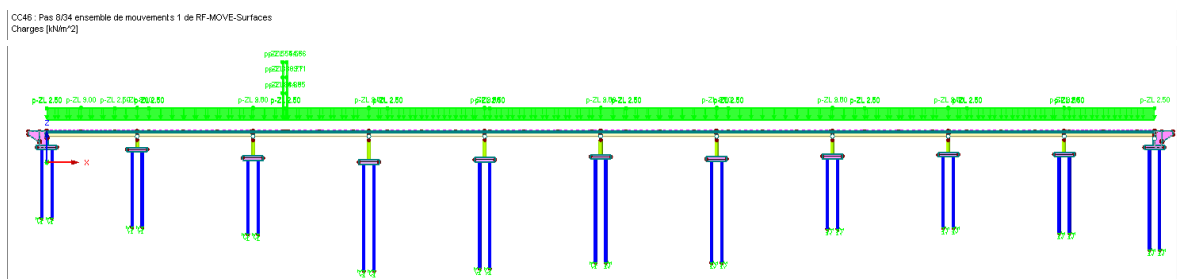


Figure 34 : Vue longitudinale - Charges roulantes LM1

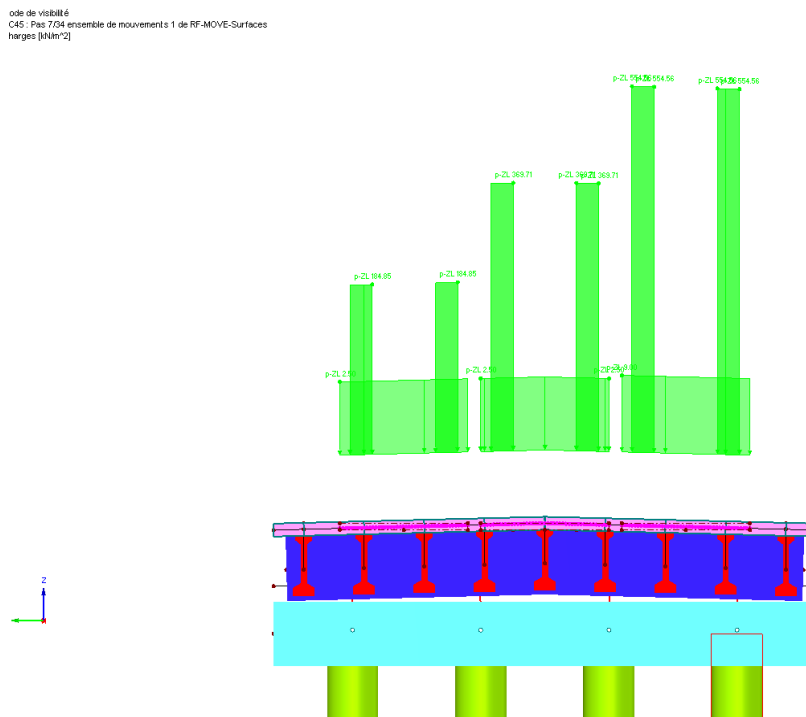


Figure 35 : Coupe transversale - Charges roulantes LM1

On trouve 1648 combinaisons de charges.

Tableau 19 : Liste des cas de charges

Cas de Charges	Désignation
CC1	Poids Propre
CC2	Charge permanente
CC37	Trottoir
CC38	Température
CC39 à CC72	Mouvement 1
CC73 à CC106	Mouvement 2
CC107 à CC140	Mouvement 3

Tableau 20 : Liste des combinaisons de charges

Combinaison	Cas de charge	Combinaison	Cas de charge
CO1	Permanent	De CO209 à CO310	Permanent
CO2	Permanent		Trottoir
	Température		Mouvement 1,2,3
CO3	Permanent	De CO311 à CO412	Permanent
	Trottoir		Mouvement 1,2,3
	De CO4 à CO105	Température	CO413
Permanent		Trottoir	
Trottoir		De CO414 à CO515	Température
Température			Permanent
Mouvement 1,2,3			Trottoir
De CO106 à CO207	Permanent	De CO516 à CO617	Température
	Température		Mouvement 1,2,3
	Mouvement 1,2,3	Permanent	Permanent
CO208	Permanent		Température
	Trottoir	Mouvement 1,2,3	

4.1.2.3.3.3 Combinaisons à retenir (combinaisons de résultats)

Les cas de charge peuvent être superposés dans une combinaison de charges (CO) et dans une combinaison de résultats (CR). En effet, dans une combinaison de charges, les cas de charges sont calculés dans « un grand cas de charges », puis les résultats sont superposés en considérant les facteurs partiels de sécurité. La combinaison de résultats est une enveloppe contenant les valeurs extrêmes positives et négatives d'un ensemble de combinaison de charges. La figure suivante indique les combinaisons de résultats créées.

Combinaisons de résultats existantes	
STR	CR1 ELU (STR/GEO) - Permanent / transitoire - Eq. 6, 10
S Ch	CR2 ELS - Caractéristique
S Fr	CR3 ELS - Fréquent
S Qp	CR4 ELS - Quasi-permanent
	CR5 Généré de RF-MOVE-Surfaces Mouvement TS 1
	CR6 Généré de RF-MOVE-Surfaces Mouvement TS 2
	CR7 Généré de RF-MOVE-Surfaces Mouvement TS 3

Figure 36 : Combinaisons de résultats générées

Le graphique ci-dessus montre le nombre de cas de charges enveloppés par chaque combinaison de résultats.

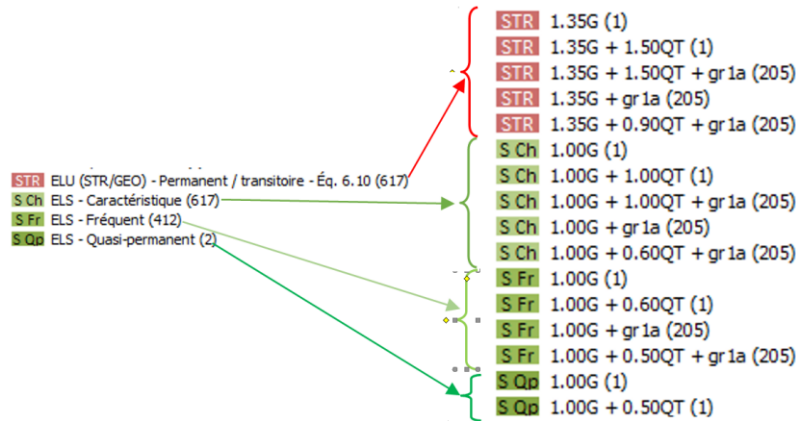


Figure 37 : Récapitulatif des combinaisons de résultats

4.1.2.3.3.4 Calcul et détermination des sollicitations

Toutes les combinaisons étant définies, nous pouvons passer au calcul des sollicitations et des résultats. Il faut définir dans RFEM les paramètres de calcul. Il faut définir à cette étape le type d'analyse, la méthode de résolution des équations, le nombre maximal des itérations, la version du solveur, etc.

La figure suivante est la fenêtre de configuration des paramètres de calcul dans RFEM

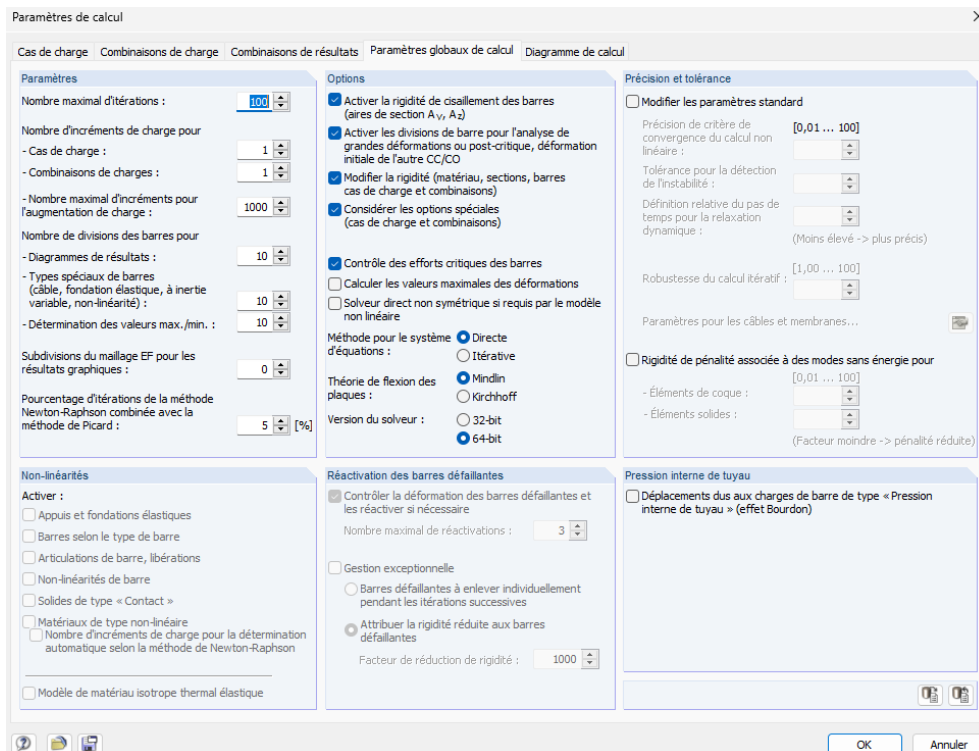


Figure 38 : Paramètres de calcul

Nous effectuerons les calculs pour les combinaisons de résultats. Ainsi on choisit les combinaisons de résultats puis on lance le calcul. La durée de cette tâche dépend énormément des performances de la machine utilisée.

Pendant l'opération du calcul, on a une visualisation du nombre d'éléments finis 1D, 2D et 3D, le nombre de nœuds, d'équations et de cas de charges ainsi qu'un graphique des itérations en cours.

On obtient l'ensemble des résultats de l'analyse effectuée tel que,

- Les déformations de la structure ;
- Les efforts internes dans les barres ;
- Les efforts internes dans les surfaces ;
- Les contraintes dans les surfaces ;
- Les réactions d'appuis ;
- Etc.

La figure suivante est la fenêtre de calcul du solveur EF.

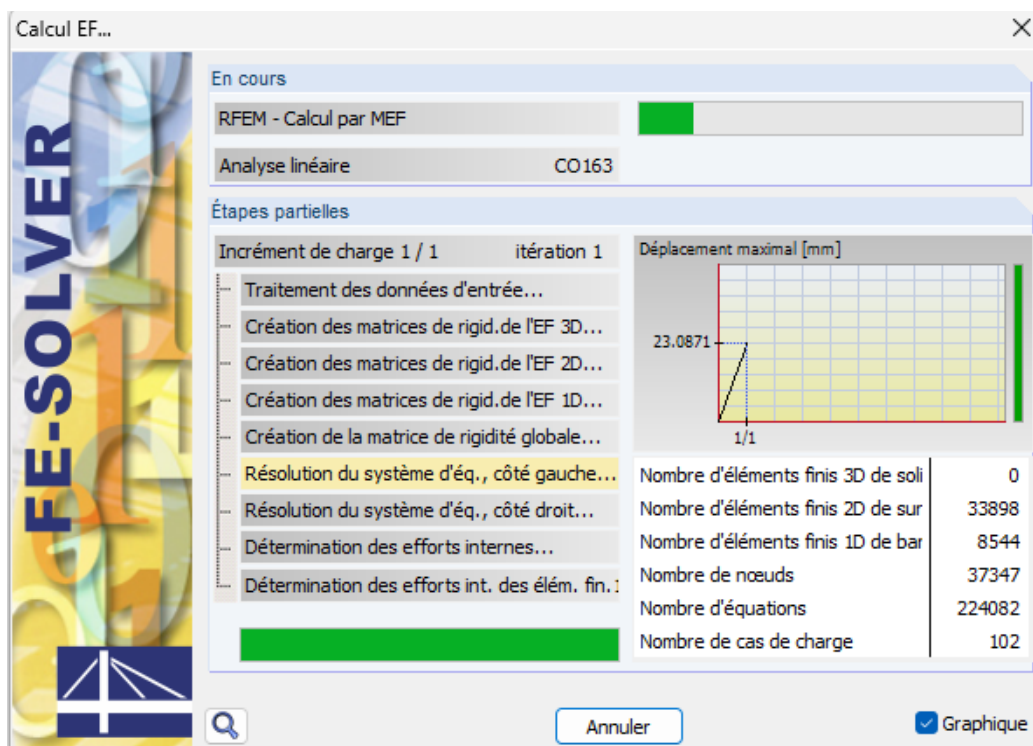


Figure 39 : Fenêtre de calcul du FE-SOLVER

4.1.3 Calcul de la superstructure

Le calcul des éléments de la superstructure consiste en un dimensionnement des éléments structuraux en béton armé. Il s'agit ici du dimensionnement du hourdis du tablier, des

poutres précontraintes, de l'entretoise d'about, du chevêtre et des colonnes de piles. Ces tâches seront effectuées dans les modules RF Concrete Members et RF Concrete Surface, qui permettent respectivement le calcul de barres en béton armé et de surface en béton armé. Pour les poutres précontraintes, nous appliquerons des charges de précontraintes dans les barres.

4.1.3.1 Calcul de la dalle du tablier

Le dimensionnement du hourdis dans RF Concrete Surface. La dalle repose sur les poutres. Dans RFEM, nous avons modélisé une surface rigide qui assure le transfert des charges vers les poutres.

4.1.3.1.1.1 Sollicitations sur la dalle

Ici nous présentons les efforts sur la dalle sous la combinaison de résultats à l'État Limite Ultime. Le tableau suivant donne le récapitulatif des efforts sous la combinaison de résultats à l'ELU.

Tableau 21 : Récapitulatif des efforts internes dans la dalle

		My	Mx	Vy	Vx
Valeurs	Max	52.79	226.33	437.70	597.34
	Min	-125.84	-215.16	-237.04	-597.48

4.1.3.1.1.2 Calcul du ferrailage de la dalle

Le module RF Concrete Surface récupère les résultats du calcul pour dimensionner les éléments finis surfaciques en béton armé. Nous choisissons les combinaisons de résultats pour le calcul. Ensuite, on définit les paramètres du calcul conformément à l'Eurocode 2. Le processus du calcul des éléments surfacique de type dalle selon l'Eurocode 2 ne sera pas présenté dans le présent mémoire. Toutefois, nous le retrouverons dans l'annexe C.

Le processus du calcul des surfaces dans le module est détaillé en annexe D.

Le tableau suivant présente les résultats des armatures supérieures requises ainsi que les choix pour le ferrailage.

Tableau 22 : Cartographie d'armatures requises

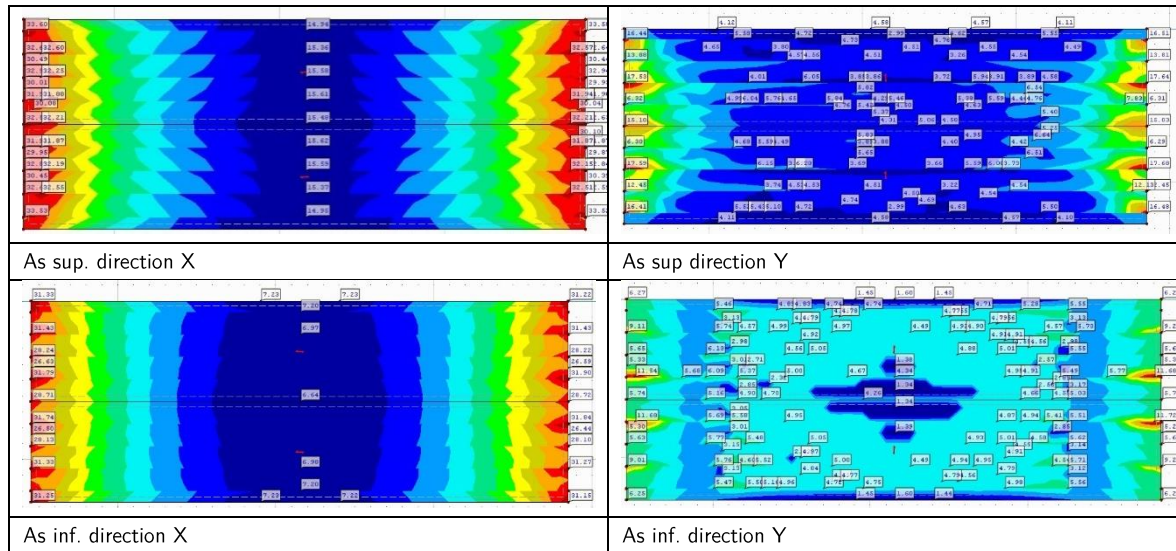


Tableau 23 : Récapitulatif des résultats armatures supérieures requises ainsi que les choix pour le ferrailage

	Section d'armature requise en travée (cm ² /m)	Section d'armature requise en appui (cm ² /m)
As sup. direction X	16,00	33,60
As sup direction Y	17,68	8,33
As inf. direction X	15,80	31,90
As inf. direction Y	6,05	11,72

4.1.3.2 Calcul de la précontrainte des poutres

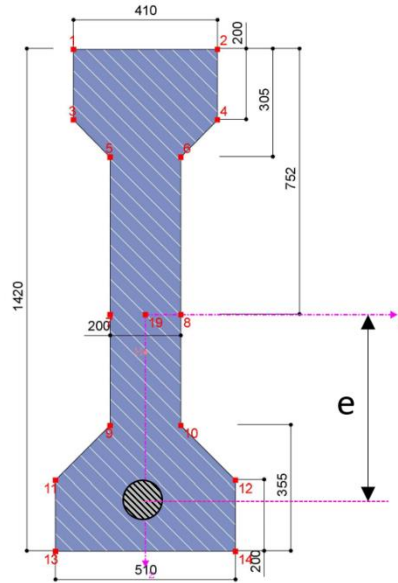
La précontrainte consiste à appliquer dans le béton un effort interne favorable par l'intermédiaire de câbles. La pré tension est une opération réalisée en usine qui consiste à mettre les câbles en tension avant coulage du béton. C'est la technique la plus utilisée dans le domaine du béton précontraint. Elle se déroule schématiquement de la manière suivante :

- Mise en tension des armatures entre des bancs de coffrage : Les câbles de précontrainte sont tendus sur un banc de préfabrication ;
- Coulage du béton : Le béton est coulé directement au contact des câbles (il n'y a pas de gaines) ;
- Relâchement des armatures après le durcissement du béton : Les câbles sont relâchés aux extrémités après le durcissement du béton. Ils sont ensuite coupés au bord des poutres.

Dans le but de calculer les poutres précontraintes, nous allons dans un premier temps déterminer l'effort de précontrainte initial. Cet effort sera ensuite ajouté comme charge de barre sur les poutres dans un nouveau cas de charges de précontrainte.

4.1.3.2.1.1 Calcul de l'excentrement de la précontrainte

L'excentrement e de l'effort de précontrainte est la distance du centre de gravité de la poutre, au centre de la section des câbles.



On a un enrobage de 50 mm pour les torons de 12.5 mm de diamètre. Alors l'excentrement est :

$$e \leq 1420 - 752 - 50 - 12,5/2 = 611.75 \text{ mm}$$

Prenons l'excentrement $e = 500 \text{ mm}$

Pour les poutres précontraintes par adhérence, le fuseau de passage est considéré droit et rectiligne. Ainsi, nous aurons cette même valeur d'excentrement sur toute la longueur de la poutre.

4.1.3.2.1.2 Détermination de l'effort de précontrainte initial

Les caractéristiques de la section sont données dans le tableau suivant :

Tableau 24 : Propriétés des sections de la poutre

Propriété de la section	Symbole	Valeur	Unité
Aire de la section	A	423050	mm ²
Distance au centre de gravité	ez	752	mm
Moment d'inertie	ly	93580000000	mm ⁴

Moment d'inertie	Iz	4832000000	mm ⁴
Inertie de torsion	It	8405000000	mm ⁴
Module de torsion de la section	Wt	21958400	mm ³
Module élastique de section	Wy,max	140200000	mm ³
Module élastique de section	Wy,min	-124000000	mm ³
Module élastique de section	Wz	18948700	mm ³
Module plastique de section	Wpl,y,max	179100000	mm ³
Module plastique de section	Wpl,z,max	36742200	mm ³

Les diagrammes de contraintes du béton dans les éléments avec excentricité constante de précontrainte admis selon l’Eurocode pour une section de béton précontraint sont :

- Au moment du transfert de précontrainte

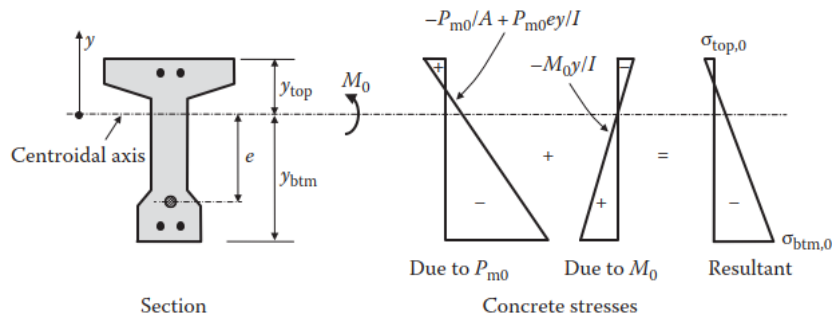


Figure 40 : Diagramme de contraintes au moment du transfert de précontrainte [19]

- Après toutes les pertes sous chargement total

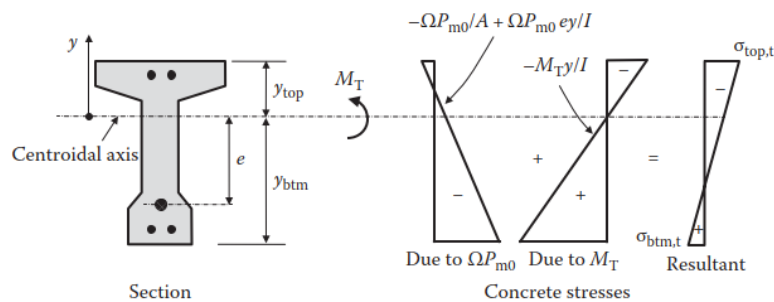
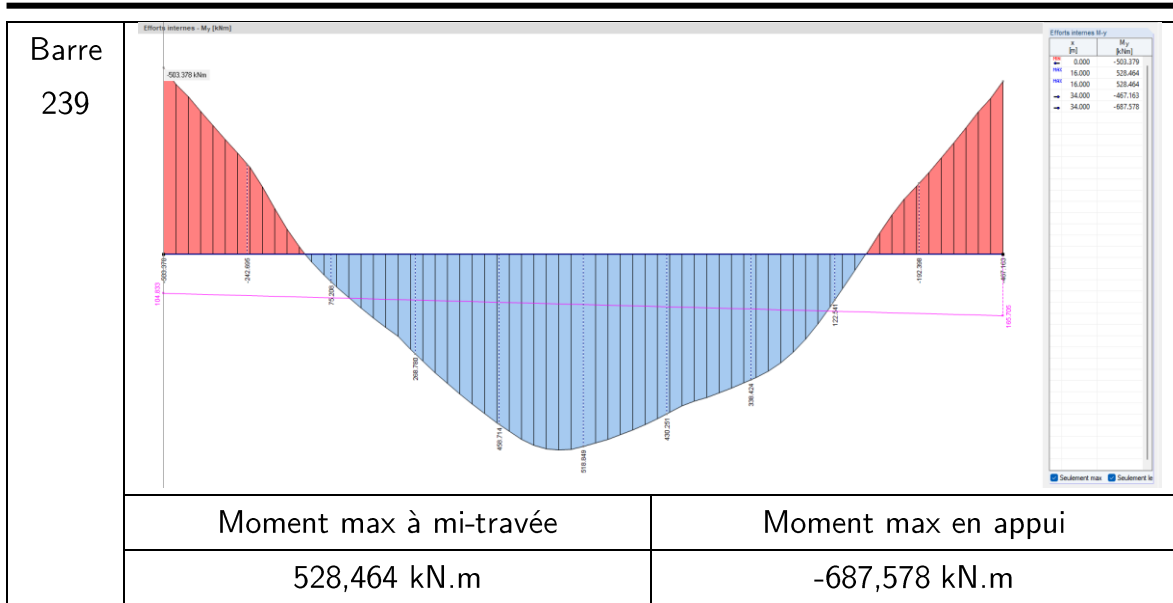


Figure 41 : Diagramme de contraintes après toutes les pertes sous chargement total [19]

L’effort de précontrainte initial sera déterminé à partir du moment en travée de la poutre la plus chargée sous l’effet de la combinaison de résultats à l’État Limite de Service Caractéristique.

Les moments maximaux se présentent comme suit :

Tableau 25 : Moment maximaux en travée et en appui



Le moment faible en travée s'explique clairement par l'hyperstaticité de la structure.

Pour le calcul de l'effort de précontrainte, nous admettons les limitations de contrainte du béton suivantes :

- Au moment du transfert :

Résistance à la traction directe : $f_{ct,0} = 0,5f_{ctm}(t_0) = 0,5 \times 3,32 = 1,66 \text{ MPa}$;

Résistance à la compression : $f_{cc,0} = -0,5f_{ck}(t_0) = -0,5 \times 36,80 = -18,40 \text{ MPa}$;

- Après toutes les pertes :

Résistance à la traction directe : $f_{ct,t} = 0,5f_{ctm} = 0,5 \times 4,2 = 2,1 \text{ MPa}$;

Résistance à la compression : $f_{cc,t} = -0,5f_{ck} = -0,5 \times 55 = -27,50 \text{ MPa}$.

D'après l'Eurocode, l'effort de précontrainte initiale doit vérifier les quatre équations suivantes :

$$P_{m0} \leq \frac{A \cdot f_{ct,0} + \alpha_{top} \cdot M_0}{\alpha_{top} e - 1} \quad (1) ;$$

$$P_{m0} \leq \frac{-A \cdot f_{cc,0} + \alpha_{btm} \cdot M_0}{\alpha_{btm} e + 1} \quad (2) ;$$

$$P_{m0} \geq \frac{-A \cdot f_{ct,t} + \alpha_{btm} \cdot M_T}{\Omega(\alpha_{btm} e + 1)} \quad (3) ;$$

$$P_{m0} \geq \frac{A \cdot f_{cc,t} + \alpha_{top} \cdot M_T}{\Omega(\alpha_{top} e - 1)} \quad (4) ;$$

$$M_0 = \frac{25,042305 \cdot 34^2}{8} = 1528,268 \text{ kN.m} ;$$

$$\alpha_{top} = A/W_{y,min} = 423050/124000000 = 0.0034 ;$$

$$\alpha_{btm} = A/W_{y,max} = 423050/140200000 = 0.0030.$$

On suppose que les pertes de précontrainte en fonction du temps sont de 20% soit $\Omega = 0.80$

De l'équation (1) :

$$P_{m0} \leq \frac{A \cdot f_{ct,0} + \alpha_{top} \cdot M_0}{\alpha_{top} e - 1} = \frac{423050 \cdot 1,66 + 0,0034 \cdot 1528,268 \cdot 10^6}{0,0034 \cdot 500 - 1}$$

$$P_{m0} \leq 8426,249 \text{ kN}$$

De l'équation (2) :

$$P_{m0} \leq \frac{-A \cdot f_{cc,0} + \alpha_{btm} \cdot M_0}{\alpha_{btm} e + 1} = \frac{-423050 \cdot (-18,4) + 0,0030 \cdot 1528,268 \cdot 10^6}{0,0030 \cdot 500 + 1}$$

$$P_{m0} \leq 4947,569 \text{ kN}$$

L'effort de précontrainte immédiatement après le transfert ne doit pas donc dépasser 4947,569 kN.

De l'équation (3) :

$$P_{m0} \geq \frac{-A \cdot f_{ct,t} + \alpha_{btm} M_T}{\Omega(\alpha_{btm} e + 1)} = \frac{-423050 \cdot 2,1 + 0,0030 \cdot 528,464 \cdot 10^6}{0,80(0,0030 \cdot 500 + 1)}$$

$$P_{m0} \geq 348,494 \text{ kN}$$

De l'équation (4) :

$$P_{m0} \geq \frac{A \cdot f_{cc,t} + \alpha_{top} \cdot M_T}{\Omega(\alpha_{top} e - 1)} = \frac{423050 \cdot (-27,2) + 0,0034 \cdot 528,464 \cdot 10^6}{0,80(0,0034 \cdot 500 - 1)}$$

$$P_{m0} \geq -17339.611 \text{ kN}$$

On a alors que $P_{m0} \leq 4947,569 \text{ kN}$

Retenons la force de précontrainte minimale $P_{m0} = 4945 \text{ kN}$, cette valeur est utilisée dans la suite des calculs.

4.1.3.2.1.3 Application de l'effort de précontrainte

Nous créons un cas de charges de précontrainte et on entre la valeur de la précontrainte initiale obtenue. Cette valeur sera prise en compte comme valeur de précontrainte dans les combinaisons de charges.

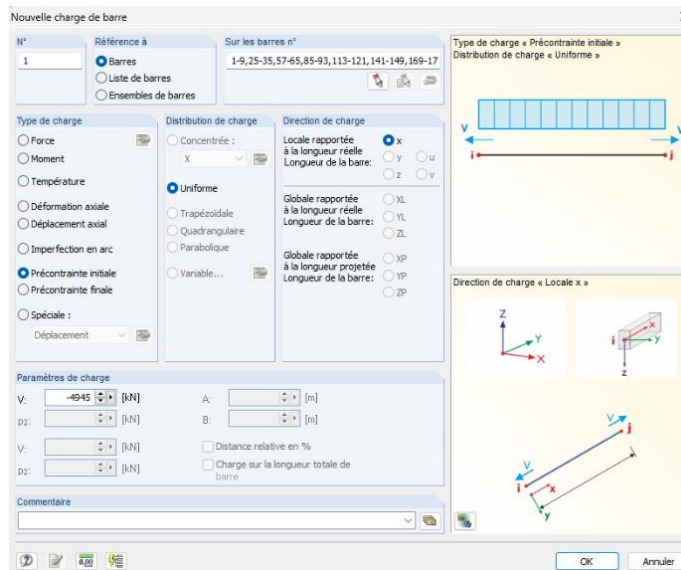


Figure 42 : Application de l'effort de précontrainte dans le modèle

Après application de l'effort de précontrainte, on obtient le diagramme suivant. On constate alors une grande diminution de la traction dans les poutres.

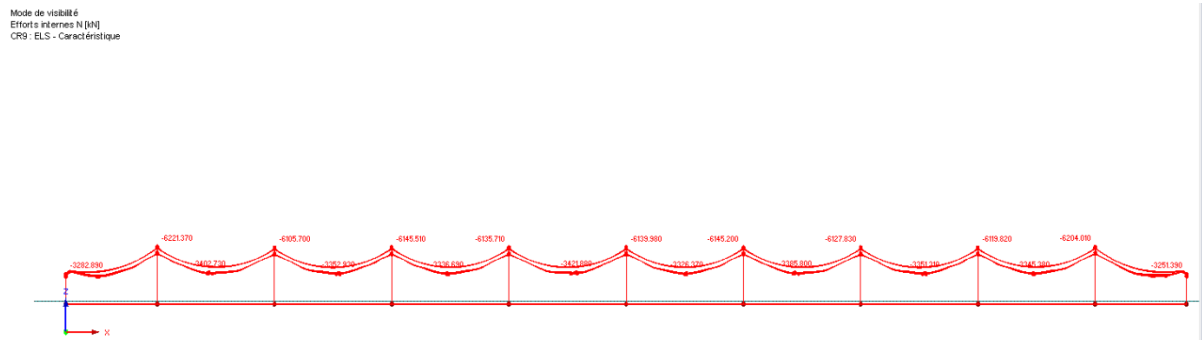


Figure 43 : Diagramme d'effort normal après précontrainte

4.1.3.2.1.4 Détermination du nombre de torons nécessaires

En supposant les pertes instantanées de précontrainte à 5 %, on obtient l'effort précontrainte :

$$P_j = P_{m0} / 0,95 = 4945 / 0,95 = 5205,263 \text{ kN}$$

Les câbles de précontrainte st1660/1860 choisis sont constitués de sept (07) fils de diamètre 12.5 mm et ayant une section de 93 mm² chacun. La contrainte maximale du toron est :

$$\sigma_{p,max} = \min(0,80f_{pk}; 0,90f_{p0,1k})$$

$$P\sigma_{p,max} = \min(0,80 \times 1860; 0,90 \times 1600)$$

$$\sigma_{p,max} = \min(1488; 1440) = 1440 \text{ MPa}$$

Les torons st1660/1860 sont composé de 7 fils.

Ainsi, l'effort de précontrainte pouvant être déployé par un toron est :

$$1440 \times 93 \times 10^{-3} = 133,92 \text{ kN}.$$

Pour l'effort de précontrainte P_j , le nombre de torons est alors :

$$n = 5205,263 / 133,92 = 38,85 \text{ soit } 39 \text{ torons de st1660/1860}$$

4.1.3.2.1.5 Calcul des pertes de précontrainte

4.1.3.2.1.5.1 Pertes instantanées

Pour ces poutres précontraintes, la perte de précontrainte instantanée est due au raccourcissement élastique. La contrainte du béton dans l'acier à mi-portée immédiatement après le transfert de précontrainte est :

$$\sigma_{cp,0} = \frac{P_{m0}}{A} - \frac{P_{m0} \cdot e^2}{I_y} + \frac{M_0 \cdot e}{I_y}$$

$$\sigma_{cp,0} = -\frac{4945 \cdot 10^3}{423050} - \frac{4945 \cdot 10^3 \cdot 500^2}{93,58 \cdot 10^9} + \frac{1528,268 \cdot 10^6 \cdot 500}{93,58 \cdot 10^9}$$

$$\sigma_{cp,0} = -16,734 \text{ MPa}$$

La perte de précontrainte à mi-portée dû au raccourcissement élastique est :

$$\Delta P_{el} = \frac{E_p}{E_{cm,0}} \cdot \sigma_{cp,0} \cdot A_p$$

$$\Delta P_{el} = \frac{195000}{34492} \cdot (-16,734) \cdot 39 \cdot 93 \cdot 10^{-3} = -52,790 \text{ kN}$$

La précontrainte minimale requise à mi-portée immédiatement après le transfert est donc :

$$P_j = 4945 + 52,79 = 4997,79 \text{ kN soit } 118,995 \text{ kN/fils}$$

La contrainte dans les torons est dès lors de :

$$\sigma_j = \frac{4997,79 \cdot 10^3}{39 \cdot 93} = 1279,516 \text{ MPa}$$

Cette valeur est inférieure à $0,90 f_{p0,1k} = 1440 \text{ MPa}$, ce qui est donc acceptable.

4.1.3.2.1.5.2 Pertes différées (en fonction du temps)

Le calcul des pertes différées sera effectué en suivant l'approche simplifiée selon EN 1992-1-1 :2004.

Les pertes dépendantes du temps dues au fluage, au retrait et à la relaxation ΔP_{c+s+r} à la position x sous des charges permanentes sont données par :

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{p,r} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$$

ΔP_{c+s+r} : est la valeur absolue de la variation de contrainte dans le tendon dû au fluage, au retrait et à la relaxation à l'emplacement x au temps t ;

ε_{cs} : est la valeur absolue de la déformation de retrait estimée au moment considéré

$\Delta \sigma_{p,r}$: est la valeur absolue de la variation de la contrainte dans les câbles pendant le temps t dû à la relaxation des câbles ;

$\varphi(t, t_0)$: est le coefficient de fluage au temps t pour les charges appliquées à t_0 ;

$\sigma_{c,QP}$: est la contrainte dans le béton adjacent aux câbles due au poids propre, à la précontrainte initiale et à d'autres actions quasi permanentes ;

A_p : est la surface totale de tous les tendons à l'emplacement x ;

A_c : est la zone de la section transversale du béton ;

I_c : est le deuxième moment de la section transversale du béton autour de son centre de gravité ;

z_{cp} : est la distance entre le centre de gravité de la section de béton et celui des câbles

Tout d'abord, nous devons déterminer les caractéristiques de fluage et de retrait du béton.

La hauteur $h_0 = 2A_c/u = 2.423050/3622,8 = 233.55$ mm.

En supposant la classe de ciment N, la classe de résistance C55/67, les conditions intérieures (HR = 50%) et que l'âge au premier chargement (transfert) est $t_0 = 4$ jours,

On obtient le coefficient de fluage final $\varphi(\infty, t_0) = 1,8$.

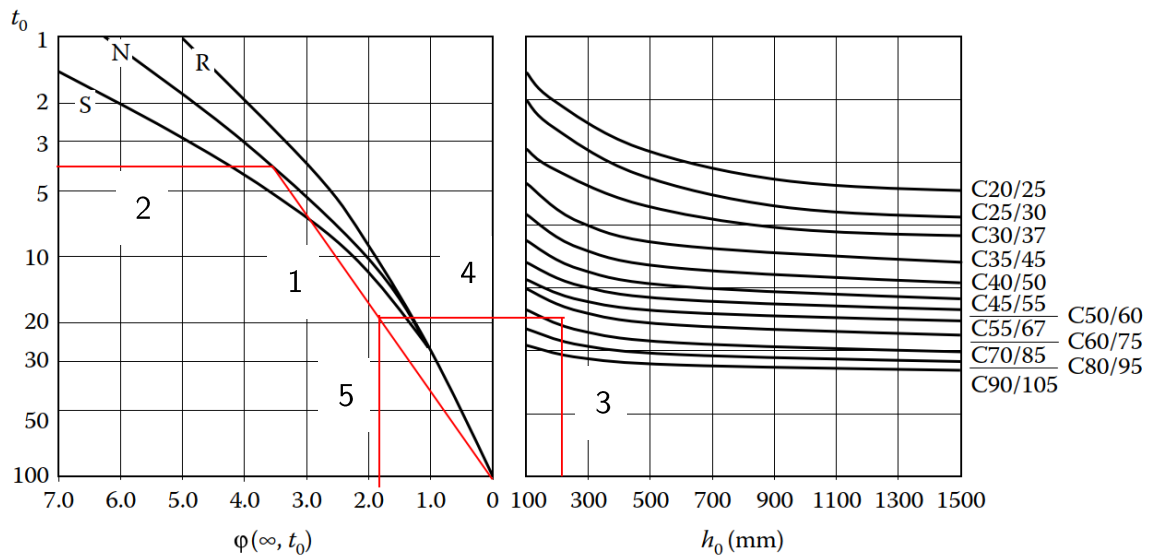


Figure 44 : Détermination du coefficient de fluage

La déformation de retrait finale $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd}$

$$\varepsilon_{ca} = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5(55 - 10) \cdot 10^{-6} = 112,5 \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{cs} = 0,00025$$

La contrainte dans les câbles lors de la mise en tension est :

$$\sigma_{pi} = \frac{P_j}{A_p} = \frac{5205,263 \cdot 10^3}{39,93} = 1435,143 \text{ Mpa.}$$

Pour le câble à faible relaxation (classe 2), $\mu = \sigma_{pi}/f_{pk} = 1435,143/1860 = 0,772$

$\rho_{1000} = 0,025$ après 30 ans :

La perte de précontrainte due à la relaxation des câbles $\Delta\sigma_{p,r}$ est :

$$\Delta\sigma_{p,r} = \left[-0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \right] \cdot \sigma_{pi}$$

$$\Delta\sigma_{p,r} = \left[-0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot 0,772} \left(\frac{268000}{1000} \right)^{0,75(1-0,772)} \cdot 10^{-5} \right] \cdot 1435,143$$

$$\Delta\sigma_{p,r} = -69,274$$

La contrainte du béton dans l'acier de précontrainte à mi-portée (à $e = 500$ mm) immédiatement après l'application de la charge totale est :

$$\sigma_{c,QP} = \frac{P_{m0}}{A} - \frac{P_{m0} \cdot e^2}{I_y} + \frac{M_{sus} \cdot e}{I_y}$$

Le moment M_{sus} à l'ELS quasi permanent est $M_{sus} = 413,25 \text{ kN.m}$

$$\sigma_{c,QP} = -\frac{4945 \cdot 10^3}{423050} - \frac{4945 \cdot 10^3 \cdot 500^2}{93,58 \cdot 10^9} + \frac{413,25 \cdot 10^6 \cdot 500}{93,58 \cdot 10^9}$$

$$\sigma_{c,QP} = -22,70 \text{ MPa}$$

La perte totale de précontrainte en fonction du temps à mi-portée est :

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{p,r} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{-0,00025 \cdot 195000 + 0,8 \cdot -69,274 + \frac{195000}{38000} \cdot 1,8 \cdot -22,70}{1 + \frac{195000 \cdot 93,39}{38000 \cdot 423050} \left(1 + \frac{423050}{93,58 \cdot 10^9} 500^2\right) [1 + 0,8 \cdot 1,8]}$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = -255,435 \text{ Mpa}$$

Cette valeur représente 15% de la précontrainte immédiatement après le transfert. Ceci est inférieur aux pertes dépendantes du temps de 25% supposées précédemment et est donc acceptable.

La force de précontrainte après toutes les pertes $P_{m,t}$ à mi-portée est :

$$P_{m,t} = P_{m0} + A_p \Delta\sigma_{p,c+s+r} = 4945 - 93,39 \cdot 255,435 \cdot 10^{-3} = 4018,537 \text{ kN}$$

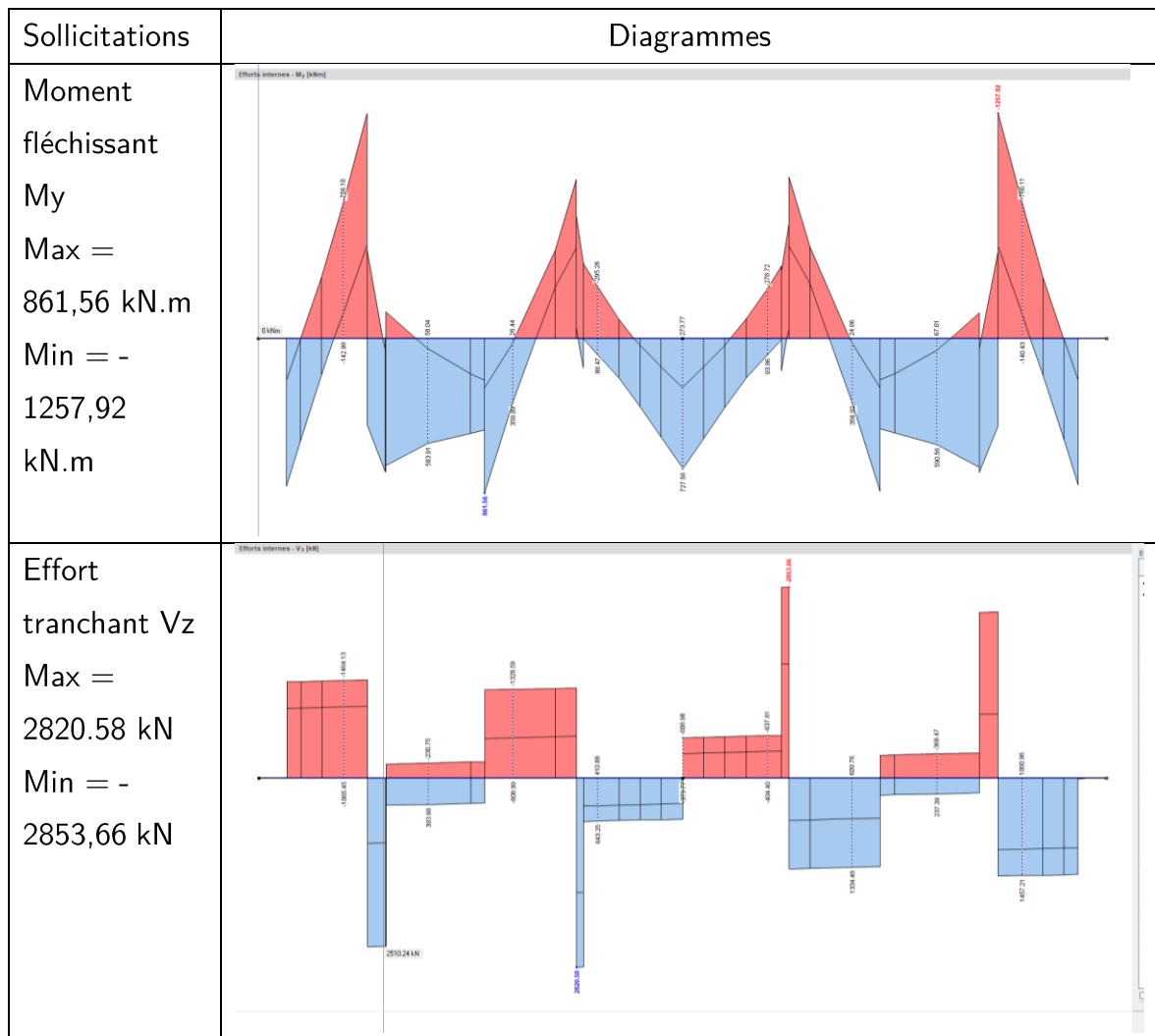
Les autres vérifications de la précontrainte sont effectuées à partir du logiciel Autodesk Structural Bridge Design (ASBD). Les notes de calculs sont présentées en annexe E.

4.1.3.3 Dimensionnement de l'entretoise d'about

L'entretoise d'about est un élément barre de type poutre. Il est soumis à une flexion et une torsion créée par les poutres. Son dimensionnement sera effectué par le module RF concrete members.

Le diagramme des sollicitations de l'entretoise le plus chargé sous la combinaison de résultat à l'ELU se présente comme suit.

Tableau 26 : Diagramme des sollicitations de l'entretoise



Le dimensionnement effectué dans le module donne les résultats ci-après :

On obtient en partie inférieure et supérieure une section d'armature requise de 13.09 cm² soit 8HA16 totalisant 20,80 cm²

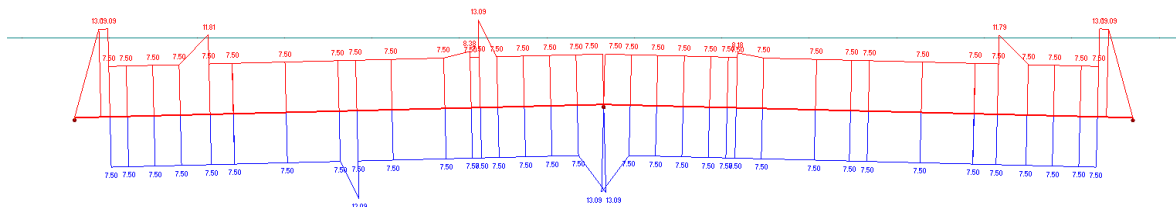


Figure 45 : Résultat du ferraillage de l'entretoise

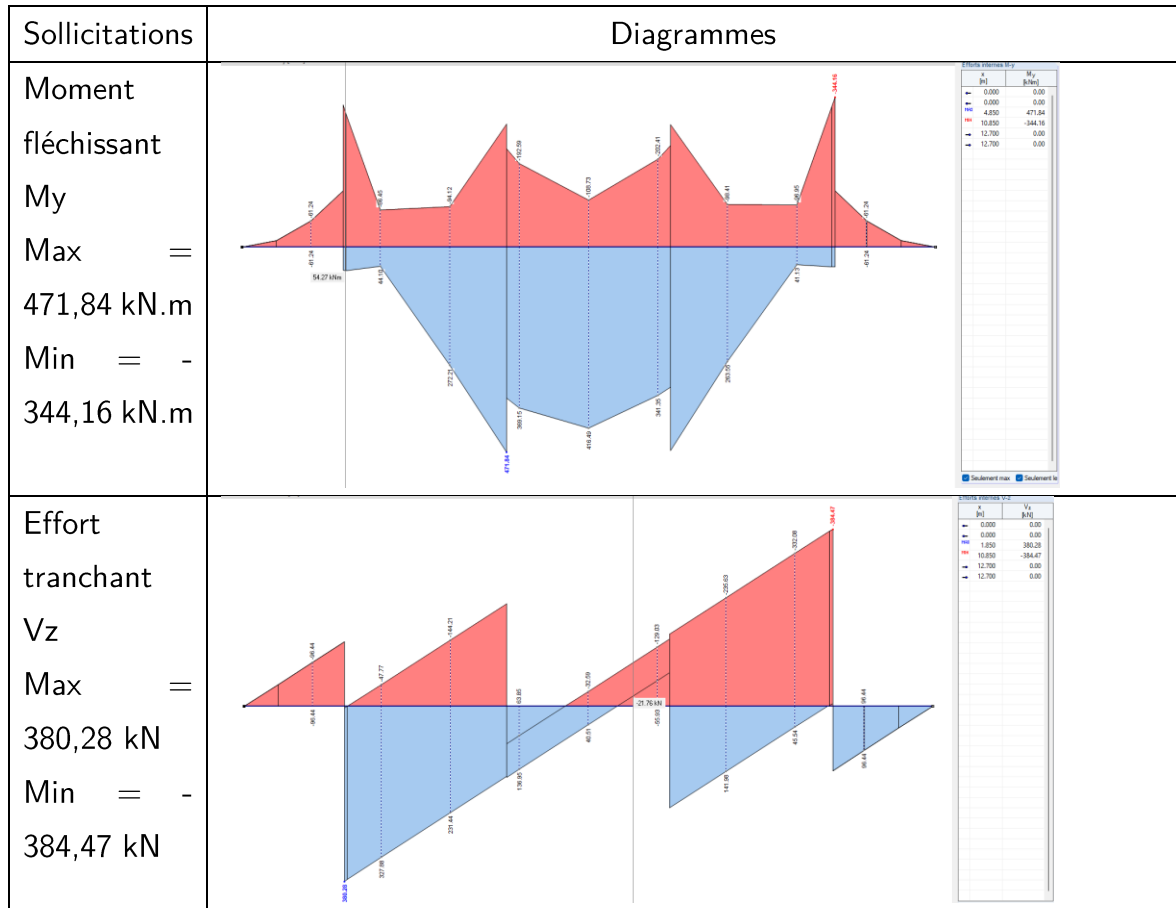
4.1.3.4 Dimensionnement du chevêtre

Le dimensionnement du chevêtre est effectué en suivant le même principe que celui des entretoises. Ici, le chevêtre ne reçoit que son propre poids. En effet, les appareils d'appuis

étant posés aux droites des piles, les efforts normaux sont directement transmis sur celles-ci. Seuls subsisteront les efforts parasites dus au freinage et à l'accélération. Ces dernières seront considérées comme négligeables vis-à-vis du poids propre du chevêtre.

Le tableau ci-dessous montre les résultats des sollicitations pondérées à l'ELU du chevêtre.

Tableau 27 : Diagramme des sollicitations dans le chevêtre



Le dimensionnement effectué dans le module donne les résultats ci-après :

On obtient en partie inférieure une section d'armature requise de 22,50 cm² soit 16HA14 totalisant 27,77 cm² et en partie supérieure une section d'armature requise de 22,50 cm² en travée et 32,41 cm² sur les parties en console soit 16HA16 totalisant 37,76 cm².

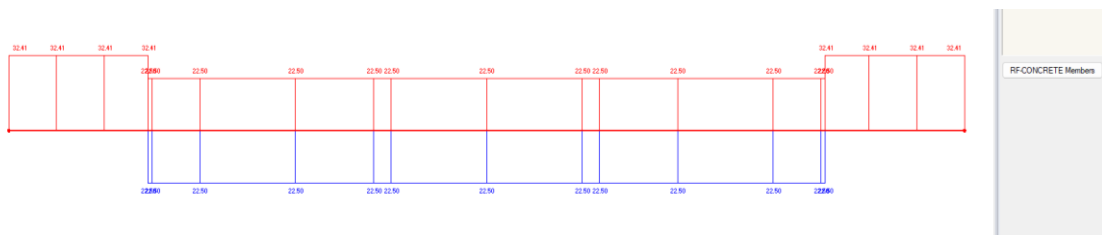


Figure 46 : Résultat du ferraillage du chevêtre

4.1.3.5 Dimensionnement des colonnes de piles

Les colonnes de piles sont dimensionnées à l'aide du module RF Concrete Column. Ce module assure le calcul de poteaux en béton armé de section carré, rectangulaire ou circulaire. Il permet de faire des analyses du second ordre en présence d'un effort normal en utilisant la méthode simplifiée basé sur la courbure nominale. Les colonnes seront dimensionnées sous la combinaison de résultats à l'ELU.

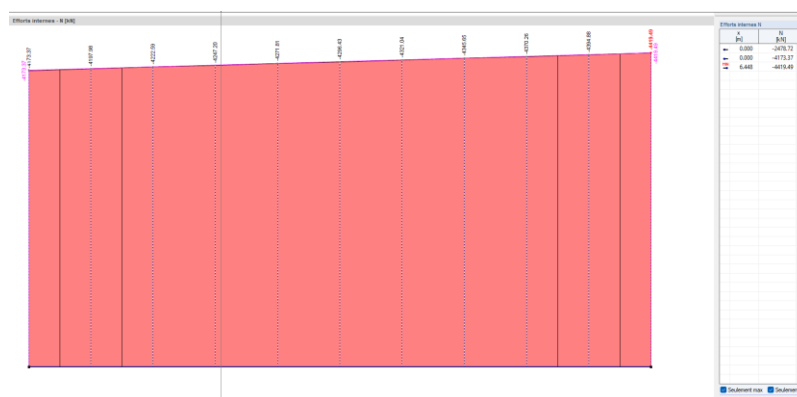


Figure 47 : Diagramme d'effort normal dans la pile

La section d'armature, requise obtenue est 22,62 cm² on choisit 12HA16 totalisant 24,13 cm².

4.1.4 Calcul des fondations

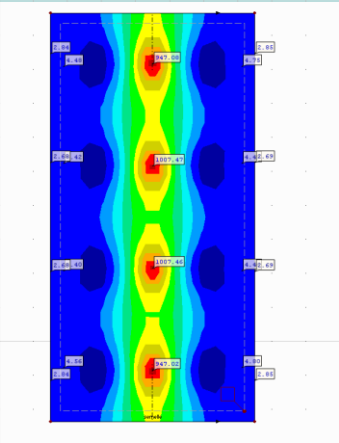
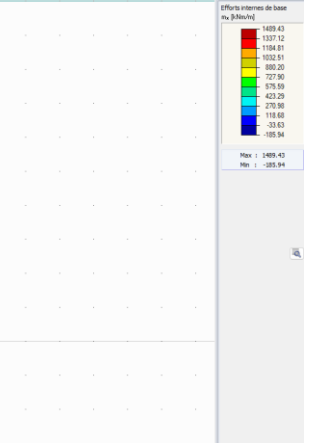
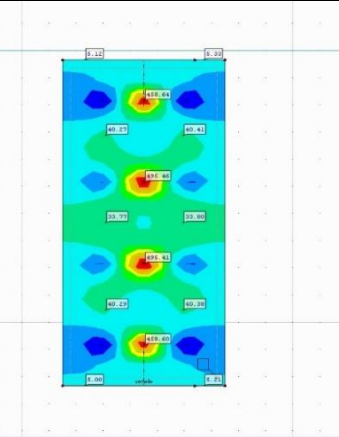
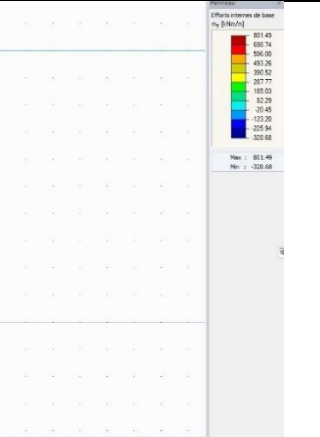
Les fondations sont de type pieu foré en béton armé. Dans cette section, on effectuera l'étude de la semelle au-dessus des pieux et le calcul des pieux en béton armé.

4.1.4.1 Calcul de la semelle (chapeau de pieux)

Dans le modèle élément finis, la semelle a été modélisée suivant les résultats de prédimensionnement comme une surface, reposant sur huit poteaux (pieux). La semelle sera calculée dans Rf Concrete Surface.

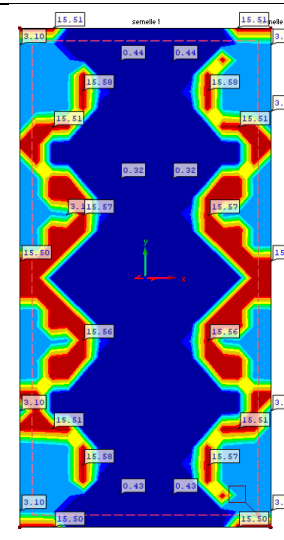
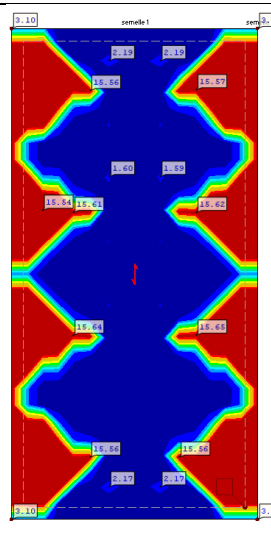
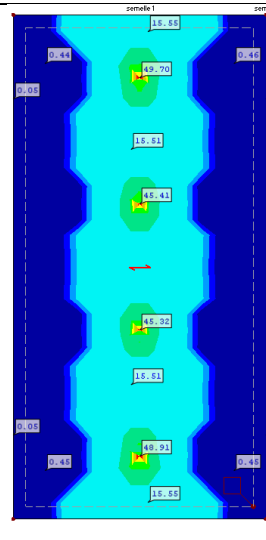
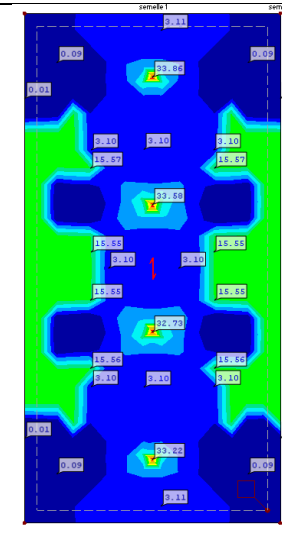
Les efforts internes dans la semelle la plus chargée sous Combinaison de résultats ELU se présentent comme suit :

Tableau 28 : Sollicitation dans la semelle

Sollicitations	Cartographie des sollicitations	
<p>Effort interne Mx</p> <p>Max = 1489,43 kN.m</p> <p>Min = -185,94 kN.m</p>	<p>Modèle de sollicitation Efforts internes de base Mx (kN.m) Charges CNS : ELU (STRAGEO) - Permanent (transitoire) - Eq. 6.10</p>  <p>Max m.c. : 1489.43, Min m.c. : -185.94 kN.m</p>	 <p>Efforts internes de base Mx (kN.m)</p> <p>Max : 1489.43 Min : -185.94</p>
<p>Effort interne My</p> <p>Max = 801,49 kN.m</p> <p>Min = -326,66 kN.m</p>	<p>Modèle de sollicitation Efforts internes de base My (kN.m) Charges CNS : ELU (STRAGEO) - Permanent (transitoire) - Eq. 6.10</p>  <p>Max m.c. : 801.49, Min m.c. : -326.66 kN.m</p>	 <p>Efforts internes de base My (kN.m)</p> <p>Max : 801.49 Min : -326.66</p>

Les résultats d'armatures requis de RF Concrete Surface sont

Tableau 29 : Résultats du ferrillage de la semelle

			
<p>Armature sup. requisé suivant XX</p>	<p>Armature sup. requisé suivant YY</p>	<p>Armature inf. requisé suivant XX</p>	<p>Armature inf. requisé suivant YY</p>

4.1.4.2 Calcul des pieux

Les pieux sont modélisés comme des éléments-barre de type poutre comportant une fondation élastique de barre afin de tenir compte des forces de frottements. Les fondations élastiques de barres représentent un appui élastique de la barre le long de sa longueur. Ce type de fondation est définie à partir du module d'élasticité des sols fournis par les études géotechniques. Les ressorts de cisaillement pour chaque couche traversée sont définis dans le rapport d'études géotechniques. Les caractéristiques de ressort de l'appui à la base des pieux ont également été définies à partir des résultats d'étude de sol. En effet, ces caractéristiques élastiques du sol ont été déterminées par le bureau d'études géotechnique à partir des paramètres pressiométriques à l'aide du logiciel GEOS. Ils seront présentés en annexe.

Les pieux seront dimensionnés avec le module RF Concrete Column. Les mêmes dispositions ont été prises que pour le calcul des piles.

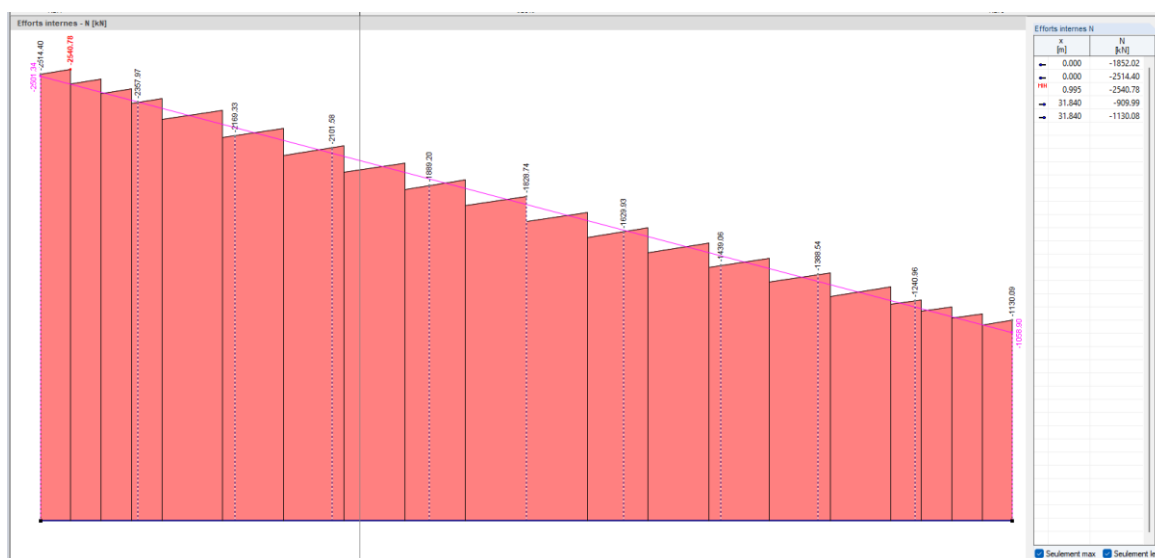


Figure 48 : Effort normal dans le pieu

Les résultats du calcul donnent une section d'armature requise de $15,71 \text{ cm}^2$. On retient 9HA16 totalisant $18,10 \text{ cm}^2$.

4.1.5 Création de la maquette numérique du pont

La maquette numérique est une représentation en trois dimensions du projet à l'aide d'objets intelligents et paramétriques virtuels enrichis de métadonnées. Elle permet d'une part de modifier les objets du modèle de manière indépendante de la vue sur laquelle on travaille (plan, façade ou 3D), en économisant du temps par rapport à l'édition individuelle des documents dans les logiciels 2D. D'autre part, les métadonnées contenues

dans les objets permettent aux membres de l'équipe de multiples analyses et extractions qui favorisent la bonne réalisation des études.[24]

La maquette numérique sera réalisée sous le logiciel Autodesk Revit à l'aide de l'extension Sofistik bridge. La création de la maquette se basera sur l'exportation effectuée à partir de Infracore vers Revit et des résultats du dimensionnement. On remplacera les formes directes générées du modèle Infracore par les familles nettement plus élaborées de Sofistik Bridge.

La maquette numérique a servi à la création de la documentation détaillée du projet à partir de Revit. La documentation comprend essentiellement :

- La vue en plan de l'ouvrage;
- La coupe longitudinale détaillée suivant l'axe du projet;
- Les coupes au droit des appuis;
- Les vues de détails des culées et des piles;
- Les vues détaillées en 3D permettant une meilleure compréhension de l'ouvrage
- Les nomenclatures de quantités de tous les éléments du modèle;
- Les dessins de coffrages et de ferraillements des piles, culées, poutres, dalle, etc.

L'ensemble des dessins comportent les détails tels que les coordonnées des points d'implantation, les tabulations de l'axe du projet, les cotations, les axes, etc. La documentation détaillée à partir de la maquette numérique assure une facilité de gestion des dessins du projet. De plus, les erreurs dans les livrables sont nettement réduites, car les dessins se mettent à jour automatiquement en cas de modification du modèle.

Quelques documents du projet sont présentés en annexe G.

La maquette numérique servira de base à la création de la planification (BIM 4D) et l'estimation du coût (BIM 5D) du projet.

4.1.6 Résumé du flux de travail BIM

Le Building Information Management a pour but l'élaboration d'un processus efficace de travail collaboratif autour d'un projet. L'intérêt principal étant de déployer beaucoup d'effort pendant la phase de conception afin d'optimiser la construction en minimisant les coûts et les délais d'exécution même en cas de modifications. Il exige ainsi l'intervention de tous les acteurs du projet dès les premières phases du projet. Nous présentons dans cette section le workflow utilisé dans le cadre de ce projet. Dans un premier temps, on définit le contexte du projet, puis la modélisation préliminaire de

l'ouvrage sous Infracworks et Autocad Civil 3D. À cette étape, Autodesk Inventor intervient pour la personnalisation de certains objets paramétriques utilisés pour la modélisation. Ensuite, les données sont récupérées dans Revit pour la création de la documentation sommaire et une estimation du coût du projet. Puis on passe à l'analyse et au dimensionnement des éléments structuraux de l'ouvrage avec RFEM dans le cas présent. Notons que d'autres solutions sont également disponibles pour cette étape, notamment Autodesk Structural Bridge Design. Enfin, on crée la maquette numérique dans Revit afin de compléter la documentation pour l'exécution et les autres phases du projet.

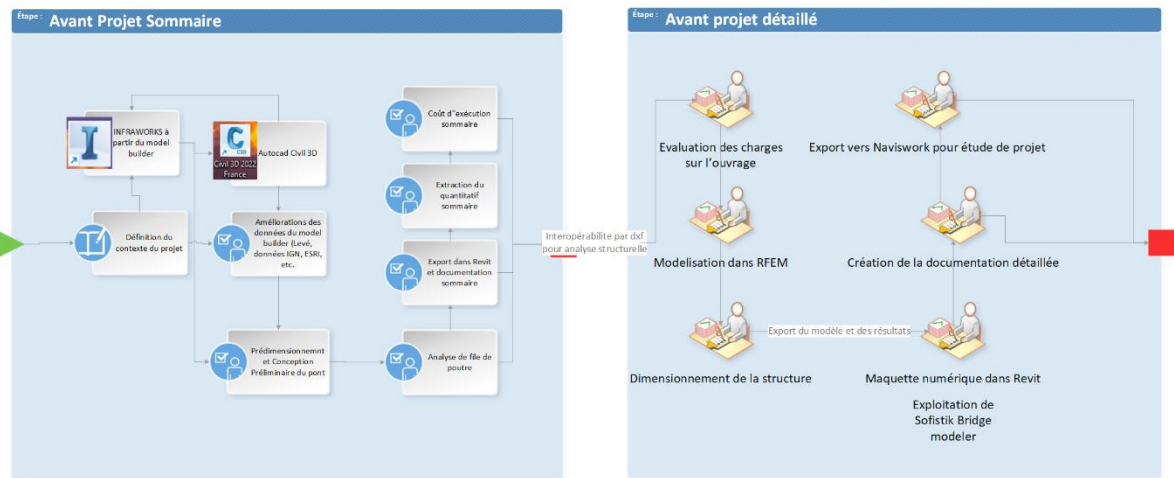


Figure 49 : Workflow mis en œuvre pour la conception du projet

4.2 Planification du projet (BIM 4D)

La maquette numérique créée précédemment est un modèle avec les trois dimensions x, y et z de l'espace. En y ajoutant le temps (3D + Temps), on obtient le modèle 4D du projet. Il permet de lier les éléments géométriques avec un délai décrit dans un échancier de construction, ce qui va permettre aux différents acteurs du projet de visualiser dans le temps la durée d'un événement ou la progression d'une phase de construction.

Le BIM 4D est donc une simulation de l'évolution des composants d'une construction à travers le temps se traduisant par une vidéo qui permet de visionner la construction du projet en 3D selon les délais prévus dans le planning projet.

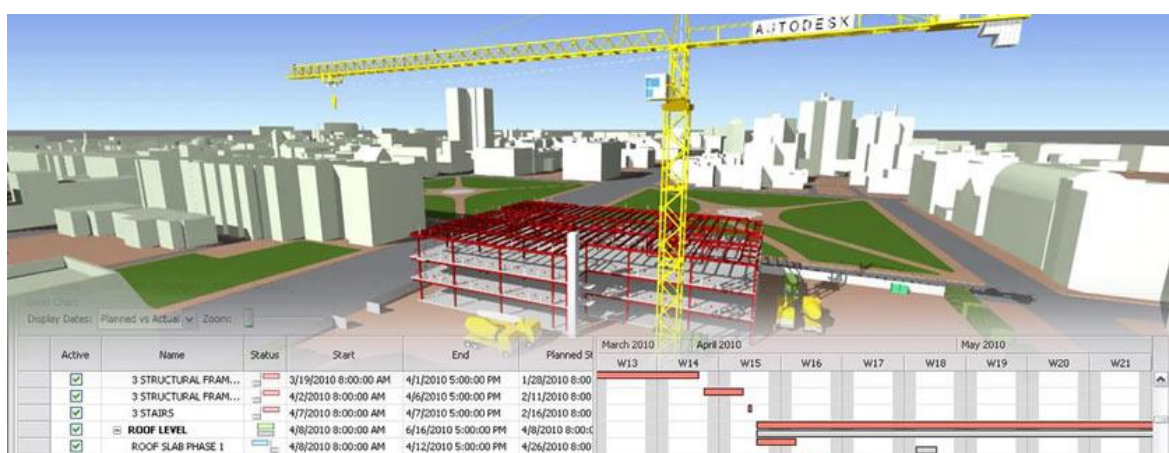


Figure 50 : Planification 4D d'un projet

Les avantages de la planification 4D vont au-delà d'un planning traditionnel. Ce processus permet de :

- Vérifier les encombrements ;
- Le phasage correct de construction des éléments ou encore le risque d'interfaces entre les corps de métiers exécutants ;
- Faciliter la coordination séquentielle des équipes intervenant dans des espaces exigus ;
- Identifier et ordonner des travaux qui se font en même temps en respectant les règles de sécurité sur chantier ;
- Vérifier en amont, quelles activités seront impliquées dans une phase de projet et le temps de chacune d'elles et d'élaborer des scénarios d'analyse pour des activités spécifiques.

Plusieurs outils disponibles sur le marché permettent de faire un modèle 4D d'un projet. On distingue parmi les plus utilisés, Autodesk Navisworks, Bexel manager et Synchro. Nous utiliserons le logiciel Autodesk Navisworks pour le cas de notre projet.

C'est l'un des logiciels les plus utilisés pour la coordination, la détection de conflits (interférence entre les éléments) et la simulation 4D. À partir d'un fichier au format CSV créé dans Microsoft Excel ou d'un fichier Microsoft Project ou Primavera et d'une maquette numérique, on peut simuler la construction d'un ouvrage selon un planning. La logique du logiciel se résume dans ce que l'on appelle «des jeux de recherche». Il s'agit de créer des groupes d'objets et de sauvegarder des recherches d'objets. Chaque groupe sera lié par la suite à une tâche du planning.

Il est nécessaire de créer le planning en amont, cependant on peut quand même ajouter des tâches si besoin, mais l'interface est plus limitée que sur un logiciel de planification.

Ainsi dans un premier nous avons créé le planning d'exécution du projet sous le logiciel Microsoft Project. Puis avec la maquette numérique, nous avons réalisé la simulation de la construction du projet.

Le processus de planification du projet nécessite une programmation adéquate des travaux et la détermination de la durée des activités du projet. Tout d'abord, le projet a été décomposé de manière hiérarchique en créant une structure de répartition du travail (SRT ou Work Breakdown Structure WBS) qui est illustrée dans la figure ci-dessous.

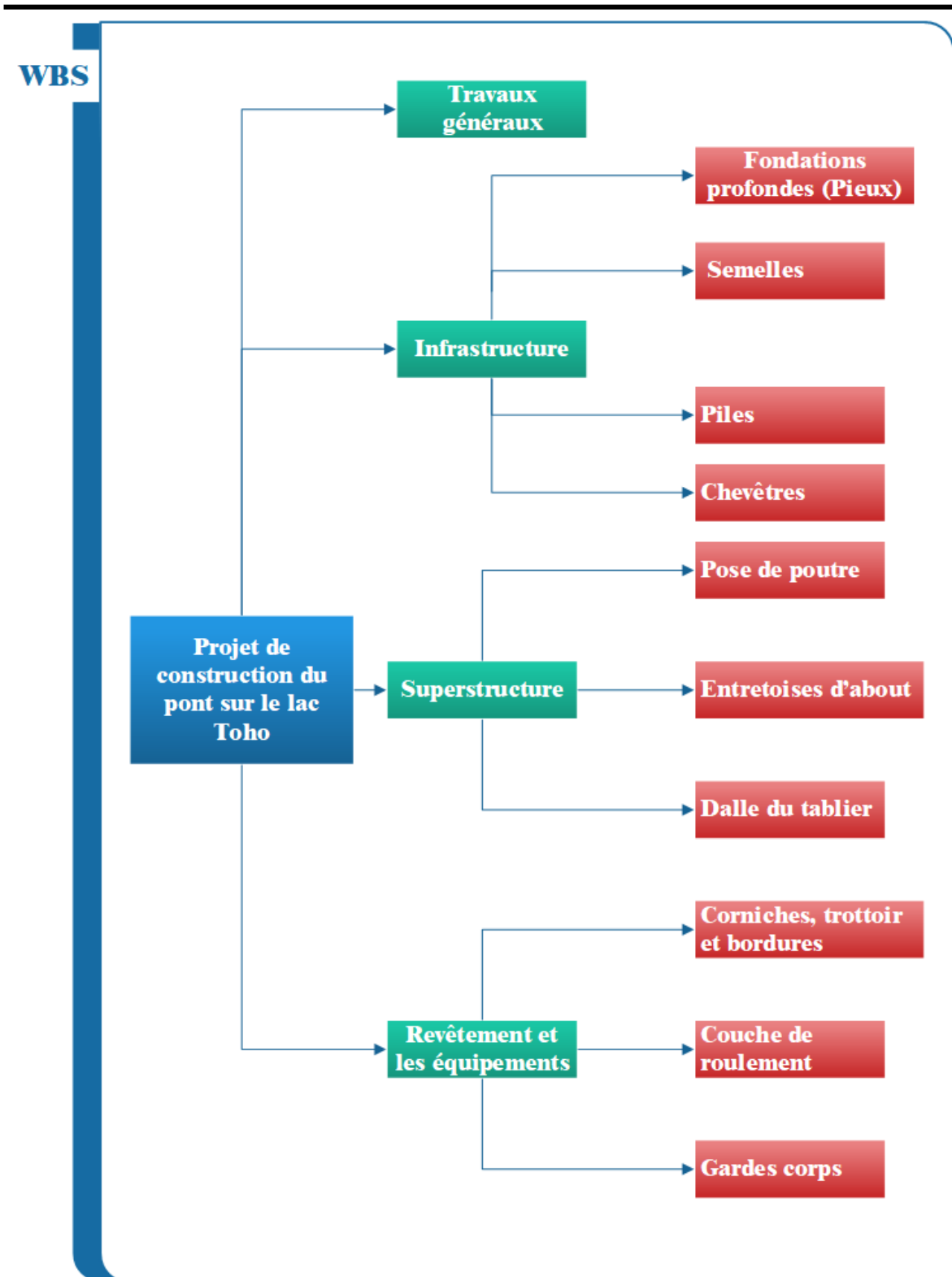


Figure 51 : Structure de répartition du travail

Notre planning a été fait sur la base du planning du projet établi par l'entreprise. On trouve en annexe H le planning établi sur MS Project.

4.3 Estimation du cout du projet (BIM 5D)

En utilisant les outils BIM, nous avons fait une estimation du coût du projet. Ceci se fait à partir de la maquette numérique. Le BIM 5D est un processus qui peut être utilisé pour produire des devis quantitatifs et estimatifs corrects capables de se mettre à jour automatiquement en cas de modifications. L'estimation du coût se fait en extrayant les informations et les quantités des éléments de la maquette numérique, pour calculer les coûts de construction en multipliant les prix unitaires par les quantités. Autrement dit, la détermination du prix des activités du projet comprend trois processus :

- L'affectation des ressources de l'activité ;
- L'estimation de la durée pendant laquelle les ressources seront utilisées ;
- La fixation du prix des ressources.

Les informations sur le prix des ressources ont été obtenues à partir du devis quantitatif du projet et des sous-détails de prix élaborés par le service suivi-évaluation de l'entreprise.

Les outils cités précédemment pour la simulation de la construction permettent également de faire le BIM 5D. Pour notre projet, on a utilisé le logiciel Navisworks.

4.3.1 Procédure dans Navisworks

4.3.1.1 Importation de la maquette numérique 3D dans Navisworks Manage

La maquette numérique préparée dans Revit peut être exportée dans Navisworks Manage de plusieurs manières. La méthode que nous utilisons consiste à utiliser un plug-in Revit qui exporte le fichier Revit (.rvt) au format de fichier Navisworks Cache (.nwc). En plus d'être plus rapides, les modèles importés apparaissent également avec les couleurs des matériaux qui ont été modélisés dans Revit. Ci-dessous le modèle importé dans Navisworks (figure 45)

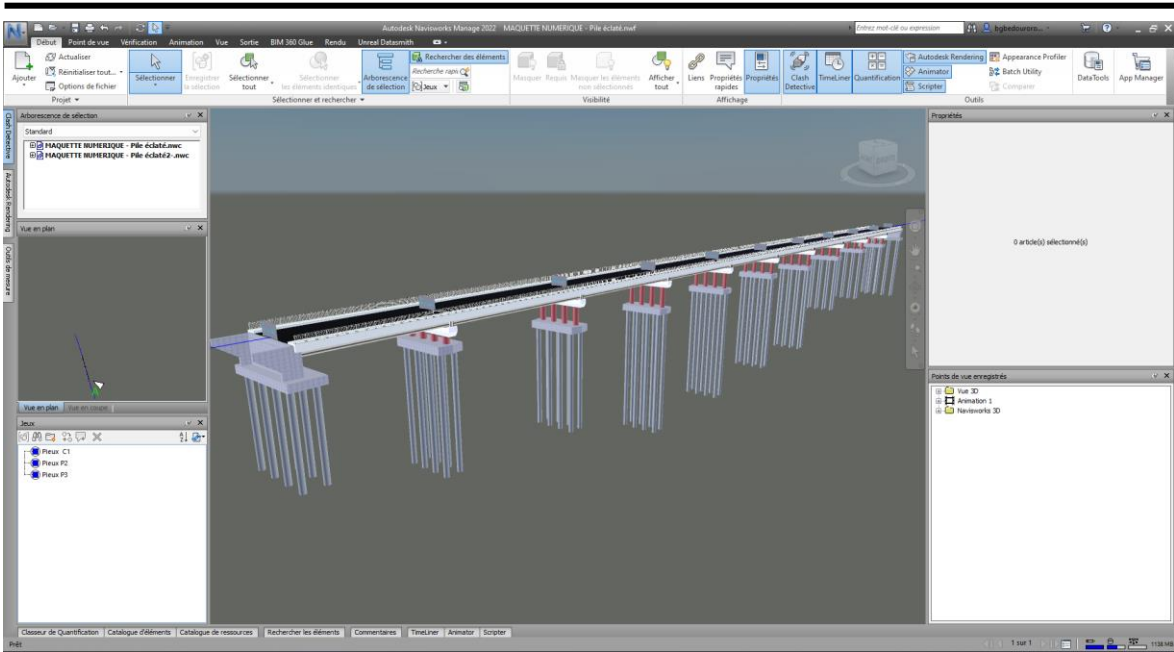


Figure 52 : Maquette numérique du pont importée dans Navisworks

4.3.1.2 Planification et estimation dans Navisworks Manage

La procédure adoptée pour la création du modèle BIM 4D et 5D dans Navisworks Manager est illustrée à la figure 46 ci-dessous.

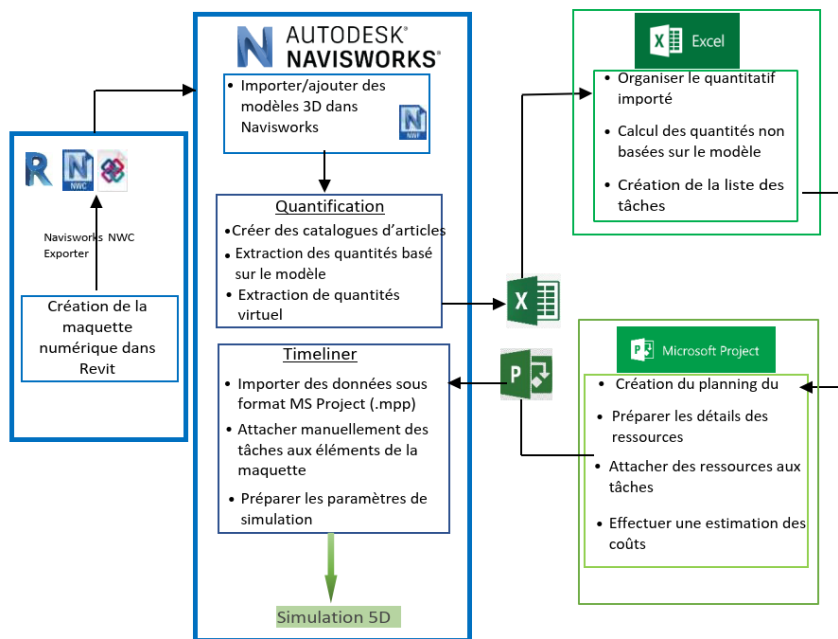


Figure 53 : Procédure BIM 4D et 5D

La détermination des quantités des éléments du modèle est la première étape effectuée dans Navisworks. Cette étape a été réalisée à l'aide de l'outil "Quantification" de Navisworks Manager, qui permet d'effectuer des quantitatifs basés sur le modèle et des

quantitatifs virtuels. Ensuite, les données extraites ont été exportées vers Microsoft Excel pour un traitement ultérieur.

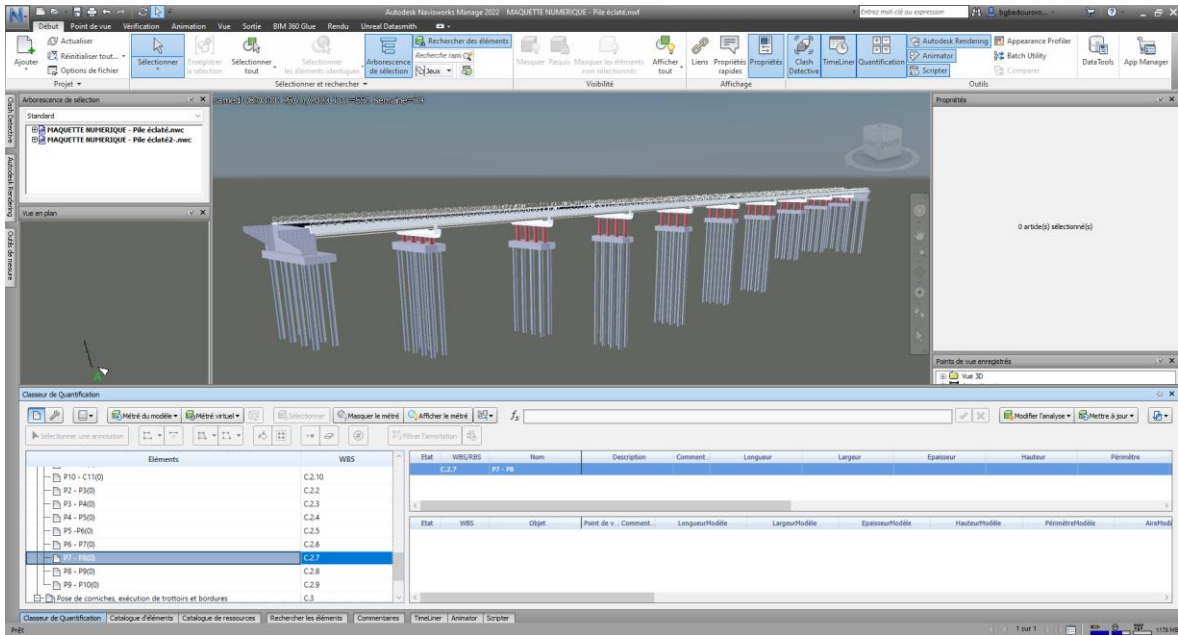


Figure 54 : Outil quantification dans Navisworks

Le planning et les coûts du projet établis dans Microsoft Project ont été importés dans le TimeLiner de Navisworks afin d'intégrer les informations 4D (temps) et 5D (coûts) à la maquette numérique. L'intégration a été réalisée en reliant manuellement chaque activité programmée et dotée de ressources à l'élément de modèle correspondant dans la maquette. Cette étape a permis de générer un modèle BIM 5D intégré au planning et aux coûts (figure 48).

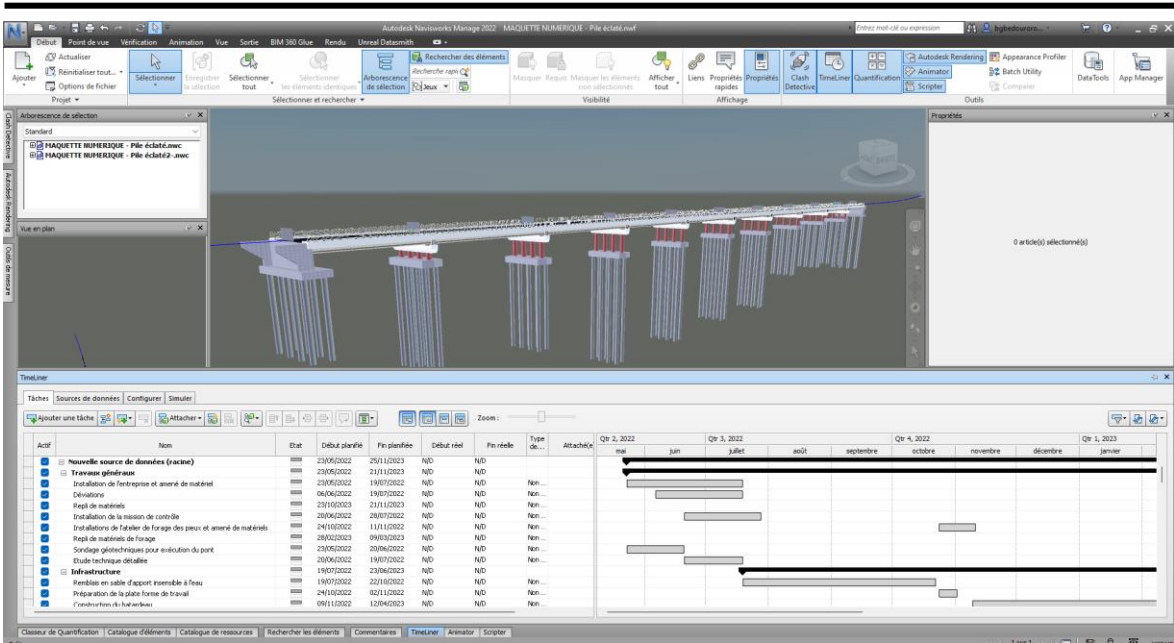


Figure 55 : Outil TimeLiner dans Navisworks

Enfin, le modèle a été visualisé en effectuant une simulation de modèle 5D qui a présenté une construction séquentielle du projet avec ses états de calendrier et de coûts. La visualisation est présentée dans la figure 49 ci-dessous.

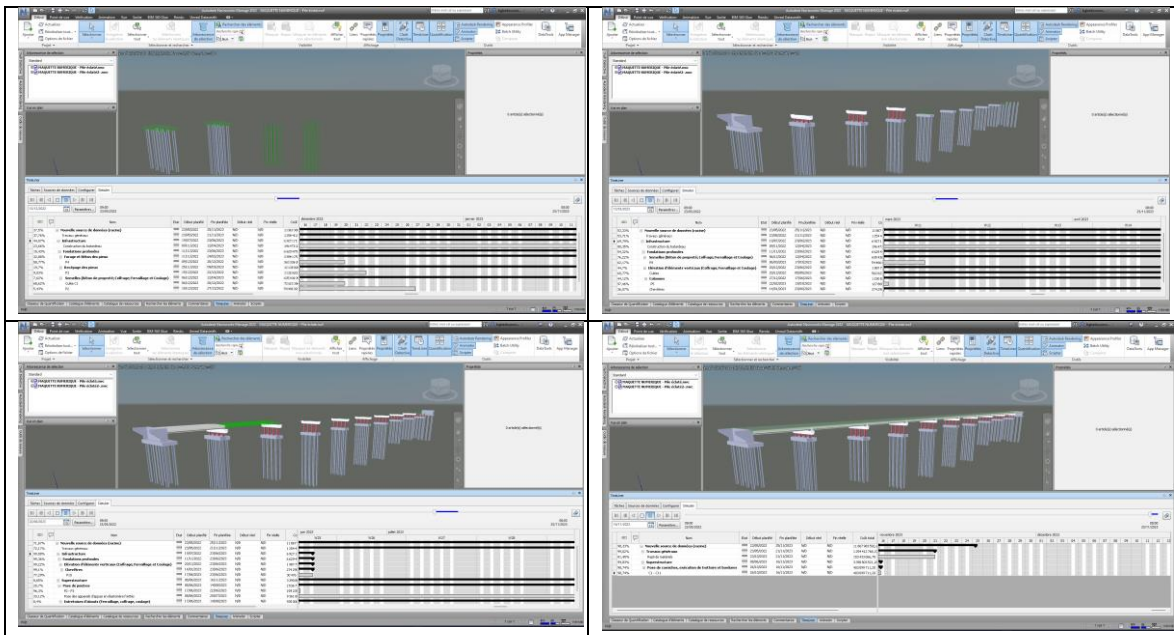


Figure 56 : Simulation du modèle 5D dans Navisworks

CHAPTIRE 5 : ANALYSE ET DISCUSSION

L'une des raisons de la lenteur de la mise en œuvre du BIM dans les bureaux d'ingénierie et d'architecture est souvent le manque de connaissances de ce qu'est exactement le BIM et dans quelle mesure la méthode de conception traditionnelle sera modifiée. Les experts sont certains que la nouvelle méthode de travail va modifier fondamentalement les anciens processus, voire les bouleverser. Tout projeteur professionnel impliqué dans un projet de construction basé sur le BIM doit être conscient des différences entre l'ancienne méthode de travail classique et la nouvelle méthode moderne. Les exemples suivants permettent d'expliquer les différences essentielles.

5.1 COLLABORATION : COMMUNICATION ET DONNÉES

Actuellement, l'échange entre les bureaux d'études spécialisés repose en grande partie sur le papier numérique et les voies de communication classiques par téléphone et e-mail. Les plans de construction sont envoyés sous forme de plans PDF, DWG ou DXF, puis saisis dans les logiciels nécessaires dans les cabinets. Il peut donc arriver que, par manque de communication, des changements dans la conception soient négligés et que les bureaux d'études spécialisés travaillent avec des données obsolètes. Comme le jeu du « courrier silencieux », des informations précieuses se perdent au fur et à mesure que la durée du projet augmente et que les phases du projet se succèdent.

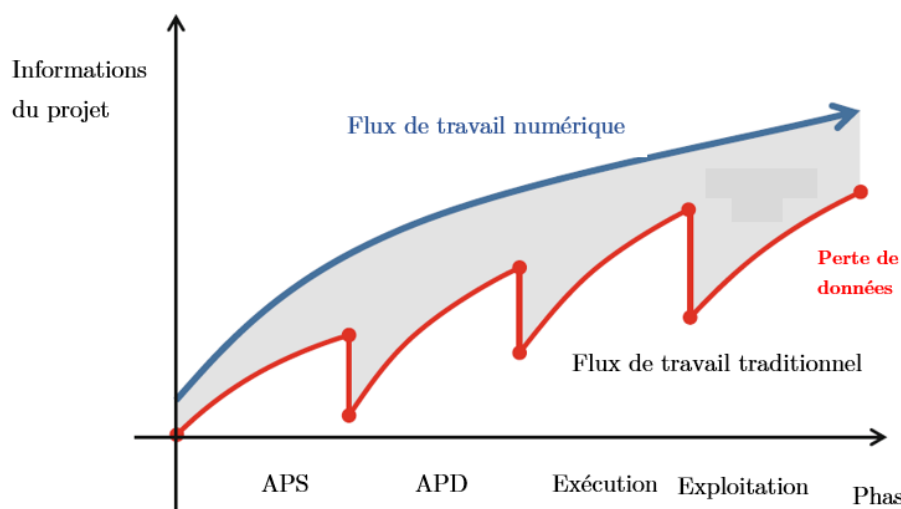


Figure 57 : Pertes d'informations causées par des ruptures de données

Le BIM permet d'éviter de telles pertes d'informations et de données. En effet, dès le début d'un projet, on travaille ensemble et de manière interdisciplinaire sur un modèle

de bâtiment virtuel, dans lequel toutes les données de construction sont gérées et mises à jour de manière centralisée. Ainsi, toutes les équipes interdisciplinaires ont un accès direct et permanent au modèle BIM et peuvent se concerter en conséquence. Par conséquent, les informations sur les éléments de construction sont disponibles de manière simple, structurée et cohérente, ce qui permet de réduire les erreurs et les malentendus entre les différents intervenants. Il est toutefois indispensable d'intégrer les concepteurs spécialisés dès le début de la modélisation des données du bâtiment (BIM) afin qu'ils puissent transmettre à temps les informations importantes concernant la structure porteuse ou la disposition des installations techniques. C'est la seule façon de garantir une bonne collaboration.

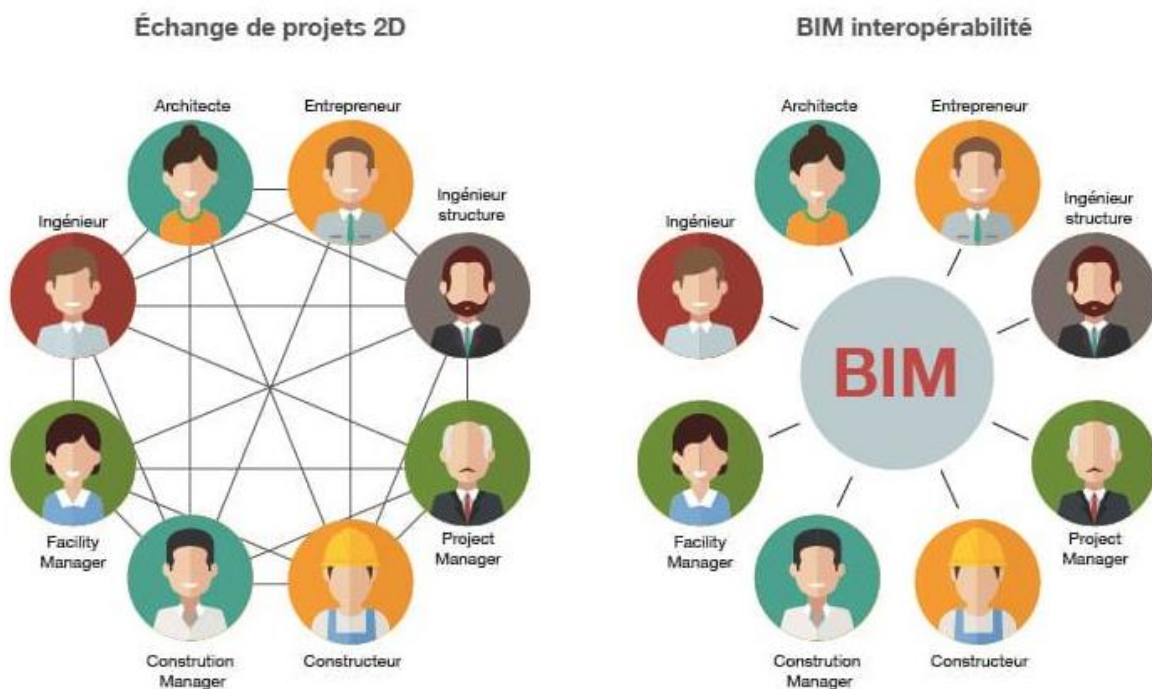


Figure 58 : Échange d'informations traditionnel vs processus de projet basé sur le BIM

5.2 GESTION DES DOCUMENTS DE PROJET

Dans les méthodes de conception classiques, l'échange d'informations sur les bâtiments repose sur des dessins techniques sous forme de plans d'ensemble, de coupes et de dessins détaillés, généralement en 2D, qui sont ensuite partagés avec d'autres partenaires du projet. Plusieurs plans 2D distincts décrivent alors un bâtiment en 3D. Les points précis et sensibles d'un bâtiment tels que la conception et l'exécution ne sont pas encore connues. Pour éviter ces points problématiques, il peut arriver que des coupes soient délibérément mal placées et que des informations importantes soient omises. Les plans 2D sont également affectés par les modifications dans le projet. Dans ce cas, les

modifications doivent être apportées manuellement à chaque plan. Le processus consistant à s'assurer que chaque vue de chaque dessin de l'ensemble de la feuille est correcte.

Le BIM, d'autre part, est initialement utilisé pour concevoir numériquement et modéliser les projets en trois dimensions. Par la suite, des plans pour l'utilisation ultérieure des intervenants peuvent être extraits de ces modèles 3D. Des informations spécifiques sur les objets, tels que les propriétés des matériaux et la pertinence statique, peuvent être attribuées. De plus, avec une bonne maintenance des données du modèle de bâtiment, les modifications peuvent être mieux suivies. [20]

5.3 COHÉRENCE ET GESTION DE L'INFORMATION

Bien que presque tous les logiciels de CAO offrent aujourd'hui la possibilité de créer un bâtiment en 3D, les bureaux d'architectes et d'ingénieurs ont encore des habitudes dépassées qui privilégient la conception en 2D. L'un des principaux problèmes de ces plans est qu'ils sont difficiles à interpréter. Les dessins avec des traits et des lignes symbolisent par exemple les murs et les plafonds, mais des informations supplémentaires telles que les matériaux ne peuvent pas être extraites et doivent être ajoutées sous forme de texte. Il en résulte une perte d'informations, car les autres partenaires impliqués dans le projet doivent sans cesse réinterpréter ces plans, ce qui peut entraîner des confusions dans le projet.

Les pertes d'informations sont réduites grâce à l'utilisation du BIM et à la collaboration entre les différentes disciplines. Le BIM sert d'outil pour une gestion continue de l'information. Les éléments de l'ouvrage disposent désormais de suffisamment d'informations pour être créés de manière orientée objet et sont accessibles à tous les utilisateurs. Les erreurs de conception peuvent ainsi être détectées plus tôt. De plus, les différents projeteurs peuvent mieux se coordonner entre eux grâce à la détection des interférences. Dans un projet BIM, la gestion des modifications a également un effet positif, car les informations sont gérées de manière centralisée et tous les dessins sont automatiquement mis à jour en cas de modification du modèle.

5.4 LE FLUX DE L'EFFORT

Dans le cadre de la méthode de conception traditionnelle, il est courant que la plus grande partie du travail de conception se situe dans les phases ultérieures, telles que les phases d'approbation et d'exécution. Ainsi, les tâches relatives à d'autres études

spécifiques ne peuvent être effectuées qu'à un stade avancé. Cependant, les modifications du projet sont alors limitées, ce qui entraîne des coûts supplémentaires et des retards dans le projet. Dans l'industrie de la construction, la méthode de conception traditionnelle se caractérise en outre par de nombreuses interruptions de support, comme la nouvelle saisie d'informations pour une utilisation ultérieure par d'autres bureaux d'études spécialisés.

Dans un processus basé sur le BIM, l'accent est mis sur la phase de conception. C'est à ce stade que les conditions et le cadre nécessaires à la collaboration doivent être développés et définis. Une coordination étroite entre les architectes et bureaux d'études spécialisés est importante afin de fournir davantage d'informations sur la construction dès les premières phases du projet. Cela se fait par la création d'une maquette numérique complète du bâtiment, de sorte que le travail augmente au début de la conception, mais que les demandes de modifications ultérieures puissent être intégrées et mises en œuvre plus facilement. Il est ainsi plus aisé d'identifier et d'adapter à temps les endroits critiques, ce qui permet de réduire les coûts. [20]

Le graphique ci-dessous appelé courbes de MacLeamy illustre ce concept.

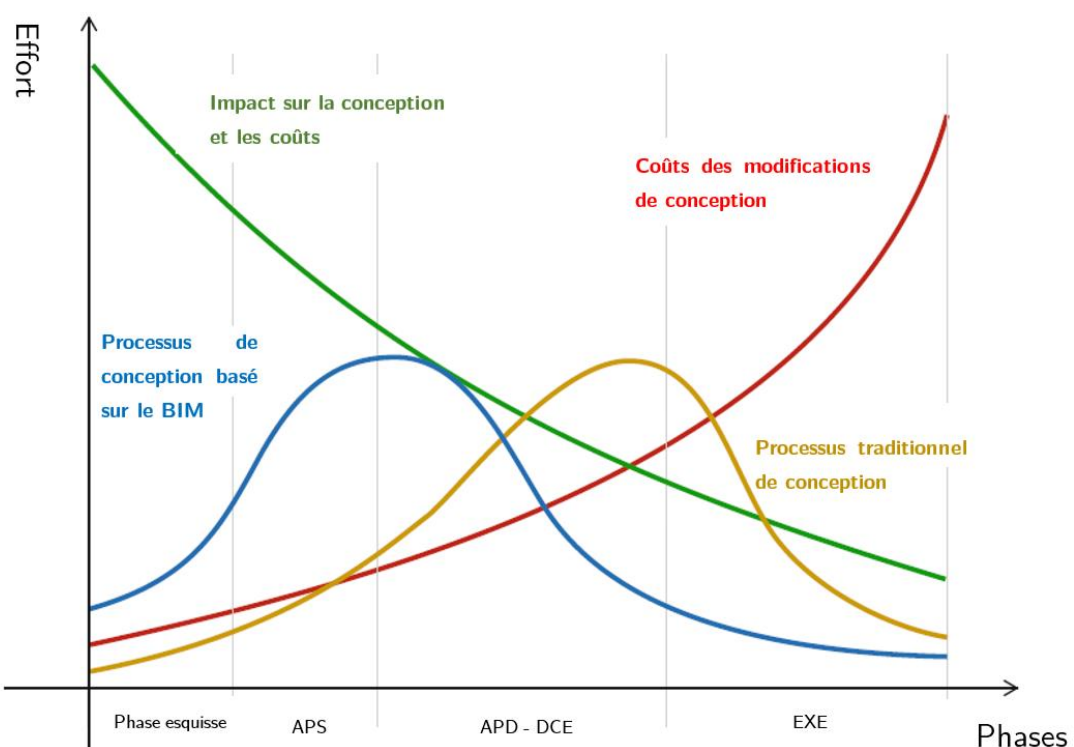


Figure 59 : Courbes de MacLeamy

5.5 DIFFÉRENCE ENTRE LA CONCEPTION ASSISTÉE À L'ORDINATEUR (CAO) ET LE BUILDING INFORMATION MODELING (BIM)

La CAO est un outil de dessin informatisé qui utilise des lignes pour représenter les bâtiments principalement sous forme de plans bidimensionnels. L'inconvénient ici est que cela conduit parfois à des informations incohérentes et, en raison des différentes vues des lignes et des dessins, à des interprétations erronées des données. Les mises à jour manuelles et les corrections fastidieuses coûtent beaucoup de temps. Les mises à jour manuelles et les corrections délicates prennent donc beaucoup de temps. De plus, les limites d'un simple dessin CAO ne permettent pas d'effectuer des analyses et des simulations telles que la détermination des quantités. Les propriétés telles que le type de béton, les matériaux et autres paramètres ne sont pas disponibles dans l'environnement 2D, ce qui confère une importance particulière aux objets BIM. Outre le passage des objets 2D aux objets 3D, les plans basés sur le BIM fournissent des données et des propriétés supplémentaires sur tous les éléments de construction qu'ils contiennent. Ainsi, un mur en béton armé ne se compose plus de quatre lignes en plan, mais est décrit comme un corps géométrique en 3D avec des données sémantiques telles que la qualité du béton, l'affectation des étages et des propriétés telles que les caractéristiques structurelles et porteuses.

La CAO seule n'est donc pas du BIM et le BIM n'est pas un logiciel. Cependant, des modèles BIM sont créés à l'aide de programmes de CAO. La différence entre les programmes CAO et les programmes BIM est que les modèles 3D peuvent contenir des informations supplémentaires sur l'ouvrage, telles que les étages, l'utilisation de l'espace, les matériaux, le type d'élément, etc. Ainsi, dans chaque projet basé sur le BIM, on ne dessine plus, mais on modélise.

CONCLUSION

Dans l'optique de suivre la tendance mondiale du secteur de l'Architecture de l'Ingénierie et de la Construction (Architecture Engineering and Construction AEC), ce projet de fin d'études fait le tour des outils technologiques puissants qui intègrent le savoir-faire et l'ingénierie structurale dans le domaine des ouvrages d'art, et ce à travers l'étude d'un pont à poutres précontraintes sur le lac Toho à Pahou.

Cette étude nous a permis de développer les compétences acquises dans le cadre de notre formation en les pratiquant dans le cas d'un projet réel, et d'acquérir un esprit d'analyse et de prise de décision. L'utilisation de la technologie BIM et les processus associés nous ont permis de comprendre les nombreux défis que révèlent la conception d'un pont à travers la visualisation de l'environnement du projet dans son contexte réel au sein d'une maquette numérique intelligente.

Notons que la modélisation de la maquette numérique, la planification 4D et le BIM 5D ne sont qu'un volet du processus BIM. En effet, il est recommandé de mener le processus jusqu'à la phase de la collaboration entre l'équipe projet et les parties prenantes. La mise en place de cette phase de collaboration nécessite l'utilisation d'une plateforme collaborative qui permet la gestion numérique des versions des fichiers et des signatures électroniques, ainsi que la centralisation du modèle pour exploitation, selon les droits accordés à chaque partie.

En somme, ce document est conçu pour fournir une méthodologie aux professionnels de la construction, plus particulièrement dans le domaine des infrastructures. Ils peuvent le consulter pour déployer le flux de travail BIM Infrastructure, tirer profit de ses fonctionnalités et appliquer ses meilleures pratiques. Ce travail les aidera également à définir les processus clés dans l'ensemble du projet, et à sélectionner des solutions logicielles interopérables basées sur la communication collaborative. L'objectif étant de changer les habitudes liées à l'utilisation de la CAO classique et migrer vers le numérique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] A. J. Eggoh, "croissance et la productivité au Bénin ? Do infrastructure spending spur growth and productivity in Benin ?," vol. 3, pp. 74–104, 2018.
- [2] "Infrastructures et développement : une revue des débats récents et à venir | Cairn.info." <https://www.cairn.info/revue-d-economie-du-developpement-2007-4-page-5.htm> (accessed Oct. 28, 2021).
- [3] "Norme NF EN ISO 23386: le dico du BIM - AFNOR Normalisation." <https://normalisation.afnor.org/actualites/norme-nf-en-iso-23386-dico-bim/> (accessed Oct. 28, 2021).
- [4] Entreprise ADEOTI, "EIES approfondie_Pont_PAHOU." .
- [5] SETRA, "Guide du Projeteur Ouvrages d'art."
- [6] C. D.R., "Les atouts de l'offre industrielle pour des ouvrages sobres, économiques et pérennes."
- [7] G. du Bénin Gouv., "Synthèse du programme d'action du Gouvernement," 2014.
- [8] N. Negroponte, "The Architecture Machine," *Archit. Mach.*, no. November, 2021, doi: 10.7551/mitpress/8269.001.0001.
- [9] N. Negroponte, *The Architecture Machine*, no. November. 2021.
- [10] L. E. Rapport and B. I. M. En, "Le rapport bim en afrique," 2020.
- [11] "Passer au BIM : le premier pas," no. chapitre 2.
- [12] L. Geosystem, "Suivre la transition vers le BIM."
- [13] C. Anthony, "D ' UN BUREAU D ' ETUDE TECHNIQUE," 2020.
- [14] W. F. Chen and L. Duan, *Bridge engineering handbook: Fundamentals*. 2014.
- [15] J. Calgaro, *CONSTRUCTION*. .
- [16] Eurocode, *Designers ' Guides To The Eurocodes 1: Action On Bridges Designers ' Guides To EN 1993-2 EUROCODE 3: Design Of Steel Structures. Part 2: Steel Bridges Eurocode Designers ' Guide Series*. 2010.
- [17] SETRA, "Eurocodes 0 et 1 Application aux ponts routes et passerelles," 2010.
- [18] Dlubal Software, "Rfem 5," vol. 49, no. February, p. 590, 2016.
- [19] N. C. M. G. R. R. I. Gilbert, *Design of Prestressed Concrete to Eurocode 2*. 2020.
- [20] D. Dlubal, "Untersuchung des Structural Analysis Format (SAF) auf Eignung

für eine BIM-gestützte Tragwerksplanung," no. September, 2021.

TABLE DES MATIERES

Liste des enseignants ayant intervenu dans notre formation de 2018 à 2021	i
DEDICACE	ii
REMERCIEMENT	iii
HOMMAGES	iv
Liste des abréviations, acronymes et sigles	v
Liste des tableaux	vi
Liste des figures	vii
Liste des photos	ix
Liste des symboles et unités de mesures	x
RESUME	xi
ABSTRACT	xii
SOMMAIRE	xiii
INTRODUCTION	1
OBJECTIF DE L'ETUDE	3
1 CHAPITRE 1 : GENERALITES ET CADRE CONTEXTUEL DU PROJET DE FIN D'ETUDES	4
1.1 Généralités sur les ponts	4
1.1.1 Historique des ponts	4
1.1.1.1 L'époque préromaine	4
1.1.1.2 L'ère romaine	5
1.1.1.3 Le moyen-âge	6
1.1.1.4 La période de la renaissance	7
1.1.1.5 La période de la modernité de 1900 à nos jours	8
1.1.1.6 Les chefs-d'œuvre récents	11
1.1.2 Définitions et terminologies	13
1.1.3 Classification des ponts	14
1.1.4 Différents types de ponts routiers, autoroutiers	14
1.1.5 Analyse multicritère de choix du type de pont	20
1.1.5.1 Défauts ou dangers de la méthode	21
1.1.5.2 Conclusion	21
1.1.6 Les ponts au Bénin	22
1.2 Avantages des ponts en béton précontraint	25
1.2.1 La maîtrise de la qualité des poutres réalisées en usine	25

1.2.2	La facilité, la rapidité et la sécurité de la réalisation de l'ouvrage	26
1.2.3	L'intérêt économique en matière d'investissement et de coût global	26
1.2.4	Des références nombreuses depuis plus de 30 ans	26
1.2.5	La richesse de l'offre structurelle	26
1.2.6	La robustesse de la structure	26
1.2.7	La sobriété d'un système structural efficace	26
1.2.8	Atout des structures hyperstatiques	27
1.3	CADRE CONTEXTUEL DU PROJET	27
1.3.1	Présentation de l'entreprise ADEOTI SA	28
1.3.1.1	Historique	28
1.3.1.2	Fiche d'identification de l'entreprise ADEOTI SA	28
1.3.1.3	Domaines de compétences	28
1.3.1.4	Projets phares	28
1.4	PRESENTATION DU PROJET	29
1.4.1	Contexte du projet	29
1.4.2	Description du projet	29
1.4.3	Description de l'ouvrage	30
1.4.3.1	Le Tablier	30
1.4.3.2	Les culées	31
1.4.3.3	Les appuis intermédiaires	31
1.4.4	Données nécessaires pour le projet construction du pont	32
1.4.4.1	Caractéristiques biophysiques de la zone du projet	32
1.4.4.1.1	Caractéristiques climatiques et pluviométrique	32
1.4.4.1.2	Relief, sols et géologie	32
1.4.4.1.3	Hydrographie	32
1.4.4.2	Les données naturelles	32
1.4.4.2.1	Études hydrologiques	32
1.4.4.2.2	Études hydrauliques	33
1.4.4.2.3	Études géotechniques	33
1.4.4.3	Les données fonctionnelles	34
1.4.5	Normes de calcul	34
2	CHAPITRE 2 : LE CONCEPT BIM DANS LES PROJETS DE CONSTRUCTION	36
2.1	Définition du BUILDING INFORMATION MODELING (BIM)	36
2.2	Histoire du BIM	37

2.3	Adoption du BIM dans le Monde	39
2.4	Adoption du BIM en Afrique	42
2.5	Les niveaux de maturité du BIM	42
2.6	Procédure de Mise en œuvre le BIM au sein d'un projet.	44
2.6.1	Le Plan d'exécution BIM	44
2.6.2	Les avantages du plan d'exécution BIM	45
2.6.3	Le processus de mise en place	46
3	CHAPITRE 3 : CONCEPTION GEOMETRIQUE DU PONT A POUTRE PRECONTRAINT	49
3.1	Méthodologie	49
3.2	Analyse multicritère de choix du type de pont	49
3.2.1	Catégories de ponts éligibles pour le projet	49
3.2.2	Définition des critères	50
3.3	La conception géométrique (préliminaire) - Intégration au paysage	53
3.3.1	Définition de la brèche	53
3.3.2	Distribution des travées	53
3.3.3	Schéma longitudinal de l'ouvrage	53
3.3.4	Composition de la section transversale	54
3.3.5	Conception des pieux	55
3.3.5.1	Conception des appuis du tablier (piles et culées)	55
3.3.5.1.1	Les appuis d'extrémités (Culées)	55
3.3.5.1.1.1	Le mur de front	56
3.3.5.1.1.2	Les murs en retours	56
3.3.5.1.1.3	Le mur garde grève	56
3.3.5.1.1.4	La semelle	56
3.3.5.1.2	Les appuis intermédiaires « Les piles »	56
3.3.6	Prédimensionnement du tablier	57
3.3.7	Modélisation géométrique du pont dans son environnement réel	59
3.3.7.1	Présentation du logiciel Autodesk Infracad	59
3.3.7.2	Présentation du logiciel Autocad Civil 3D	59
3.3.7.3	Procédure de la modélisation	60
3.3.7.3.1	Définition de la zone du projet dans le model builder de Infracad	60
3.3.7.3.2	Amélioration des données topographiques	61
3.3.7.3.3	Modélisation de l'ouvrage dans Infracad	62
3.3.7.3.4	Analyse de file de poutre	63

3.3.7.3.5	Documentation sommaire	63
4	CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT ET MODELISATION MAQUETTE NUMERIQUE DU PONT	64
4.1	Modelisation et dimensionnement de la structure du pont	64
4.1.1	Evaluation des charges	64
4.1.1.1	Caractéristiques des matériaux	64
4.1.1.2	Le béton	64
4.1.1.3	L'acier	66
4.1.1.3.1	L'acier passif	66
4.1.1.3.2	L'armature active	66
4.1.1.3.3	Les conditions d'environnement	67
4.1.1.3.4	Classe structurale et enrobage	67
4.1.1.4	Évaluation des charges	70
4.1.1.4.1	Charges permanentes (EC1-1-1)	70
4.1.1.4.2	Charges variables	71
4.1.1.4.2.1	Charges sur l'ouvrage dues au trafic (EC1-2)	71
4.1.1.4.2.1.1	Classe du trafic	71
4.1.1.4.2.1.2	Définition de la chaussée	72
4.1.1.4.2.1.3	Découpage de la chaussée en voies	72
4.1.1.4.2.1.4	Positionnement des voies	72
4.1.1.4.2.1.5	Modèles de charge (EN 1991-2 § 4.3.2)	72
4.1.1.4.2.1.6	Application du modèle LM 1	73
4.1.1.4.2.1.7	Application du modèle LM 2	74
4.1.1.4.2.1.8	Actions sur les trottoirs (EC1-2 5.2.3)	74
4.1.1.4.2.1.9	Efforts horizontaux (actions de freinage)	75
4.1.1.4.2.2	Les actions variables climatiques	75
4.1.1.4.2.3	Actions dues au vent (EC1-1-4)	75
4.1.1.4.2.4	Charges de neige (EC1-1-3)	75
4.1.1.4.2.5	Charges thermiques (EC1-1-5)	75
4.1.1.4.2.6	Actions en cours d'exécution (EC1-1-6)	76
4.1.1.4.2.7	Actions accidentelles dues aux chocs et aux explosions (EC1-1-7)	76
4.1.1.5	Combinaisons d'actions	76
4.1.1.5.1	Groupes d'actions variables d'exploitation des ponts routiers	76
4.1.1.5.1.1	Groupe d'actions gr1a	76

4.1.1.5.1.2	Groupe d'actions gr1b	77
4.1.1.5.1.3	Groupe d'action gr2	77
4.1.1.5.1.4	Groupe d'action gr3	77
4.1.1.5.1.5	Groupe d'action gr4	77
4.1.1.5.1.6	Groupe d'action gr5	77
4.1.1.5.2	Les combinaisons d'actions	77
4.1.1.5.2.1	Combinaisons aux Etats Limites Ultime ELU	77
4.1.1.5.2.2	Combinaisons aux Etats Limites de Service ELS	78
4.1.2	Modélisation de la structure	79
4.1.2.1	Théorie de l'analyse de structure	79
4.1.2.2	La modélisation par éléments finis	79
4.1.2.3	Modélisation et analyse de la structure dans RFEM	81
4.1.2.3.1	Présentation du logiciel RFEM 5	81
4.1.2.3.2	Création du modèle de la structure	82
4.1.2.3.3	Application des charges sur la structure	83
4.1.2.3.3.1	Charges permanentes	83
4.1.2.3.3.2	Charges sur l'ouvrage dues au trafic	85
4.1.2.3.3.3	Combinaisons à retenir (combinaisons de résultats)	86
4.1.2.3.3.4	Calcul et détermination des sollicitations	87
4.1.3	Calcul de la superstructure	88
4.1.3.1	Calcul de la dalle du tablier	89
4.1.3.1.1.1	Sollicitations sur la dalle	89
4.1.3.1.1.2	Calcul du ferrailage de la dalle	89
4.1.3.2	Calcul de la précontrainte des poutres	90
4.1.3.2.1.1	Calcul de l'excentrement de la précontrainte	91
4.1.3.2.1.2	Détermination de l'effort de précontrainte initial	91
4.1.3.2.1.3	Application de l'effort de précontrainte	94
4.1.3.2.1.4	Détermination du nombre de torons nécessaires	95
4.1.3.2.1.5	Calcul des pertes de précontrainte	96
4.1.3.2.1.5.1	Pertes instantanées	96
4.1.3.2.1.5.2	Pertes différées (en fonction du temps)	96
4.1.3.3	Dimensionnement de l'entretoise d'about	99
4.1.3.4	Dimensionnement du chevêtre	100
4.1.3.5	Dimensionnement des colonnes de piles	102

4.1.4	102
4.1.5	102
4.1.5.1	102
4.1.5.2	104
4.1.6	104
4.1.7	105
4.2	107
4.3	110
4.3.1	110
4.3.1.1	110
4.3.1.2	111
5	114
5.1	114
5.2	115
5.3	116
5.4	116
5.5	118
CONCLUSION	119
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	120
TABLE DES MATIERES	122
ANNEXES	128

ANNEXES

Annexe A : Exemple de plan d'exécution BIM

Annexe B : Tableau 4.3NF de l'annexe française de l'Eurocode 2.1.1 définissant les classes de structure.

Annexe C : Organigramme de calcul de dalle selon l'Eurocode 2

Annexe D : Procédure de calcul de surfaces dans RF concrete surfaces

Annexe E : Note de calcul de la précontrainte issue du logiciel ASBD

Annexe F : Résultats d'études géotechniques

Annexe G : Plans détaillés du projet à partir de la maquette numérique

Annexe H : Planning du projet établi sur MS Project