République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنســيس جانســون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

National School of Built and Ground Works Engineering

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC FERROVIAIRE DU PK43+651 AU PK44+631 SUR LA LIGNE FERROVIAIRE BENI MANSOUR - BEJAIA

Présenté par :

Djaboub Mohamed
Bali Aymen

Encadré par :

Mr Khelfi Mebarek
Mr Guerfi Moussa

Promotion 2022/2023

© ENSTP-FJ - Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

إهــداء

"أريد أن أصبح مهندسا" - السادس من سبتمبر سنة ألفين وستة - جواب بريء لسؤال أستاذي بالطور الإبتدائي، السيد بوعلام فنيش. هذا العمل لك أينما كنت.

إلى صاحبة كل الفضل، أمي الحبيبة، وبالمثل أبي العزيز، كل ما بذلته لعيونكما وفقط، هذا النجاح هو ثمرة تعبكما وتضحياتكما.

إلى أميرتي بسمة، أغلى ما أملك، هذا العمل لأجلك أنتِ، حبك ودعمك كانا نور طريقي.

إلى إخوتي الأعزاء، يونس، عبد النور، محسن، وعبد الحق، أنتم سندي حقا، فخور بوجودكم طوال هذه السنين، ولكم مني كل التقدير والامتنان.

إلى وداد، شيماء، إسراء وندى هذا العمل لأجلكن.
إلى الزميلتين، لحلوح أسماء وبن جدي زينب أتمنى لكن التوفيق.

إلى المهندسة صالحي رميساء والأستاذة خروبي خديجة، شكرا لكن على كل شيء، لكن فضل كبير في هذا.

إلى أصدقائي الأوفياء، سواعي أمين، مجادبة هشام، وبن ناصر أمين رامي، شكرا لكم على كل اللحظات الجميلة والدعم المستمر، وجودكم جعل الطريق أسهل وأجمل.

إلى أخي وصديقي عياد أمين، شكرًا على كل لحظة وكل مساندة، أنت أكثر من صديق.

إلى زملائي في المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية: بالي أيمن، حجاب عثمان، لواج رياض، زعاف صالح، بناجي صالح، بوعروري طارق، وكل من لم يسعفني ذكره، شكرًا لكم على مشاركتكم المسير نحو هذا اليوم. معكم، كل خطوة كانت تستحق.

إلى السيد مصطفى زوقاري، وكل الطاقم الإداري بالقسمين شكرا لكم على كل الجهود المبذولة، كنتم ولازلتم بمثابة عائلتي.

إلى كل أساتذتي بالمدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية، جزاكم الله خيرا على كل حرف لقنتموني إياه.

شكر خاص للسادة: مبارك خلفي، قرفي موسى، المكرطار محمد، والسيد زورقي نجيب، شكرا لكم على كل شيء.

جغبوب محمد

Dédicace

Avant tout, je voudrais exprimer ma gratitude envers Allah, le Tout-Puissant et le Très Miséricordieux pour la bénédiction qu'il m'a accordée au cours de mes études et de la réalisation de cette thèse.

A mes parents, ma famille.

À ma deuxième famille, mes amis, qui ont élevé les standards de l'amitié vers de nouveaux sommets ;

Louadj riadh ,Tabbouche zineddine,Bennadji saleh, Hadjab Othman,Bouarouri Tarek,Soufghalem Ahmed ,Azaiz Yacine,lahlouh Asma ,et mon partenaire sur cette balade la légende Djaboub mohamed (djakbob).

BALI AYMEN

شكر وعرفان

لا يسعنا في هذا المقام إلا أن نشكر ونحمد الله سبحانه أن هدانا ووفقنا لهذا.

ووفاء واعترافا بالجميل نود أن نقدم شكرنا وامتناننا لمشرفنا الأستاذ خلفي مبارك لجهده وصبره علينا وتعاونه معنا في الإشراف على هذه المذكرة وعلى ما قدمه من نصح وتوجيهات وإرشاد ساهمت في نجاح هذه الدراسة.

للمشرف موسى قرفي الذي كان لتوجيهاته الصادقة وملاحظاته العطرة الأثر لأن ترى هذه المذكرة النور.

إلى السادة رئيس ولجنة المناقشة على تفضلهم بقبول مناقشة هذه المذكرة وتحملهم عناء قراءتها.

للمدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية وكل العاملين فيها ونخص بالشكر الدكتور زورقي نجيب الذي كان في عونه لنا ولطلاب الجامعة.

وكذلك نتوجه للمهندس محمد المكرطار لما قدمه لنا من دعم في إنجاز هذه الدراسة.
ونتقدم بالشكر والعرفان للعاملين بمكتبة الجامعة لما أمدونا به من أبحاث ودراسات.
أسمى آيات الشكر لكل من كان عونا وسندا لنا من أهل كرام، أصدقاء وأوفياء.

كما لا يفوتنا أن نشكر السادة الحضور كل باسمه من زملاء الدراسة لتفضلهم بحضور هذه المناقشة وها هو البحث نضعه بين أيديكم متمنيين أن ينفع الباحثين ويقدم الفائدة المرجوة منه لكل من يستطيع عليه مستقبلا.

ملخص

تهدف هذه المذكرة الى تصميم ودراسة إنجاز جسر السكة الحديدية مزدوج المسار على مستوى خط السكة الحديدية

بني منصور - بجاية الواقع بين النقطة الكيلومترية 43+651 والنقطة الكيلومترية 44+631 على طول 980 متر.

بعد تحديد كل العوائق التي يتقيد بها المشروع (واد الصومام وجسر طريق سيار) تم الإبقاء على خيار الجسر المنجز بطريقة التتابع المتتالي مع المقطع المتمثل في " صندوق عارضة ذات ارتفاع ثابت " وهذا استنادا الى التحليل متعدد المعايير

الدراسة أيضا شملت البنية التحتية والقاعدية مرورا بتقييم الاحمال والاحمال الزائدة وحساب التسليح النشط والسلبي والدراسة الزلزالية وأبعاد المعدات والعناصر الهيكلية المختلفة.

كلمات مفتاحية: تصميم ودراسة، جسر، التتابع المتتالي، البنية التحتية والقاعدية، خرسانة سابقة الإجهاد.

Résume

Le présente travail, traite de la conception et de l'étude d'un viaduc ferroviaire à double voie

Sur la ligne ferroviaire Beni Mansour – Bejaia situé entre le PK 43+651 et le PK 44+631 sur un linéaire de 980 mètres.

après avoir identifiées tous les obstacles auxquels adhère le projet [oued Soummam et un pont routier] on opte pour le choix d'une section « poutre caisson à hauteur constante » cette tablier est réaliser par la méthode d'encorbellement successif.

l'étude touche la superstructure et l'infrastructure en passant par l'évaluation des charges et surcharges, le calcul d'armature active et passive, l'étude sismique et le dimensionnement des différentes équipements et éléments structuraux.

mots clés : conception et étude, pont, encorbellement successif, superstructure et infrastructure**,** béton précontrainte.

Abstract

This work deals with the design and study of a double-track railway bridge on the Beni Mansour -Béjaïa railway line located between pk 43+651 and pk 44+631 over a length of 980 meters.

After having identified all the obstacles to which the project adheres [Oued Soummam and a road bridge] we opt for the choice of a "constant height box beam" section, this deck is produced by the successive cantilever method.

The study concerns the superstructure and the infrastructure, including the evaluation of loads and overloads, the calculation of active and passive reinforcement, the seismic study and the sizing of the various equipment and structural elements.

key words: design and study, bridge, successive cantilever, superstructure and infrastructure,

prestressed concrete

LISTE DES ABREVIATIONS

BAEL : Béton armé aux Etats limites.

G : poids propre.

CP : charge permanente.

CCP : compléments charge permanente.

ELA : Etats Limites Accidentelles.

ELS : Etats Limites de Service.

ELU : Etats Limites Ultimes.

Es : Module d'Elasticité de l'acier.

fc28 : Résistance caractéristique de béton à la Compression à 28 jours.

fe : Limite d'Elasticité de l'acier.

ft28 : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.

HA : Haute Adhérence.

PK : Point Kilométrique.

RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.

Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.

St : Espacement des armatures Transversales.

PRS : Profilés Reconstitués Soudés.

VC : Voussoir à la Clef.

VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post tension.

VSC : Voussoir coulé Sur Cintre.

VSP : Voussoir sur Pile.

σbc : Contrainte de Compression admissible de Béton.

σbt : Contrainte de Traction admissible de Béton.

σInf : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σs : Contrainte limite de l'acier.

σSup : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

ΔT : Variation uniforme de la température.

Δθ : Gradient thermique.

HA : Haut Adhérence

FSR : fil supérieur rail

SOMMAIRE

CHAPITRE I PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE 1
I.1 Introduction 1
I.2 Présentation du projet 2
I.2.1 Objectif du projet 2
I.2.2 Situation du projet 2
I.2.3 Obstacles à franchir 3
I.3 Données de projet 3
I.3.1 Données géométriques 3
I.3.2 Données naturelles 4
I.4 Conclusion 9
CHAPITRE II CONCEPTION ET PREDEMONSIONEMENT 10
II.1 Introduction 10
II.2 La démarche de conception d'un pont et les critères du choix 10
II.2.1 Les critères du choix 11
II.3 Etude et proposition des variantes 11
II.3.1 Variante N°1 : Poutre caisson à hauteur constante en béton précontrainte construit par Encorbellements Successifs 11
II.3.2 Variante N°2 : pont mixte bipoutre 15
II.3.3 Variante N°3 : Poutre caisson à hauteur variable en béton précontrainte construit par Encorbellements successifs. 18
II.4 Analyse multicritère 20
II.4.1 Comparaison entre les trois techniques de construction 20
II.4.2 Devis estimatif et quantitatif 22
II.5 CONCLUSION 22
CHAPITRE III HYPOTHESES DE CALCUL ET CHARGERS ET SURCHARGES 23
III.1 Introduction 23
III.2 Normes et règles de calcul 23
III.2.1 Normes générales 23
III.2.2 Autres documents de référence 23
III.3 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX 24
III.3.1 Béton 24
III.3.2 LES ACIER D'ARMATEUR DU BETON 26
III.3.3 Charges et surcharge 27
III.4 Combinaisons et groupes de charges 37

III.4.1 Groupes de charges -Valeurs caractéristiques de l'action à composants multiples 37
III.4.2 Les combinaisons de charges 39
CHAPITRE IV ETUDE LONGITUDINALE 40
IV.1 Introduction 40
IV.2 Stabilité en phase de construction 40
IV.2.1 Phasage de construction du fléau 40
IV.2.2 Charge à prendre en compte (selon guide SETRA) 41
IV.2.3 Combinaison d'action 42
IV.3 Evaluation des efforts 42
IV.4 Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte 43
IV.4.1 Calcule de nombre de câbles de clouage 43
IV.5 Phases de réalisation du tablier 48
IV.6 Modélisation 49
CHAPITRE V ETUDE DE LA PRECONTRAINTE 50
V.1 Introduction 50
V.1.1 Les câbles de fléau 50
V.1.2 Les câbles de continuités 50
V.2 Etude de la précontrainte du fléau 50
V.2.1 Position et enrobage des câbles 52
V.2.2 Disposition des ancrages 52
V.2.3 Tracé des câbles en plan 54
V.2.4 Tracé des câbles en élévation 54
V.3 Evaluation des pertes de la précontrainte 56
V.3.1 Pertes de tension instantanées 56
V.3.2 Pertes de tension différées 58
V.4 Vérification des contraintes normales 60
V.4.1 Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction 61
V.5 Etude de la précontrainte de continuité 62
V.5.1 Détermination du nombre de câbles de continuité 62
V.5.2 Tracé des câbles de continuité 64
V.5.3 Vérifications des contraintes en phase de service 65
V.5.4 Armatures des zones tendues 65
V.6 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant 66
V.6.1 Vérification vis-à-vis de l'ELS 66
V.6.2 Vérification vis-à-vis de l'ELU 68

V.7 Conclusion 69
CHAPITRE VI ETUDE TRANSVERSALE 72
VI.1 Introduction 72
VI.2 Evaluation des efforts transversaux 72
VI.2.1 Modélisation 72
VI.2.2 Résultats 72
VI.3 Ferraillage 73
VI.3.1 Ferraillage passif des voussoirs 74
VI.4 Etude de la diffusion de la précontrainte au niveau de l'ancrage 75
VI.4.1 Effet de surface 75
VI.4.2 Effet d'éclatement 75
VI.4.3 Etude de bossage 76
VI.5 CONCLUSION 77
CHAPITRE VII EQUIPEMENT DU PONT 78
VII.1 Introduction 78
VII.2 L'appareil d'appui 78
VII.2.1 Limites d'utilisation 78
VII.2.2 Appareille d'appui à pot 79
VII.2.3 Le dimensionnement des appareils d'appuis 79
VII.2.4 Conditions d'appuis 80
VII.2.5 Descente de charges du tablier pour un appareille d'appui à pot 80
VII.2.6 Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot glissante 81
VII.2.7 Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot fixe 82
VII.3 Choix des appareils d'appui a pot 82
VII.4 Des d'appui 84
VII.4.1 Dimensions du dé d'appui 84
VII.4.2 Ferraillage des dès d'appuis au niveau de la pile 85
VII.4.3 Dimensionnement et Ferraillage des dès d'appuis au niveau de la culée 85
VII.5 Appareil de dilatation 86
VII.6 Joint sous ballast 86
VII.7 Evacuation des eaux 87
VII.8 Coclusion 88
CHAPITRE VIII ETUDE SISMIQUE 89
VIII.1 INTRODUCTION 89
VIII.2 Etude de la pile 89

VIII.2.1 Evaluation de la raideur total K 90
VIII.3 ETUDE SISMIQUE 90
VIII.3.1 Caractéristique de l'ouvrage relatives à l'étude sismique 90
VIII.3.2 Méthode de calcul 91
VIII.3.3 Evaluation de l'effort sismique longitudinale 93
VIII.3.4 Evaluation de l'effort sismique transversale 94
VIII.3.5 Mode significative 94
VIII.3.6 Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) 95
VIII.4 Ferreillage des éléments de la pile 95
VIII.4.1 Distrubition des aciers sur le périphérique de la section 96
VIII.4.2 Vérifications pour la pile n°08 97
VIII.4.3 Armatures transversales 98
VIII.5 Conclusion 99
CHAPITRE IX ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE 100
IX.1 Introduction 100
❖PARTIE 1 Récapitulatif sur le changement de l'appareil d'appui 100
IX.2 L'appareil d'appui élastomère fretté 100
IX.2.1 Dimensions retenus (récapitulatif) 100
❖PARTIE 2 Etude de la fondation 102
IX.3 Matériaux 102
IX.3.1 Béton 102
IX.3.1.3 Limitation des contraintes tangentielles 102
IX.3.1.4 Module de déformation élastique 103
IX.3.2 Acier 103
IX.4 Action de calcul 103
IX.4.1 Poids propre des structures en béton armé 103
IX.5 Modélisation numérique 103
IX.5.1 Caractéristique géométrique de la fondation 103
IX.5.2 Chargement 104
IX.5.3 Modèle 106
IX.6 Résultats 108
IX.7 Calcul des pieux 108
IX.7.1 Ancrage des pieux 108
IX.7.2 Ferraillage longitudinale 109
IX.8 Ferraillage de la semelle 111

IX.8.1 Résultats de calcul 111
IX.9 ETUDE DE LA CULEE 112
IX.9.1 Introduction 112
IX.9.2 Modélisation numérique 112
IX.9.3 Caractéristique géométrique de la culée 112
IX.9.4 Modèle 112
IX.9.5 Actions 113
IX.9.6 Combinaisons d'actions 113
IX.10 Actions de calcul 114
IX.10.1 Action du tablier 114
IX.10.2 Actions permanentes 115
IX.10.3 Action variable 117
IX.10.4 Actions sismiques 119
IX.11 Résultats 120
IX.11.1 Pieux 120
IX.12 Ferraillage de la semelle 124
IX.12.1 résultats de calcul 124
IX.13 Ferraillage des éléments de la culée 126
IX.13.1 Ferraillage de mur garde grève 126
IX.13.2 Ferraillage de mur frontal 127
IX.13.3 Ferraillage de mur en retour 128
CHAPITRE X INTERACTION RAIL STRUCTURE 128
X.1 Introduction à l'IRS 128
X.1.1 Qu'est-ce que l'interaction rail-structure 128
X.2 Actions et exigences de calcul 128
X.2.1 Actions à considérer 128
X.3 Exigences de calcul IRS 131
X.4 IRS avec MIDAS CIVIL ASsisatant (RSI wizard) 133
X.4.1 Layout Tab 133
X.4.2 Section Tab 134
X.4.3 Boundary Tab 134
X.4.4 Load Tab 136
X.4.5 Wizard Option Tab 137
X.5 Les résultats de l'IRS 139
X.5.1 Contraintes dans le rail dues à la température 139

X.5.2 Contraintes dans le rail dues à la traction et frienage 140
X.5.3 Contraintes dans le rail dues flexion vertical..... 140
X.5.4 Contraintes dans le rail dues à la température, freinage-traction et à l'effet vertical 141
X.5.5 Déplacement horizontal absolu du tablier dues au freinage et traction 141
X.5.6 Déformation horizontale relative entre le Rail 1 et le tablier due au freinage et à la traction : 142
X.5.7 Déformation horizontale relative entre le Rail 2 et le tablier due au freinage et à la traction : 142
X.5.8 Déplacement rotatif de l'extrémité du tablier (δθ, mm) dû à la charge verticale .. 143
X.5.9 Déplacement vertical de l'extrémité du tablier (dZ, mm) dû à la température, au freinage/traction et aux charges verticales..... 143
X.6 Conclusion..... 144

Liste des Figures

Figure I-1 Plan général de ligne ferroviaire Beni Mansour à Bejaia. 1
Figure I-2 Situation du projet sur la carte d'état-major. 2
Figure I-3 Situation du projet sur Google Earth. 2
Figure I-4 Situation des obstacles sur site. 3
Figure I-5 Tracé en plan du viaduc autoroutier. 3
Figure I-6 Détail du gabarait 3
Figure I-7 Tracé en plan. 4
Figure I-8 La zone de projet sur Google Earth. 5
Figure I-9 Situation de la ligne dans la carte sismique de l'Algérie (RPOA). 7
Figure I-10 Sismicitè de la wilaya de Bejaïa. 7
Figure I-11 Températures moyen observé de Sidi Aich [meteoblue.com]. 8
Figure I-12 Vitesse de vent moyen [meteoblue.com]. 8
Figure I-13 Le bassin versant de la Soummam. 9
Figure II-1 Schéma explicatif de la méthode. 11
Figure II-2 Découpage des voussoirs. 12
Figure II-3 Section transversale du voussoir. 13
Figure II-4 Section transversale de la variante n°2. 15
Figure II-5 Découpage des voussoirs. 18
Figure II-6 Section transversale du voussoir. 19
Figure III-1 Modèle de charge 71. 28
Figure III-2 Modèle de charge SW/0 et SW/2. 29
Figure III-3 Excentricité de la charge vertical (LM71 ; SW0). 30
Figure III-4 Répartition longitudinale d'une charge des roues par le rail. 30
Figure III-5 Répartition longitudinale des charges par les traverses et le ballast. 31
Figure III-6 Répartition transversale des charges par les travers et ballast. 31
Figure III-7 Situation de projet I 34
Figure III-8 Situation de projet II. 34
Figure III-9 Titre 6.1 Eurocode 1 Partie 1-5 : Actions thermiques. 35
Figure III-10 Corrélation entre les températures minimales/maximales de l'air sous abri (Tmin/Tmax) et la composante de température uniforme minimale/maximale d'un pont (Te.min/Te.max) 36
Figure III-11 Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire [Fiche UIC 776-1]. 38

Figure III-12 Les cas de charges mobiles [Midas Civil] 38
Figure IV-1 Les phases de construction du fléau. 40
Figure IV-2 combinaison (type A). 42
Figure IV-3 Combinaison d'action (type B). 42
Figure IV-4 Chéma statique du VSP. 44
Figure IV-5 Vue en, plan VSP [câbles de clouage] 47
Figure IV-6 Construction stages [Tablier]. 48
Figure V-1 Espacement entre les plaques d'ancrage. 52
Figure V-2 Tracé des câbles en plan. 54
Figure V-3 Tracé des câbles en élévation. 55
Figure V-4 4 Pertes par frottement. 57
Figure V-5 Détail zone tendu sous des actions longitudinales. 66
Figure V-6 Tracé des câbles de fléau. 70
Figure V-7 Tracé des câbles, vue en plan pour la travée de rive et la travée principale. 71
Figure VI-1 Modèle transversal [Midas Civil]. 72
Figure VI-2Sections à justifier selon le guide SETRA. 73
Figure VI-3 Détail bossage. 76
Figure VII-1 Limites d'utilisation des appareils d'appuis. 78
Figure VII-2 Appareil d'appui à pot. 79
Figure VII-3 Les conditions d'appuis. 80
Figure VIII-1 Sections de la pile. 89
Figure VIII-2 Modèle de calcul sismique. 90
Figure VIII-3 Spectre de réponse horizontal [RPOA 2008]. 92
Figure VIII-4Spectre de réponse vertical [RPOA 2008]. 93
Figure VIII-5 Diagramme du moment à l'ELA. 95
Figure VIII-6 Abaques de WALTHER pour $\eta = 0\ et\ \eta = \infty$. 96
Figure IX-1 Définition géométrique d'un appareil d'appui fretté. 100
Figure IX-2 Les deux types d'appareils d'appui [MIDAS CIVIL]. 101
Figure IX-3 Les dimensions de la semelle. 104
Figure IX-4 Modèle [Midas Civil]. 106
Figure IX-5 lois d'interaction vis-à-vis des sollicitations de courte durée et de longue durée. 107
Figure IX-6 La loi de mobilisation du frottement latéral τ et la loi de mobilisation de l'effort en pointe q 107

Figure IX-7 Abaque de Walther. 110
Figure IX-8 distribution du moment Mxx_elu pour l'élément plaque de la semelle. 111
Figure IX-IX-9 abaque de WALTHER pour h/d=0.05 123
Figure IX-IX-10 distribution du moment Mxx_els pour l'élément plaque de la semelle 124
Figure IX-11 Mur garde grève [MIDAS CIVIL]. 126
Figure IX-12 Mur frontal [MIDAS CIVIL]. 127
Figure IX-13 Mur en retour [MIDAS CIVIL]. 128
Figure X-1 Les efforts axiale dans LRS [MIDAS.COM] 129
Figure X-2 Actions des forces de freinage et d'accélération sur le pont [MIDAS.COM]. 130
Figure X-3 Déplacements relatifs et absolus. 131
Figure X-4 Appareille de dilatation. 132
Figure X-5 Rotations d'extrémité du tablier. 132
Figure X-6 RSI Wizard, latout tab. 133
Figure X-7 RSI Wizard section tab. 134
Figure X-8 Boundary Types, Spring(left) & Bearing(right). 135
Figure X-9 RSI Wizard Boundary Tab 135
Figure X-10 RSI Wizard Load Tab. 136
Figure X-11 Les modèles générés par le WIZARD. 137
Figure X-12 Modèle global. 138
Figure X-13 Les liaisons crée par l'RSI WIZARD. 138
Figure X-14 Vue en perspective du modèle. 138
Figure X-15 La fonction du "Rail Track Analysis Report". 139
Figure X-16 Contraintes dans le rail dues à la température 139
Figure X-17 Contraintes dans le rail dues à la flexion verticale. 140
Figure X-18 Contraintes dans le rail dues à la température, freinage-traction et à l'effet vertical 140
Figure X-19 Contraintes dans le rail dues à la température, freinage-traction et à l'effet vertical. 141
Figure X-20 Déplacement horizontal absolu du tablier dues au freinage et traction. 141
Figure X-21 Déformation horizontale relative entre le Rail 1 et le tablier due au freinage et à la traction. 142
Figure X-22 Déformation horizontale relative entre le Rail 2 et le tablier due au freinage et à la traction 142
Figure X-23 Déplacement vertical de l'extrémité du tablier (dZ, mm) dû à la température, au freinage/traction et aux charges verticales 143

Liste des tableaux

Tableau I-1 Travaux de reconnaissance. 6
Tableau I-2 Type de fondations proposées 6
Tableau I-3 Importance sismique 7
Tableau I-4 Coefficient d'accélération (RPOA, 2008) 7
Tableau II-1 Critères de découpage des voussoirs 12
Tableau II-2 Détail des voussoirs. 13
Tableau II-3 Prédimensionnement transversal. 13
Tableau II-4 Prédimensionnement de la culée. 14
Tableau II-5 Prédimensionnement de la pile. 14
Tableau II-6 Les valeurs d'élancement. 16
Tableau II-7 Largeur de la semelle en fonction de la portée. 16
Tableau II-8 Prédimensionnement de la semelle. 16
Tableau II-9 Entre axe des poutre et l'épaisseur de la dalle. 16
Tableau II-10 Prédimensionnement des entretoises. 17
Tableau II-11 Prédimensionnement de la culée. 17
Tableau II-12 Prédimensionnement de la pile. 18
Tableau II-13 Détailles des voussoirs. 18
Tableau II-14 Prédimensionnement transversale. 19
Tableau II-15 Prédimensionnement de la culée. 20
Tableau II-16 Prédimensionnement de la pile. 20
Tableau II-17 Comparaison entre les trois variantes. 21
Tableau II-18 Evaluation multicritères des trois variantes. 22
Tableau III-1 Caractéristique du béton. 24
Tableau III-2 Les valeurs de γb. 25
Tableau III-3 Contrainte admissible à L'ELS 25
Tableau III-4 Contrainte limite de traction à l'ELS. 26
Tableau III-5 Caractéristiques du câble de la précontrainte. 27
Tableau III-6 Poids de CCP. 27
Tableau III-7 Poids propre de tablier. 27
Tableau III-8 Valeurs caractéristiques des charges verticales. 29
Tableau III-9 Gradient thermique $\Delta\boldsymbol{\theta}$. 36
Tableau IV-1 Evaluation des efforts dans le fléau. 43
Tableau IV-2 Les résultats de calcule M/N. 44

Tableau IV-3 Nombres des cables. 45
Tableau IV-4 La limite de contrainte de compression dans les combinaison A et B. 46
Tableau V-1 Nombre de câbles de fléau arrêter dans chaque voussoir. 51
Tableau V-2 Les valeurs de "a" et "b". 53
Tableau V-3 Tracé en plan. 55
Tableau V-4 Tracé des câbles en élévation. 55
Tableau V-5 Les pertes de tension instantanées. 58
Tableau V-6 Les pertes de tension différées. 60
Tableau V-7 Les pertes de tension totales. 60
Tableau V-8 Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction. 61
Tableau V-9 Nombre de câbles de continuité travée principale. 63
Tableau V-10 Nombre de câbles de continuité travée de rive. 64
Tableau V-11 Tracé des câbles de continuité. 65
Tableau VI-1 Efforts extrêmes dans le voussoir courante. 73
Tableau VI-2 Ferraillage passif de voussoirs. 74
Tableau VII-1 Descente de charge du tablier sur l'appareil d'appui. 80
Tableau VII-2 les efforts verticaux à prendre en compte à l'ELU pou l'appareil d'appui. 80
Tableau VII-3 Surface Sp du pot. 81
Tableau VII-4 Coefficient de dégressivité. 82
Tableau VII-5 Réaction au niveau des appareils d'appuis. 82
Tableau VII-6 Les dimensionnes de dé d'appui. 84
Tableau VIII-1 Distribution de la force sismique pour les piles 01 et 08. 93
Tableau VIII-2 Evaluation des réactions et moments à la base de la pile la plus sollicitée. 95
Tableau VIII-3 Ferraillage longitudinal de la pile 08. 96
Tableau VIII-4 distribution de la section d'acier total sue le périphérique de la pile en section creuse. 96
Tableau VIII-5 Vérification de la condition de non-fragilité. 97
Tableau VIII-6 Vérification du flambement pour la pile la plus élancée. 97
Tableau VIII-7 Distribution de la section d'armature transversale en section creuse. 98
Tableau IX-1 dimensions des appareils d'appui retenus. 100
Tableau IX-2 Tableau résumant les résultats de Mx et My à la base des piles pour les deux types d'appareils d'appui. 101
Tableau IX-3 Surcharge sur modèle, cas ELS ELU ELA. 104
Tableau IX-4 Modèle EF, Résultats des cas extrêmes ELS ELU ELA. 108

Tableau IX-5 Calcul d’ancrage des pieux. 108
Tableau IX-6 Vérification des réactions à la compression. 109
Tableau IX-7 Pieux, Efforts de dimensionnement du ferraillage longitudinale..... 109
Tableau-IX-8 efforts agissants sur la semelle 111
Tableau IX-9 Evaluation de la section d’acier dans les deux sens x-x. y-y. 111
Tableau IX-10 Cas de charges. 113
Tableau IX-11 Actions du tablier [ELS ELU ELA]. 114
Tableau IX-12 Caractéristique du sol..... 116
Tableau IX-13 Poids et poussées des terres. 116
Tableau IX-14 Caractéristiques du Ballast..... 116
Tableau IX-15 Poids et poussée du ballast..... 116
Tableau IX-16 Caractéristique de la voie..... 117
Tableau IX-17 Poids et poussées des rails, traverses et attaches. 117
Tableau IX-18 Caractéristique de la charge UIC 71. 117
Tableau IX-19 Poids et poussées de la charge mobile LM71. 118
Tableau IX-20 Caractéristique de la charge SW2. 118
Tableau IX-21 Poids et poussées de la charge mobile SW2. 118
Tableau IX-22 Caractéristiques sismiques. 119
Tableau IX-23 Efforts d’inertie sismiques de la structure. 119
Tableau IX-24 Poussée dynamique globale. 120
Tableau IX-25 Efforts extrêmes dans les pieux à l’ELU. 120
Tableau IX-IX-26 Efforts extrêmes dans les pieux à l’ELS. 121
Tableau IX-IXIX-27 Efforts extrêmes dans les pieux à l’ELA. 121
Tableau IX-IX-28 Calcul d’ancrage des pieux. 121
Tableau IX-IX-29 Vérification des réactions à la compression. 122
Tableau IX-IX-30 Efforts de dimensionnement du ferraillage longitudinale. 122
Tableau IX-31 Efforts agissants sur la semelle. 124
Tableau IX-IX-32 évaluation de la section d’acier dans les deux sens x-x . y-y 124
Tableau IX-33 Evaluation des efforts agissant sur le mur garde grève. 126
Tableau IX-34 Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x , y-y..... 126
Tableau IX-35 Evaluation des efforts agissant sur le mur frontal..... 127
Tableau IX-36 Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x , y-y..... 127
Tableau IX-37 Evaluation des efforts agissant sur le mur frontal..... 128
Tableau IX-38 Evaluation de la section d’acier dans les deux sens x-x . y-y 129

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION

Les infrastructures de transport jouent un rôle crucial dans le développement économique et social d'un pays. Parmi ces infrastructures, les ponts ferroviaires occupent une place essentielle en facilitant la circulation des personnes et des marchandises sur de longues distances. Ils contribuent à la réduction des temps de trajet, à l'amélioration de la sécurité routière, ainsi qu'à la diminution de la congestion routière et des émissions de gaz à effet de serre. Dans ce contexte, l'étude et la construction de ponts ferroviaires revêtent une importance stratégique pour les ingénieurs civils et les décideurs publics.

Ce projet de fin d'études se concentre sur la conception et l'étude détaillée d'un viaduc ferroviaire à double voie sur la ligne reliant Beni Mansour à Bejaia. Ce viaduc, d'une longueur de 980 mètres, constitue une infrastructure essentielle pour le développement du réseau ferroviaire de la région. Ce projet de fin d'études vise à approfondir la compréhension des différentes étapes de la conception, de l'analyse et de la construction d'un pont ferroviaire, en fournissant une base solide en matière d'ingénierie des structures et en mettant l'accent sur les spécificités liées aux ponts ferroviaires.

L'élaboration de ce projet complexe a nécessité une analyse minutieuse des différents obstacles naturels et anthropiques présents sur le tracé, notamment le passage au-dessus de l'oued Soummam et la présence d'un pont routier existant. Ces contraintes ont conduit à la sélection d'une section de tablier en "poutre-caisson à hauteur constante", un choix technique visant à optimiser la résistance et la durabilité de l'ouvrage. La réalisation de ce tablier se fera par la méthode de l'encorbellement successif, une technique reconnue pour son efficacité dans la construction de structures imposantes sur des terrains difficiles.

Pour ce travail, nous procéderons comme suit :

Chapitre	Contenue
Chapitre I	PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE
Chapitre II	CONCEPTION ET PREDEMONSIONEMENT
Chapitre III	HYPOTHESES DE CALCUL ET CHARGERS ET SURCHARGES
Chapitre IV	ETUDE LONGITUDINALE
Chapitre V	ETUDE DE LA PRECONTRAINTE
Chapitre VI	ETUDE TRANSVERSALE
Chapitre VII	EQUIPEMENT DU PONT
Chapitre VIII	ETUDE SISMIQUE
Chapitre IX	ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE
Chapitre X	INTERACION RAIL STRUCTURE

CHAPITRE I
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE I PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction

Le secteur des infrastructures de transport constitue un pilier essentiel du développement socio-économique de notre pays. Dans cette optique, le projet de réalisation des travaux de doublement de la voie et de rectification du tracé pour l'augmentation de la vitesse à 160 km/h sur la ligne reliant Béni Mansour à Bejaia revêt une importance significative. Ce méga projet se divise en plusieurs pôles majeurs, parmi lesquels la conception et la construction des ponts revêtent une importance primordiale. Dans notre projet, nous nous attarderons sur l'un des ponts les plus importants de la ligne ferroviaire Béni Mansour à Bejaia, à savoir le viaduc Oued Soummam, débutant au pk 43+651 et se prolongeant jusqu'au début du tunnel Sidi Aich au pk 44+631.

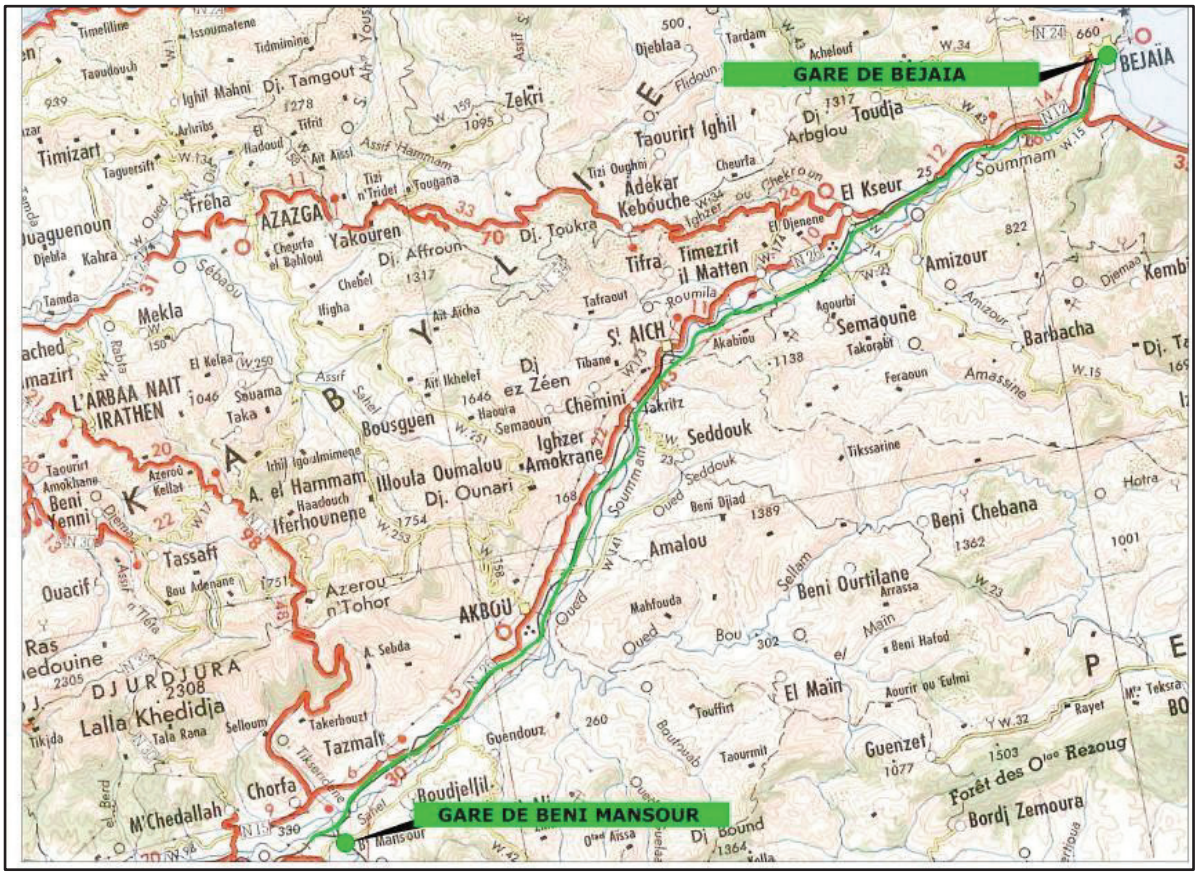


Figure I-1 Plan général de ligne ferroviaire Beni Mansour à Bejaia.

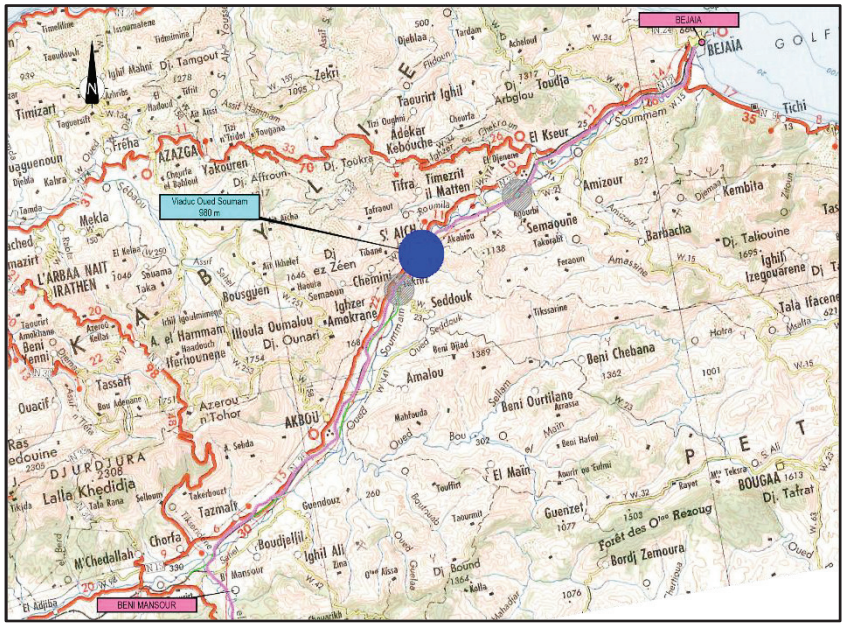
I.2 Présentation du projet

I.2.1 Objectif du projet

L'objet de notre travail consiste à faire la conception et l'étude de l'ouvrage Viaduc de P.K. 43+651 faisant partie des travaux de Réalisation des travaux de doublement de la voie et rectification du tracé pour augmentation de la vitesse a160km/h de la ligne béni Mansour Bejaia.

I.2.2 Situation du projet

L'ouvrage d'art de notre étude se situé au PK43+651 dans la ligne Ferroviaire Beni Mansour-Bejaia.


BEJAIA
BENI MANSOUR
Viaduc Oued Soumam
980 m
AZAZGA
AKBOU
Timizart
Freha
Tichi
Soummam
Kembita
Barbacha
Amizour
Semaoune
Beni Chebana
Beni Ourtilane
Amalou
Seddouk
Ighzer Amokrane
Illoula Oumalou
Tassaft
Ouacif
Lalla Khedidja
Tazmalt
Chorfa
Boudjellil
Ighil Ali
Guenzet
Bordj Zemoura
BOUGAA
Tala Ifacene
Ighil Izegouarene
Tamokra
Tifra
Timezrit
Adekar
Kebouche
Yakouren
Mekla
Bousguen
Chemini
Ait Ouabane
Tamokra
Tizi Ouchen
Tizi n'Tidet
Tizi n'Tirourda
Tizi Hamrouna
Tizi n'Berber
Tizi Ouzellaguen
Tizi Ouaguenoun
Tizi Ouaguenoun
Tizi Ouaguenoun

I.2.3 Obstacles à franchir

Notre structure est conçue pour traverser deux obstacles significatifs : elle passera au-dessus d'un viaduc autoroutier situé au PK 44+200, d'une largeur de 23 mètres qui limiter le gabarit avec une valeur de 5.578 m, et traversera également l'Oued Soummam au PK 44+400, lequel a une largeur de 20 mètres, la Figure I-4, montre la situation des obstacles sur site.



Figure I-4 Situation des obstacles sur site.

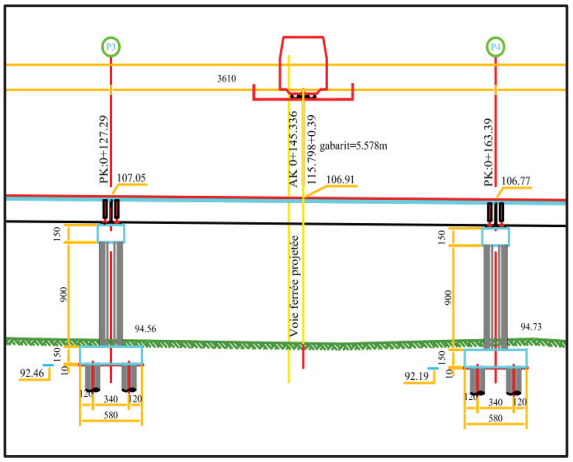


Figure I-4 Détail du gabarait

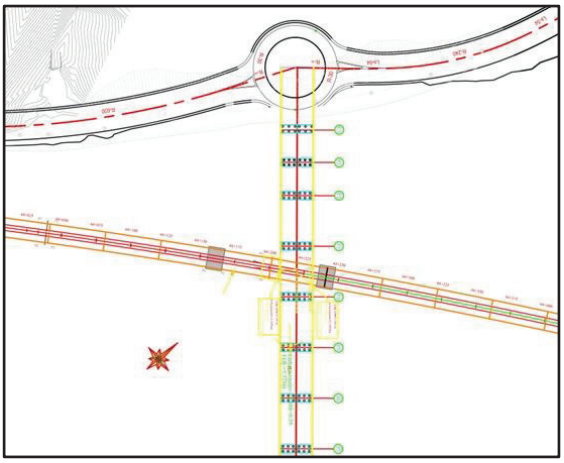


Figure I-6 Tracé en plan du viaduc autoroutier.

I.3 Données de projet

I.3.1 Données géométriques

I.3.1.1 Tracé en plan

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont :

– Du PK 43+651 au PK 44+631 : Arc de rayon R = 5000 m et de longueur L = 980m

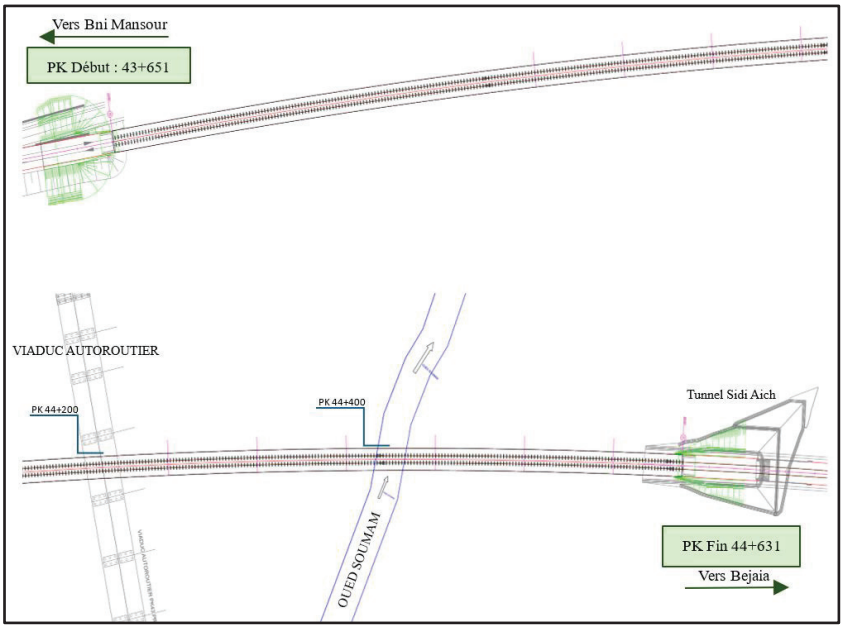


Figure I-5 Tracé en plan.

I.3.1.2 Profil en long

L'axe de roulement présente :

- De PK 43+651 au PK 44+631 : Une rampe de 15 $^{o}/_{oo}$.

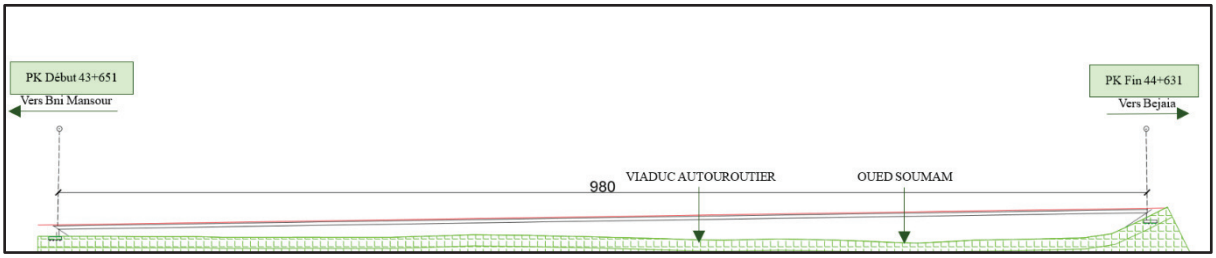


Figure I-9 Profil en long

I.3.1.3 Profil en travers

Le profil en travers de notre ouvrage présente les caractéristiques suivantes :

- Largeur totale de 12.80 m.
- Nombre de voies 2.
- Ecartement des rails 1.435 m.
- Entraxe des deux voies 4.8 m.
- Pente transversale en toit 2%.

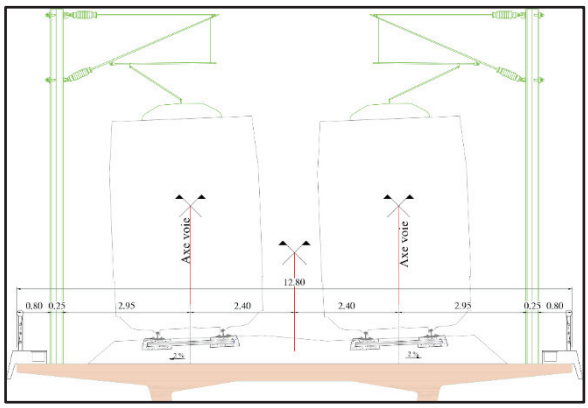


Figure I-10 Profil en travers.

I.3.2 Données naturelles

I.3.2.1 Topographie

D'après le levé topographique et les photos satellitaires, on trouve que le projet est implanté dans une zone montagneuse.



Figure I-6 La zone de projet sur Google Earth.

I.3.2.2 Géotechnique

L'exercice des travaux de reconnaissance géotechnique (sondages, pénétromètres dynamiques et puits de reconnaissance), ainsi que les essais de laboratoire dans des échantillons extraits dans sondages et puits de reconnaissance, a été effectué par un laboratoire géotechnique.

Dans le tableau suivant, sont exposés les travaux de reconnaissance réalisés. Enfin, le type d'essai est décrit :

- Sondages mécaniques : (S)
- Pénétromètre dynamique : (PD)
- Puits de reconnaissance : (PR)

Ensuite sont énumérés les travaux de reconnaissance réalisés.

Tableau I-1 Travaux de reconnaissance.

Recherche	Profil	Distance	Long(m)	Type
PD-V-45,1	44+175	-19	4,2	pénétromètre
PR-V-45,1	44+175	-19	3,0	puits
S-V-45,3	44+360	-22	18,0	sondage
S-T-45,6	44+767	2	25,0	sondage

En accord avec les travaux de reconnaissance disponibles, ainsi qu'à partir du profil géologique interprété, on peut trouver des épaisseurs de dépôts de terrasses et d'alluvions de 20 à 25 mètres de puissance. De ce fait, on envisage une fondation profonde au moyen de pieux qui devront être encastrés de 6 à 10 diamètres dans le substrat du crétacé de la formation Ci/Cm et sur lequel s'appuient les dépôts quaternaires qui affleurent en superficie.

De manière générale, on envisage des conditions générales pour une fondation en sols meubles ou de compacité faible à moyenne, recommandant la mise en place de pieux d'entre 1,0 et 1,5 m de diamètre, avec des longueurs comprises entre 35 à 40 m en fonction du diamètre et dimensionnés pour des tensions de travail de 40 kp/cm^2.

Les fondations situées à proximité de lits devront être protégés des éventuels creusements par la mise en place de manteaux d'enrochements.

Le tableau suivant résume les conditions de fondation proposées pour cette situation :

Tableau I-2 Type de fondations proposées

Type de fondation	Géométrie	Profondeur (m)	σ_{adm} (kg/cm^2)
Profonde	Pieux forés en béton armé ϕ=1,0 m	35,0	40
Profonde	Pieux forés en béton armé ϕ=1,2 m	40,0	40

I.3.2.3 Sismicité du site

Le zoning sismique établi par le Centre de Génie Parasismique (CGS, 1999) complété, en RPOA 2008, classe la région de Bejaia dans la zone de moyenne sismicité (Zone II a).

Figure I-7 De ce fait, le facteur sismique doit nécessairement être pris en compte dans le dimensionnement des ouvrages importants : tunnel, viaduc, stabilité des grands déblais-remblais.

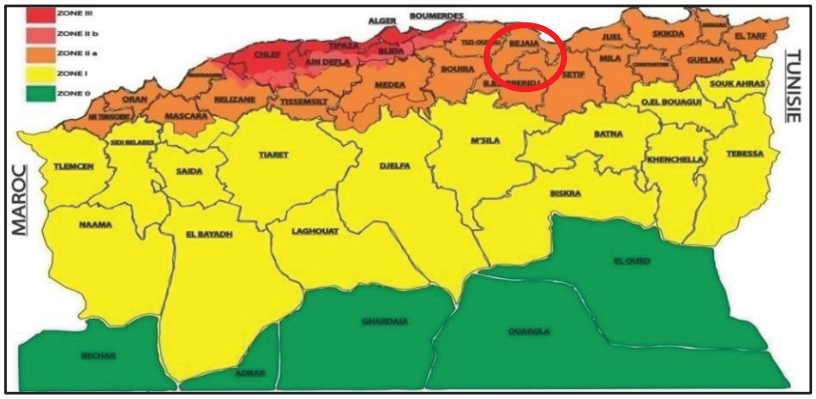


Figure I-7 Situation de la ligne dans la carte sismique de l'Algérie (RPOA).

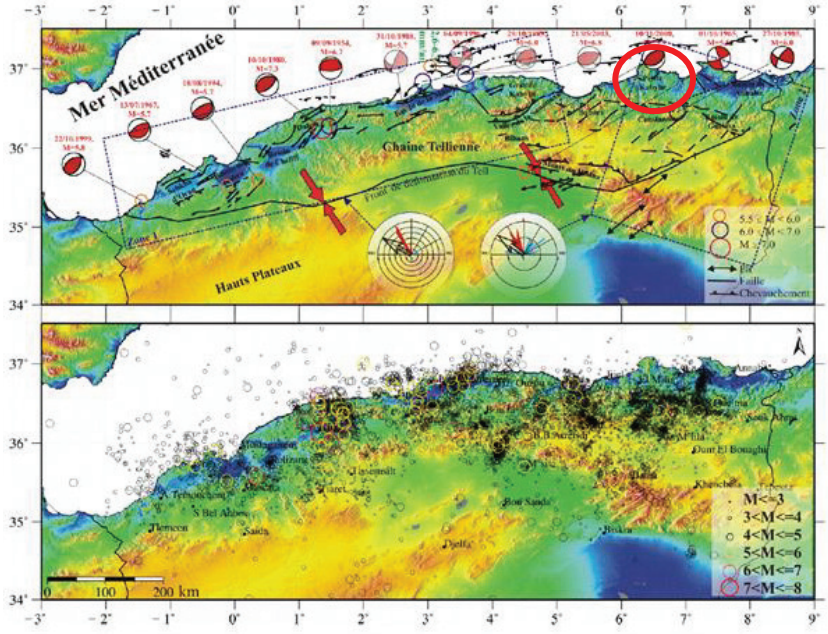


Figure I-8 Sismicitè de la wilaya de Bejaïa.

Tableau I-3 Importance sismique

zone i	Faible
zone iia	**Moyenne**
zone iib	Élevée
zone iii	Très élevée

L'ouvrage est inclus dans le groupe 1 (Pont stratégique).

- Le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est A= 0.25 d'après le tableau de RPOA 2008

Tableau I-4 Coefficient d'accélération (RPOA, 2008)

Groupe	**Zone sismique**			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	**0.25**	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

I.3.2.4 Temperature

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints et des appareils d'appui et sur les éléments structuraux

- Sidi Aich, durant la saison d'été, a une moyenne de 35°C la journée et 22°C la nuit.
- En hiver la région connaît une moyenne de 16°C la journée et 7°C la nuit.

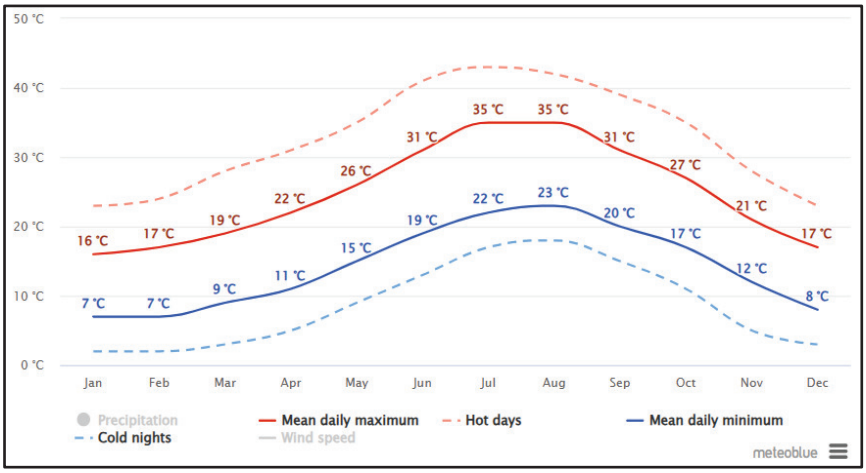


Figure I-9 Températures moyen observé de Sidi Aich [meteoblue.com].

I.3.2.5 Vent

La région de Sidi Aich connaît une vitesse du vent varie entre 19 km/h et 6 km/h, avec un moyen de 13 km/h.

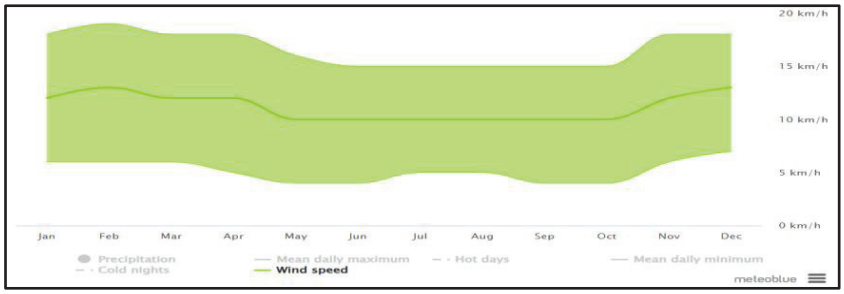


Figure I-10 Vitesse de vent moyen [meteoblue.com].

I.3.2.6 Hydrologique:

Elle est convenue de connaitre les niveaux des eaux qui influent sur la conception de l'ouvrage et son implantation dans l'espace et permet d'apprécier l'opportunité de certaine méthode d'exécution.

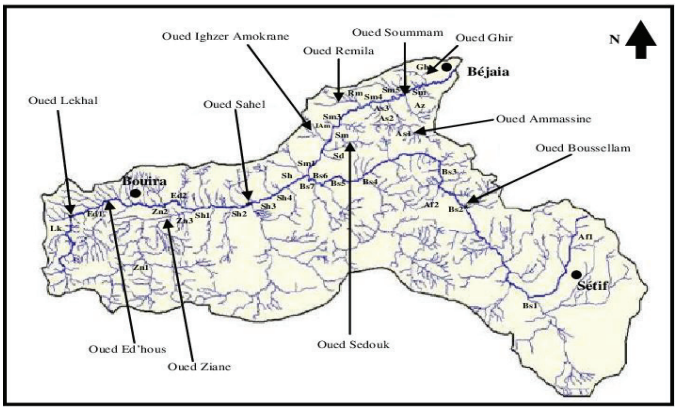


Figure I-11 Le bassin versant de la Soummam.

Hydraulique

Suivante les donnes hydrologiques recueillent entre 1961 et 1971, Le débit moyen d'oued Soummam est de 25m³/s, durant la période de crue 1970 le débit maximal enregistre était 115.9m³/s et le débit d'étiage descend a 0.6m³/s.

I.4 Conclusion

La collecte de données concernant le pont (données naturelles et fonctionnelles) et son emplacement est une étape cruciale avant de débuter l'étude. Cette description sommaire repose en partie sur les documents fournis par l'ensemble d'organismes participant au projet.

CHAPITRE II

CONCEPTION ET PREDEMONSIONEMENT.

CHAPITRE II CONCEPTION ET PREDEMONSIONEMENT

II.1 Introduction

La conception d'un pont routier ou ferroviaire résulte d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes environnementales et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysagère.

Le prédimensionnement d'une structure consiste à fixer les dimensions de différents éléments et équipements qui le constituent, en respectant certaines règles thoriques et des conditionnes pratiques de la construction.

II.2 La démarche de conception d'un pont et les critères du choix

L'objectif est de déterminer la solution la plus économique respectant les contraintes imposées. Pour obtenir au meilleur choix, on doit d'une part bien connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum les aléas pendant l'exécution.

Les ponts sont classés selon des critères propres aux familles d'ouvrages. Ces différents classements peuvent être croisés entre eux pour former des subdivisions. On distingue les classifications suivantes :

- Selon leur fonction : rail, routier, canal, passerelle
- Selon l'obstacle à franchir : rivière, route, chemin de fer …
- Selon le schéma statique du pont : travée continue ou indépendante
- La situation en plan : droit, courbe ou biais.
- Les matériaux de construction (acier, béton arme, béton précontrainte, câble, métallique.
- Selon la durée de vie : provisoire ou définitif
- Selon la structure : poutre, caisson, arc, suspendu ….

Et pour les choix du type de l'ouvrage on distingue plusieurs éléments que nous prenons en considération :

- L'objectif de l'ouvrage : autoroute, chemin de fer, passerelle.
- L'importance de l'ouvrage : classe de pont, catégorie …
- La topographie du site : définir les obstacles, altitude, ; relief …
- L'implantation possible des appuis
- Les données géologiques et géotechniques ; reconnaissance de sol, niveau de la nappe phréatique, sismicité.

II.2.1 Les critères du choix

- Economie : cout de réalisation
- Durée d'exécution et la difficulté des techniques de réalisation
- L'esthétique : qualité architecturale
- L'impact sur l'environnement
- Maintenance

II.3 Etude et proposition des variantes

Dans l'étude des variantes on va présenter le travail réalisé pour la conception de notre pont. D'après cette conception on va choisir la solution la plus économique et la plus avantageuse pour notre ouvrage, donc on va limiter notre choix sur les trois variantes suivantes :

- Pont Voussoirs a une section de hauteur constante en béton précontrainte construit par Encorbellements Successifs.
- Pont mixte bipoutre continu avec une section constante.
- Pont voussoir a une section de hauteur variable en béton précontrainte construit par Encorbellements successifs.

II.3.1 Variante N°1 : Poutre caisson à hauteur constante en béton précontraint construit par Encorbellements Successifs

II.3.1.1 Description de la méthode

Le principe de construction par encorbellement successifs consiste à former des consoles dont l'exécution s'effectue, en générale symétriquement de part et d'autre des piles, la double console obtenue est alors appelée fléau.

Chaque console est constituée des voussoirs préfabriqué ou coules en place à l'aide d'équilibrage mobile (par échafaudages), tout voussoir est mis en œuvre par encorbellement par rapport au précèdent et fixe à ce dernier par des câbles de précontrainte, il constitue ainsi une console autoporteuse sur laquelle on s'appuyé pour mettre en œuvre les voussoirs suivants.

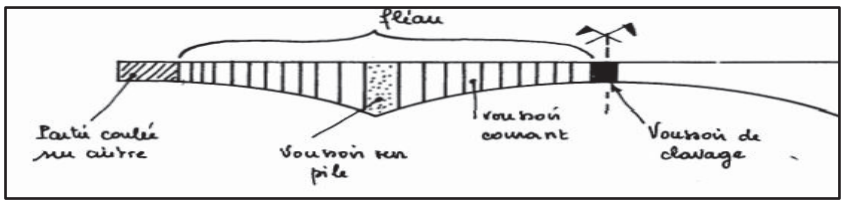


Figure II-1 Schéma explicatif de la méthode.

II.3.1.2 Conception longitudinale

-Implantation des appuis :

Notre structure est conçue pour traverser deux obstacles significatifs : elle passera au-dessus d'un viaduc autoroutier situé au PK 44+200, d'une largeur de 23 mètres qui limiter le gabarit avec une valeur de 5.578 m, et traversera également l'Oued Soummam au PK 44+400, lequel a une largeur de 20 mètres.

-La solution proposée :

Pour cette variante on propose de projeter vingt (20) travées principales de 51 m et deux travées de rive de 31 m (60.7%), donc la longueur totale du pont égale à 980 m. Et en ajoutant 1 m à chacune des deux extrémités, on obtient un tablier de 982 m en longueur.

-Découpage des voussoirs :

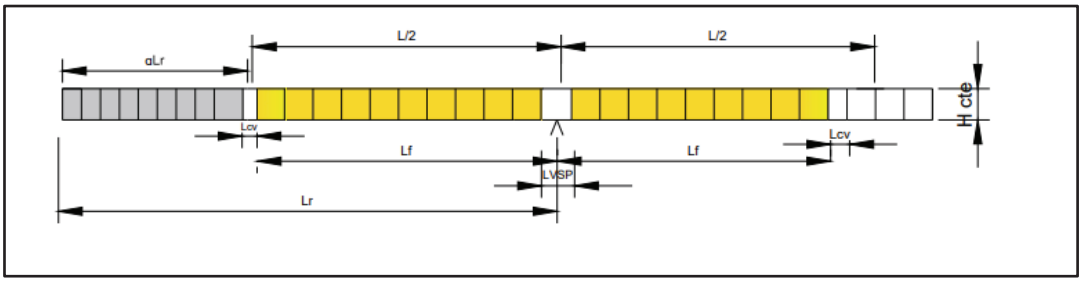


Figure II-2 Découpage des voussoirs.

Tableau II-1 Critères de découpage des voussoirs

Type de tablier	Poutre caisson coulée sur place	Poutre caisson préfabriqué
Critère de découpage	-caractéristique de l'équipage mobile	-les capacités des engins de transport et les moyens de pose de ces voussoirs [1]

Légende

(1) le voussoir sur pile dans le cas de voussoirs préfabriqués est souvent découpé en plusieurs éléments afin de réduire le poids des éléments à transporter, qui sont assembles en place a l'aide des barres ou des câbles de précontrainte.

Pour cette variante on distingue quatre types des voussoirs sont mentionner dans le tableau suivant

Tableau II-2 Détail des voussoirs.

Type de voussoir	L_v(m)	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur piles	5	19 $v_{5,00}$
Voussoirs de clavages	1.2	20 $v_{1.20}$
Voussoirs courants	2.8	304 $v_{2.50}$
Partie disposée sur cintre(étaiements)	6	3 × 2 $v_{2.00}$
$Nombre\ des\ voussoire\ préfabriquée = 19 \times 3^{*} + 20 + 304 + 6 = 387$		

(*) Le VSP est décomposé en trois parties « 1.5 – 2 – 1.5 »

II.3.1.3 Conception transversale

Puisque on a une largeur de tablier inférieur à 20 mètres donc la solution la plus économique est celle d'un caisson à section fermé. Son prédimensionnement est montré dans le tableau ci-dessous qui est basé sur le guide SETRA 2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs) :

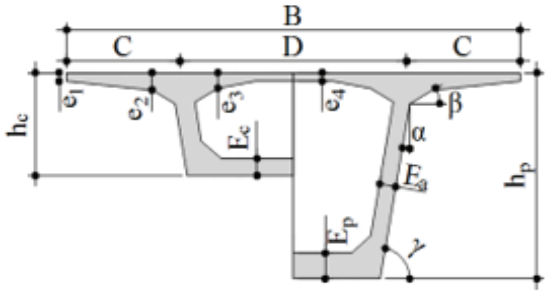


Figure II-3 Section transversale du voussoir.

Tableau II-3 Prédimensionnement transversal.

Elément		Ration usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	12.8m
Largeur d'encorbellement		$C = B/4$	3.2m
Entre axe des âmes		$D = B - 2C$	6.4m
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e_1	$e_1 \geq$ 16 à 18 cm	25cm
	e_2	$\frac{c}{7} \leq e_2 \leq \frac{c}{5}$	50 cm
	e_3	$e_3 = 10 + \frac{D}{25}\ avec\ e_3 > e_2 - 10\ et\ e_3 > 1.5\ e_4$	50cm
	e_4	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	40cm
Gousset supérieur		$30° \leq \beta \leq 45°$	45°
Gousset inferieur		$40° \leq \gamma \leq 45°$	45°

Inclinaison de l'âme	$10° \leq \alpha \leq 30°$ condition de bétonnage	$20\% \, arctan\frac{1}{5} = 11.13°$
Epaisseur de l'âme (Ea)	$E_a > 26 + \frac{L}{500} ; L = L_{tr}; E_a > 59cm \; cas \; 19T15$	60cm
Epaisseur de l'hourdis inf.	$Ep = Ec \geq max\{18 ; 3\phi ; \frac{Ea}{3}\}$	40cm
Hauteur du voussoir h_P	$\frac{L}{16} < h_p < \frac{L}{13}; \; L = 51 \, m$	3.3m

II.3.1.4 Conception des culées

Une culée de pont est une structure qui relie le tablier d'un pont au sol aux extermine d'une travée de pont, aidant ainsi à supporter son poids à la fois horizontalement et verticalement on distingue Cinque type des culées

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage
- Culées remblayées (soutien des remblais)
- Culées creuses sous forme d'une boite renversée
- Culées en terre arme
- Culées contrepoids
- Pour notre conception on adopte les culées remblayées.

Tableau II-4 Prédimensionnement de la culée.

Élément		Mur garde grève			Mur de front		
Paramètre		Hauteur	Épaisseur	Longueur	Hauteur	Épaisseur	Largeur
Dimension	C1	4.40	0.5	11.80	5.50	2.00	11.80
	C2	3.10	0.5	11.80	6.40	2.00	11.80
Élément		Mur en retour					
Paramètre		Hauteur		Epaisseur		Largeur	
Dimension	C1	9.90		0.5		7.30	
	C2	9.50		0.5		7.30	
Élément		Semelles			Pieux		
Paramètre		Hauteur	Longueur	Largeur	Diamètre	Nombre	Profondeur
Dimension	C1	2.50	13.00	11.00	1.20	4×3	Variable
	C2	2.50	13.00	11.00	1.20	4×3	Variable

II.3.1.5 Conception des piles

Pour la variante N°1 on choisit des piles a section creuses (pile caisson) , avec un chevêtre de 5 mètre de longueur et 3.2 mètre de largeur afin d'accueillir en même temps les appareilles d'appuis ,et les vérin hydraulique.

Tableau II-5 Prédimensionnement de la pile.

Élément		Tête de pile (section pleine)			Pile (section creuse)	
Paramètre	Largeur	Longueur	Hauteur		Épaisseur	Hauteur
Dimension (m)	3.20	5.00	3.00		0.80	Variable
Élément		Semelle			Pieux	
Paramètre	Largeur	Longueur	Hauteur	Diamètre	Nombre	Profondeur
Dimension(m)	13.20	13.20	2.00	1.20	4×4	Variable

II.3.2 Variante N°2 : pont mixte bipoutre

Les ponts mixtes bipoutre sont les ponts dits standard qui travaillent en flexion longitudinale solidarisé par des entretoises (servent à maintenir l'écartement des poutres principales (entre axe) et à résister aux moments de torsion), le profile métallique supportant une dalle pleine en béton armé, la connexion entre la dalle et les poutres principales est faite par des connecteurs.

La portée usuelle va de 30m a 110 m pour les travées continue et 25m a 90m pour les travées indépendantes. Les pots mixtes sont plus adéquats aux ouvrages tes élances ou très courbés.

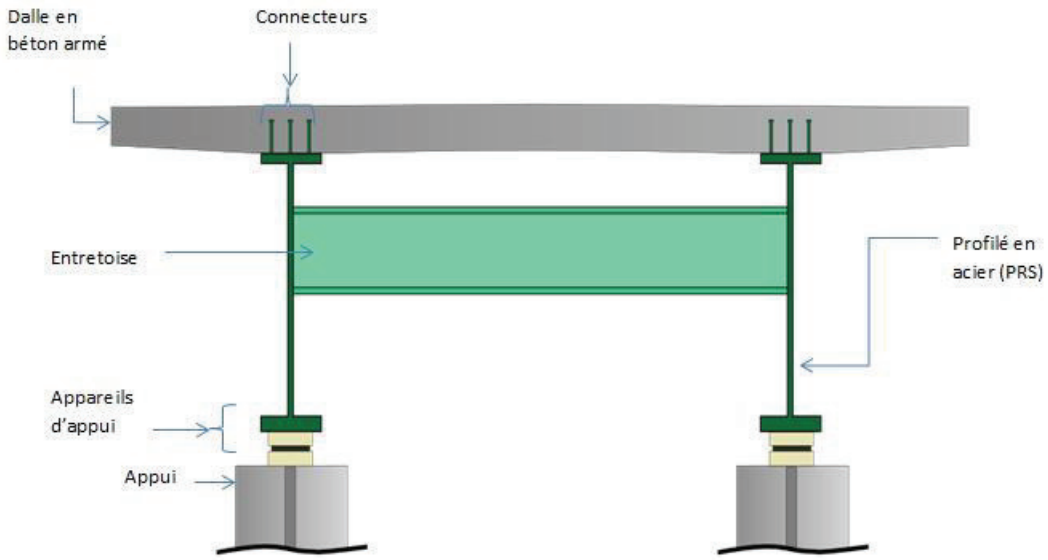


Figure II-4 Section transversale de la variante n°2.

II.3.2.1 Conception longitudinale

On propose pour cette variante un pont mixte bipoutre a travées continues à hauteur constante, l'implantation des coulées donne une longueur de 980 m donc on projette dix-huit travées principales de 51 m et deux travées de rive de 31m (60%). Et en ajoutant 1m de à chacune des deux extrémités, on obtient un tablier de 982 m en longueur.

II.3.2.2 Conception transversale

Le tablier n'est pas très large (LT =12.80<13.00), une solution consiste à appuyer la dalle sur les deux poutres seulement, reliées entre elles par des entretoises.

- La hauteur des poutres principales :

Pour un pont mixte bipoutre avec une hauteur constante l'élancement a respecté est le suivant :

Tableau II-6 Les valeurs d'élancement.

L/H	Pont route		Pont rail	
	Travées indépendantes	Travées continue	Travées indépendantes	Travées continue
Treillis	11	15	10	12
Âme plein	22	30	14	16
Caisson	30	30 à 60	-	19

Donc pour un pont rail avec travées continue l'élancement a respecté est $\frac{L}{h} \approx \frac{1}{16}$

Pour (l, h) = (51.00,3.00) l'élancement $\frac{L}{h} = \frac{1}{17}$ donc h_P=3.00 m

- L'épaisseur des Ames :

En général l'épaisseur de l'âme est supérieure à 12 mm Et elle doit être aussi supérieure 0.005 fois la hauteur(hw). Donc on prend tw = 20 mm

- Semelle :

Tableau II-7 Largeur de la semelle en fonction de la portée.

Portées(m)	Largeur de la semelle inf.	Largeur de la semelle sup
<30	400	500
30 à 50	500	500 à 700
50 à 70	**600**	**800**
70 à 85	700	900
85 à 100	800	1000

- Epaisseurs des semelles t $\frac{b}{t} \leq 0.9\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ tel que

Tableau II-8 Prédimensionnement de la semelle.

Elément	Épaisseur (mm)	Largeur (mm)
Semelle supérieur	30	600
Semelle inférieur	40	800

- Entre axe des poutre et l'épaisseur de la dalle

Tableau II-9 Entre axe des poutre et l'épaisseur de la dalle.

Elément	Ratio usuel	Valeur(m)
Entre axe des poutres	L= Environ 0.55 LT	7.00
Épaisseur de la dalle	$\mathbf{0.13 + \frac{LT-L}{26}}$ **au droit des poutres**	**0.35**
	$0.12+\frac{L}{50}$ au centre du tablier	0.25

- Les entretoises

Les entretoises choisies sur pile sont de type HEB1000, et de IPE 600 pour les entretoises d'about, l'entre axe est de 8 m pour les travées de rive et de 7 m pour les travées principales.

Tableau II-10 Prédimensionnement des entretoises.

Elément	HEB 1000	IPE 600
Hauteur principale h(mm)	1000	600
Épaisseur de l'âme t_W(mm)	19	12
Épaisseur semelle inferieur t_f(mm)	36	19
Epaisseur semelle supérieurt_f(mm)	36	19
Largeur semelle supérieur b(mm)	300	220
Largeur semelle inferieur b(mm)	300	220

II.3.2.3 La connexion entre la dalle et la charpente métallique

La dalle en béton arme est attachée à la semelle supérieure des profilées métallique par des éléments de liaison appelée connecteur (les goujons) dont le rôle d'éviter tous glissement relatif du tablier par rapport aux poutres.

Un goujon est constitué d'une tige cylindrique de faible diamètre, soudée sur la membrure supérieure de la poutre, et d'une tête. La résistance individuelle d'un goujon est inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre, mais leur mise en œuvre est très rapide.

II.3.2.4 Conception des culées

Tableau II-11 Prédimensionnement de la culée.

Élément		Mur garde grève			Mur de front		
Paramètre		Hauteur	Épaisseur	Longueur	Hauteur	Épaisseur	Largeur
Dimension	C1	4.40	0.5	11.80	5.50	2.00	11.80
	C2	3.10	0.5	11.80	6.40	2.00	11.80
Élément		Mur en retour					
Paramètre		Hauteur		Epaisseur		Largeur	
Dimension	C1	9.90		0.5		7.30	
	C2	9.50		0.5		7.30	
Élément		Semelles			Pieux		
Paramètre		Hauteur	Longueur	Largeur	Diamètre	Nombre	Profondeur
Dimension	C1	2.50	13.00	11.00	1.20	4×3	Variable
	C2	2.50	13.00	11.00	1.20	4×3	Variable

II.3.2.5 Conception des piles

Pour la varaintes N°2 on choisit des piles a section creuses (pile caisson) , avec un chevetre de 5 metre de longeur et 3.2 metre de largeur afin d'accueillir en meme temps les apparaille d'appuis ,et les verin hydraulique.

Tableau II-12 Prédimensionnement de la pile.

Élément	Tête de pile (chevêtre)			Pile (section creuse)			
Paramètre	Largeur	Longueur	Hauteur	Largeur	Longueur	Épaisseur	Hauteur
Dimension(m)	3.00	10.50	2.60	1.90	2.30	2	Variable
Élément	Semelle			Pieux			
Paramètre	Largeur	Longueur	Hauteur	Diamètre	Nombre		Profondeur
Dimension(m)	8.00	12.00	2.50	1.20	4×4		Variable

II.3.3 Variante N°3 : Poutre caisson à hauteur variable en béton précontrainte construit par Encorbellements successifs.

Généralement les ponts voussoir a une section de hauteur variable est adopter pour les portées principales dépassent 65/70 (m), les efforts dans les fléaux deviennent très importants pour cela on apporte une hauteur très importante sur pile (on augmente le bras de levier) qui se révèle subordonnante en travée, donc il est économiquement et mécaniquement nécessaire de réaliser un tablier de hauteur variable.

II.3.3.1 Conception longitudinal

- **Implantation des appuis**

Pour cette variante on propose de projeter neuf (9) travées principales de 95m et deux travées de rive de 62.5 m (66%) Et en ajoutant 1 m à chacune des deux extrémités, on obtient un tablier de 982 m en longueur.

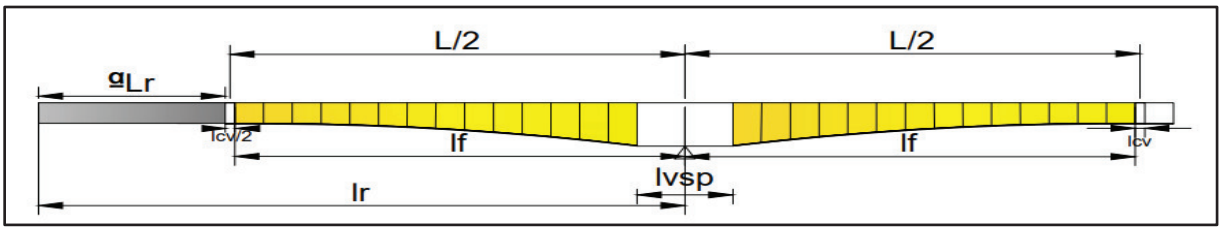


Figure II-5 Découpage des voussoirs.

- **Découpage des voussoirs**

Pour cette variante on a quatre types de voussoir qui sont montrer dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-13 Détailles des voussoirs.

Type de voussoir	Ratio usuel(m)	L(m)	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur piles	7 à 10 m	10	10 $v_{10.00}$
Voussoirs de clavages	1.5 à 3m	1	$9v_{1.00}$
Voussoirs courants	2.5 à 4m	3	$280v_{3.00}$
Partie coulée sur cintre	αL_r	0.264 L_r=16.5	2

II.3.3.2 Conception transversale:

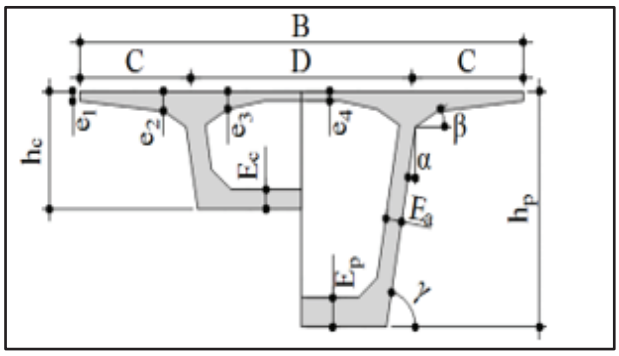


Figure II-6 Section transversale du voussoir.

Tableau II-14 Prédimensionnement transversale.

Élément		Ratio usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	12.80(m)
Largeur d'encorbellement		C=B/4	3.2(m)
Entre axe des âmes		D=B/2	6.4(m)
Épaisseurs l'hourdis sup	e_1	$e_1 \geq$ 16 à 18 mètres (condition des barrières).	25cm
	e_2	D/7≤e_2≤D/5	50 cm
	e_3	$e_3 = 10 + \frac{D}{25}\ avec\ e_3 > e_2 - 10\ et\ e_3 > 1.5\ e_4$	50cm
	e_4	D/30≤e_4≤D/25	25cm
Gousset supérieur		30°≤β≤45°	45°
Gousset inferieur		40°≤γ≤45°	45°
Inclinaison de l'âme		10° ≤ α ≤30° condition de bétonnage	$20\% arctan\frac{1}{5} = 11.13°$
Épaisseur de l'âme		Ea>26+L/500 (L=(L_{t_r})) Ea≥59cm (cas 19T15)	60cm
Hauteur de voussoir	Sur pile	L/h_P =16+0.25(L/100) [4]	6.00m
	A la clef	L/h_c =0.2L+25-7.5/ (0.02L) [3]	3.00m
	Partie coulée sur cintre	23<L/h<20	
Loi de variation (parabolique)		Y(x)=$y_P - 2(y_p - y_c)(\frac{x}{l})$+($y_p + y_c$) (x/l) [2]	
Épaisseurs l'hourdis inf.	E_P	$E_P = (2\ a\ 2.5)E_c$	90cm
	E_c	Ec≥max (18;3ϕ ;Ea/3)	40cm

II.3.3.3 Conception des culées

Élément		Mur garde grève			Mur de front		
Paramètre		Hauteur	Épaisseur	Longueur	Hauteur	Épaisseur	Largeur
Dimension	C1	4.40	0.5	11.80	5.50	2.00	11.80
	C2	3.10	0.5	11.80	6.40	2.00	11.80
Élément		Mur en retour					
Paramètre		Hauteur		Epaisseur		Largeur	
Dimension	C1	9.90		0.5		7.30	
	C2	9.50		0.5		7.30	
Élément		Semelles			Pieux		
Paramètre		Hauteur	Longueur	Largeur	Diamètre	Nombre	Profondeur
Dimension	C1	2.50	13.00	11.00	1.20	4×3	Variable
	C2	2.50	13.00	11.00	1.20	4×3	Variable

Tableau II-15 Prédimensionnement de la culée.

II.3.3.4 Conception des piles

Pour la variante N°3 on choisit des piles a section creuses (pile caisson) , avec un chevêtre de 5 mètre de longueur et 3.2 mètre de largeur afin d'accueillir en même temps les appareilles d'appuis ,et les vérin hydraulique.

Tableau II-16 Prédimensionnement de la pile.

Élément	Tête de pile (chevêtre)			Pile (section creuse)			
Paramètre	Largeur	Longueur	Hauteur	Largeur	Longueur	Épaisseur	Hauteur
Dimension(m)	3.00	10.50	2.60	1.90	2.30	1	Variable
Élément	Semelle			Pieux			
Paramètre	Largeur	Longueur	Hauteur	Diamètre	Nombre		Profondeur
Dimension(m)	8.00	13.20	2.50	1.20	4×4		Variable

II.4 Analyse multicritère

II.4.1 Comparaison entre les trois techniques de construction

On compare les trois variants selon des critères qui sont déjà mentionnées (critères de choix Economie, Durée d'exécution et la difficulté des techniques de réalisation l'esthétique (qualité architecturale), l'impact sur l'environnement, Maintenance.

Tableau II-17 Comparaison entre les trois variantes.

Var	Avantages	Inconvénients
Pont Voussoirs a une section de hauteur constante en Béton précontrainte construit par	La facilite de franchir en courbe La facilite d'étude par rapport au voussoir a hauteur variable Esthétique	Limitation des portées a (60/65m) L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la pose des gains et la mise en tension des câbles de précontrainte Lourd par rapport aux ouvrages mixte
Pont mixte bipoutre continu avec une section constante.	La possibilité de franchir des grandes portées La qualité architecturale La rapidité d'exécution La facilite de franchir en courbe	La fatigue dans les assemblages et la corrosion des aciers La demande d'une main-d'œuvre qualifiée et un contrôle strict surtout pour l'opération du soudage. Sensibilité au gradient thermique Entretien périodique Cout très élevée
Pont voussoir a une section de hauteur variable en béton précontrainte construit par Encorbellements successifs.	On peut atteindre aux grandes portées, donc moins des piles La facilité de franchir en courbe Accélérée la construction en multipliant les bases de départ (vsp) Ouvrage élancée ayant une qualité architectural incontestable	Le poids est très important L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la pose des gains et la mise en tension des câbles de précontrainte La difficulté de coulage sur place Complexité de leur étude (variation d'inertie, section, hauteur…)

II.4.2 Devis estimatif et quantitatif

Les variantes deux et trois sont les plus coûteuse cependant la première variante est la moins coûteuse et dans le tableau suivant on résume les résulta de notre analyse afin de choisir la variante la favorable pour notre étude dans les suivantes chapitres.

Tableau II-18 Evaluation multicritères des trois variantes.

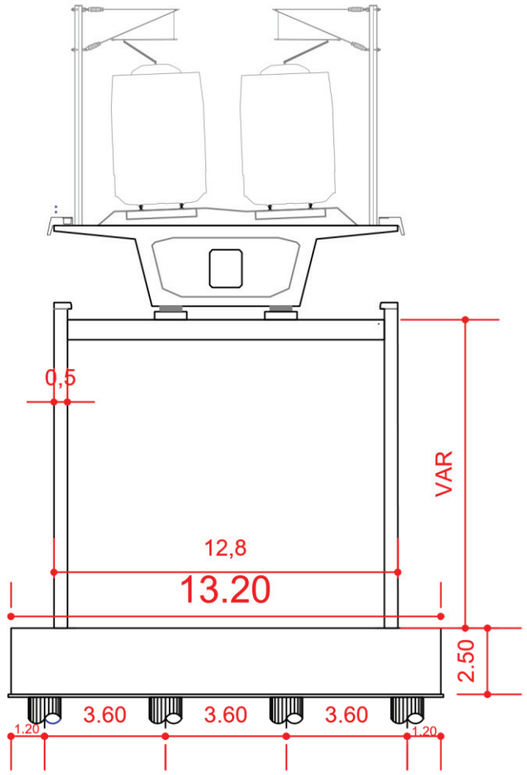
Critère		Var 1	Var 2	Var 3
Exécution		5/6	6/6	3/6
Esthétique		4/5	3/5	5/5
Entretien		4/4	1/4	4/4
Economie		5/5	4/5	3/5
Cout	S(m^2)	12 556.8	12 556.8	12 556.8
	PU(DA/m^2)	400 000	420 000	450 000
	Prix total	5 022 720 000	5 273 856 000	5 650 560 000
Note totale		18/20	16/20	15/20

II.5 CONCLUSION

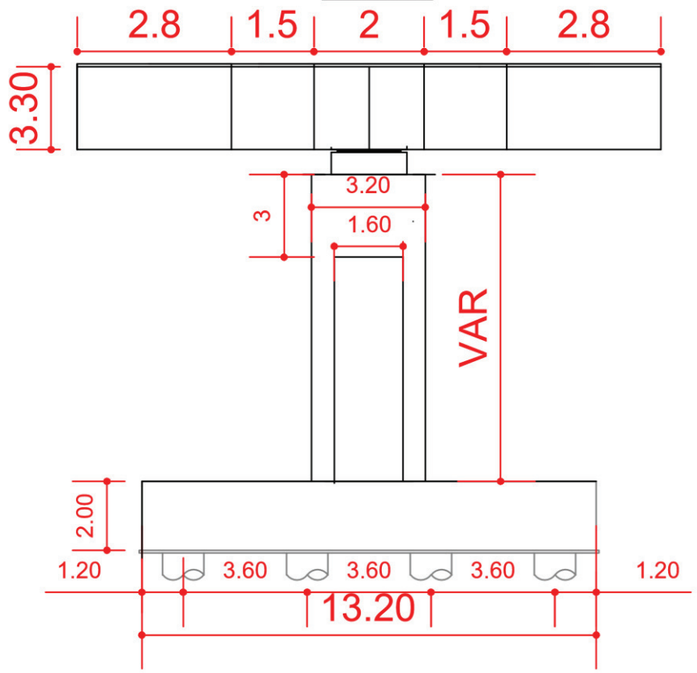
Notre analyse est basée essentiellement sur l'économie et la facilite d'étude, donc on opte pour le choix de la variante N°1, cette variante retenue sera l'objet d'une étude plus détaillé pour la suite de mémoire.

- ✓ Esthétique
- ✓ Economique
- ✓ Etude

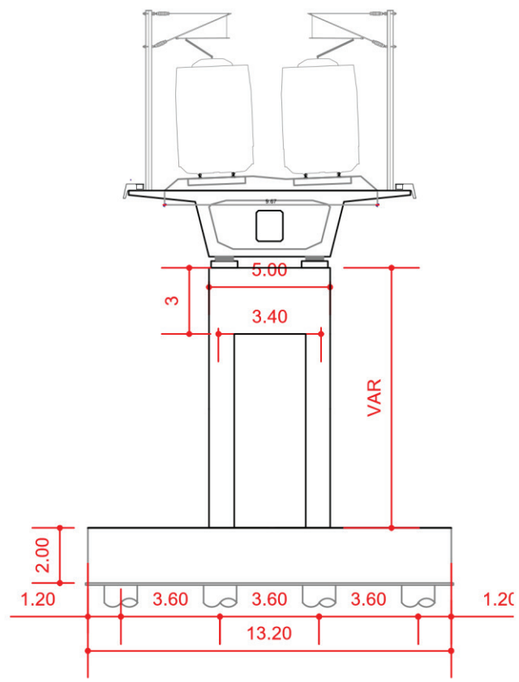
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE
ECH 1:250



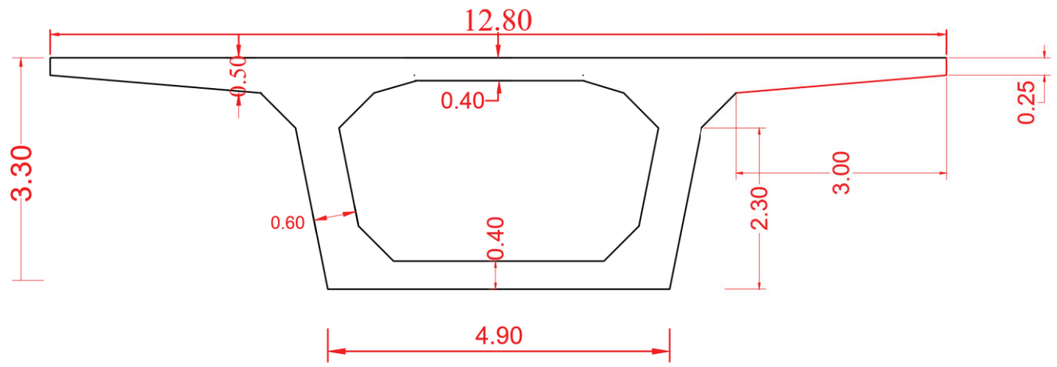
COUPE LATERALE SUR PILE
ECH 1:250



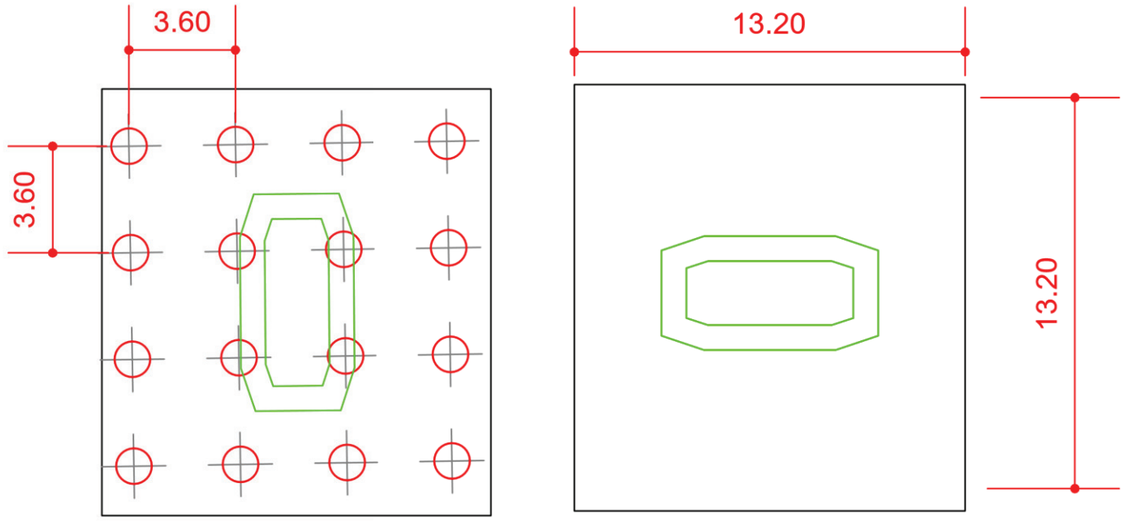
COUPE SUR PILE
ECH 1:250



DETAILLE DE LA SECTION TRANSVERSALE
ECHELLE 1:100



DETAILLE DE LA SEMELLE
ECHELLE 1:100

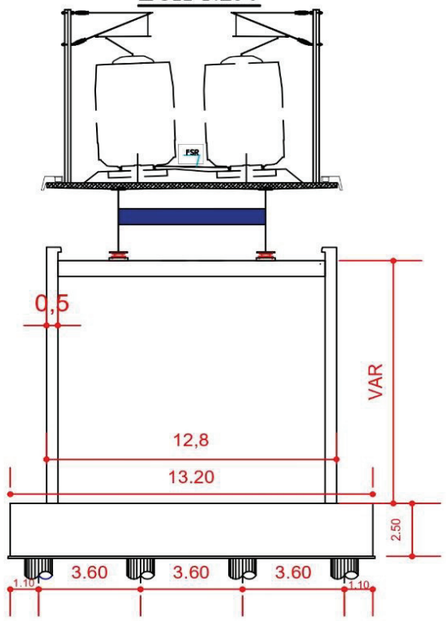


ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

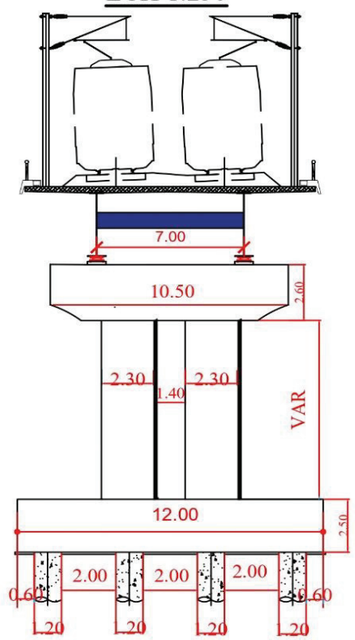
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	chapitre II	variante N°1	Année universitaire
conception et étude d'un viaduc ferroviaire du pk43+651au pk 44+631 sur la ligne ferroviaire Beni mansour-bejaia	Djaboub Mohamed Bali Aymen	Mr.Khelfi Mebarek Mr.Guerfi Moussa	conception et pre-dimensionment		2023 / 2024

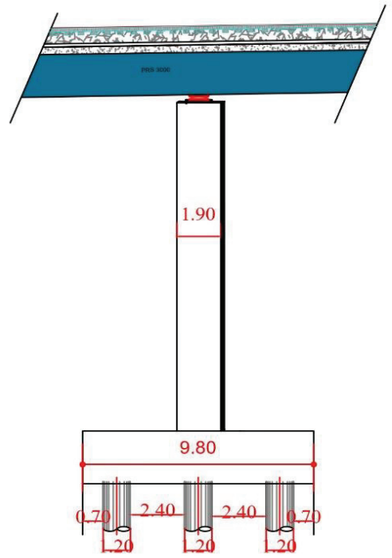
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE
ECH 1:250



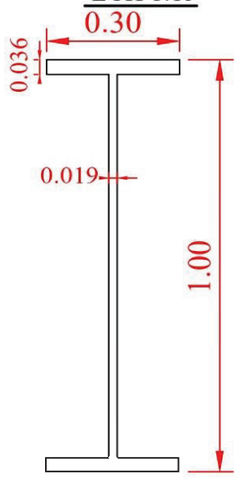
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE
ECH 1:250



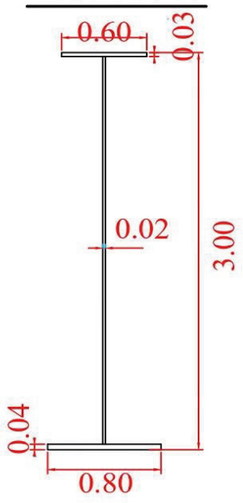
COUPE LATERALE SUR PILE
ECH 1:250



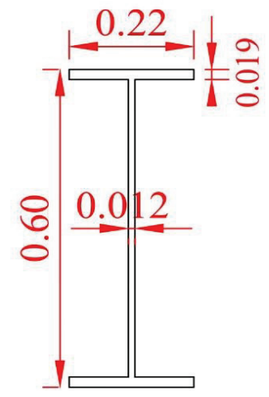
COUPE SUR HEB 1000
ECH 1:15



COUPE SUR PRS 3000
ECH 1:40



COUPE SUR IPE600
ECH 1:15

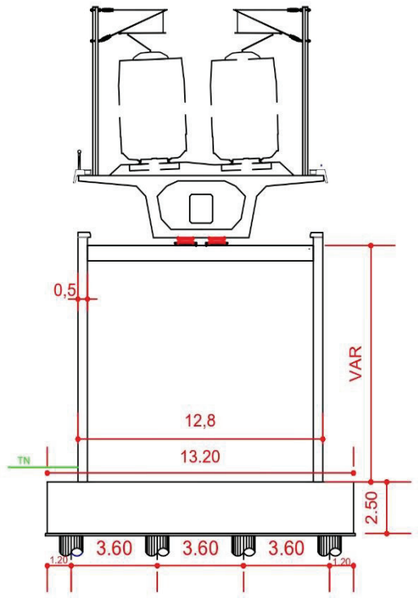


ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

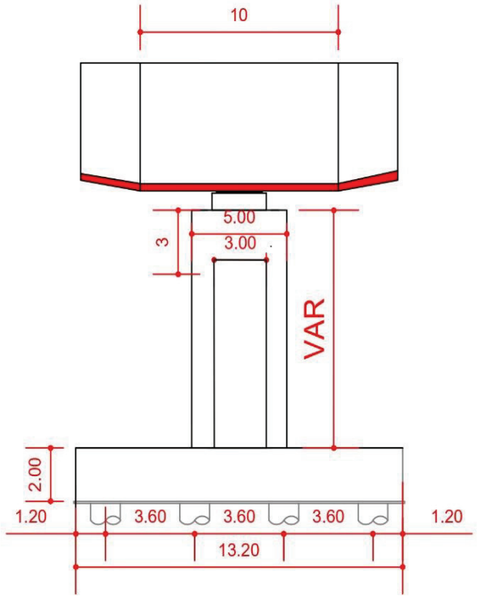
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail :** enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	chapitre II	variante N°2	Année universitaire
conception et étude d'un viaduc ferroviaire du pk43+651au pk 44+631 sur la ligne ferroviaire Beni mansour-bejaia	Djaboub Mohamed Bali Aymen	Mr.Khelfi Mebarek Mr.Guerfi Moussa	conception et pre-dimensionment		2023 / 2024

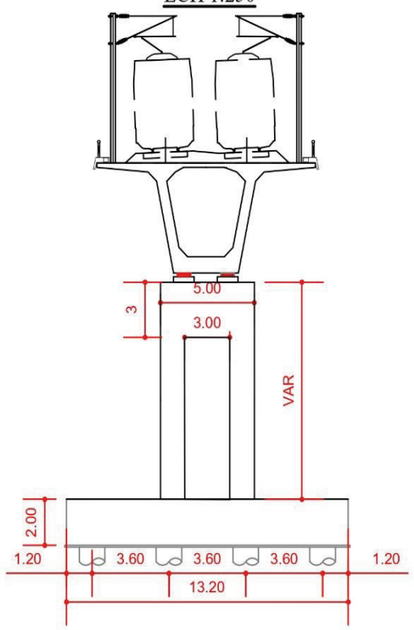
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE
ECH 1:250



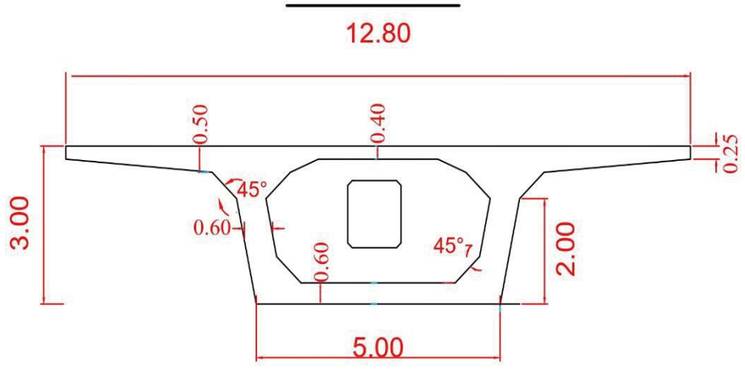
COUPE LATERALE SUR PILE
ECH 1:250



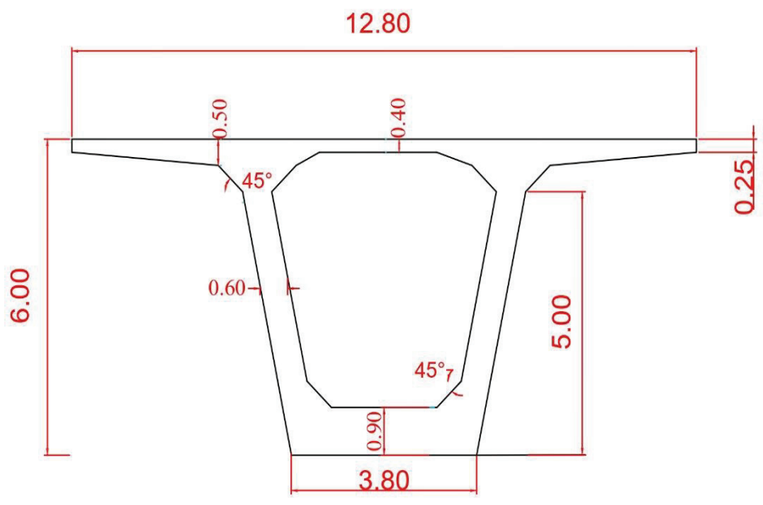
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE
ECH 1:250



COUPE TRANSVERSALE A LA CLEF
ECH 1:150



COUPE TRANSVERSALE SUR PILE
ECH 1:150



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	chapitre II	variante N°3	Année universitaire
conception et étude d'un viaduc ferroviaire du pk43+651au pk 44+631 sur la ligne ferroviaire Beni mansour-bejaia	Djaboub Mohamed Bali Aymen	Mr.Khelfi Mebarek Mr.Guerfi Moussa	conception et pre-dimensionment		2023 / 2024

CHAPITRE III

HYPOTHESES DE CALCUL ET CHARGES ET SURCHARGES.

CHAPITRE III HYPOTHESES DE CALCUL ET CHARGERS ET SURCHARGES

III.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de définir les choix et la qualité des matériaux de construction, ainsi que les charges de trafic ferroviaire appliquées à la structure, conformément aux normes et aux exigences de l'UIC et des Eurocodes.

La conception et le calcul des éléments d'un pont ferroviaire sont étroitement liés au choix et à la qualité des matériaux de construction, ainsi qu'aux charges qui s'exercent sur la structure. Ces charges incluent le poids propre de l'ouvrage ainsi que les surcharges dues au trafic ferroviaire.

Dans ce chapitre, nous examinerons en détail les caractéristiques des matériaux, les références de calcul et les hypothèses nécessaires pour les calculs à venir.

III.2 Normes et règles de calcul

III.2.1 Normes générales

- **Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 :** règles techniques de conception et de calcule des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limite**.**
- **Règles B.P.E.L 91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcule des ouvrages et constructions en béton précontrainte, suivant la méthode des états limites
- **Eurocode 1** : actions sur les ponts due au trafic
- **Eurocode 2 :** calcule des structures en béton : partie 2 : pont en béton
- **RPOA 2008 :** règles parasismique applicables au domaine d'ouvrage d'art
- **Fascicule 62 :** règles techniques de conception et de calcul des fondations de génie civil

III.2.2 Autres documents de référence

- **Fiche UIC 774-1 :** recommandations pour le dimensionnement des ponts -rail en béton armé et précontrainte a la fatigue
- **Fiche UIC 774-2 :** répartition**s** des charges d'essieu dans le cas des ponts rails ballastés
- **Fiche UIC 776-1** : charges à prendre en considération dans le calcul des ponts rails
- **SNCF** : **livret 2.01 :** règles de conception et de calcule des ouvrages en béton, en métal, mixte
- **Guide SETRA : (**service d'étude technique des routes et autoroutes)

III.3 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

III.3.1 Béton

III.3.1.1 Caractéristique du béton

Tableau III-1 Caractéristique du béton.

Partie d'ouvrage	Classe de résistance	Teneur minimal en liant équivalent
Béton de propreté	C08/12	150(kg/m³)
Béton des pieux de fondation	C30/37	330(kg/m³)
Béton des semelles de fondation	C30/37	330(kg/m³)
Béton des élévations des piles	C30/37	330(kg/m³)
Béton du tablier coulé en œuvre	C40/50	350(kg/m³)
Béton du tablier préfabrique	C45/55	380 (kg/m³)

III.3.1.2 Resistance en compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite résistance caractéristique spécifie notée $f_{c_{28}}$

$f_{c_{28}}$=40 Mpa : pour le béton de l'hourdis

$f_{c_{28}}$=30Mpa : pour le béton des piles et des fondations

Lorsque des sollicitations s'exerçant sur un béton dont l'âge $\ll j \gg$ jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique fc_j obtenue au jour considéré

$fc_j = \frac{j}{4.76j+0.83j} \times f_{c_{28}}$ si $f_{c_{28}}$<40 Mpa

$fc_j = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c_{28}}$ si $f_{c_{28}} \geq$40Mpa

III.3.1.3 Resistance en traction

la résistance à la traction est liée à la résistance de compression par la formule

$f_{t_j} = 0.6 + 0.06fc_j$

Cette formule est valable pour $f_{c_{28}} \leq 60\ Mpa$.

$f_{t_{28}} = 3Mpa$: pour le béton de l'hourdis

$f_{t_{28}} = 2.4Mpa$: pour le béton de des piles et des fondations

III.3.1.4 Contrainte admissible à ELU

f_{bu}=$0.85 \times \frac{f_{c_{28}}}{\gamma_b \times \theta}$

Le coefficient θ est fixé à :

1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h.

0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h

0.85 lorsqu'elle inferieur à 1h

Tableau III-2 Les valeurs de γ_b.

Le cas de situation	En situation durable ou transitoires	En situation accidentelles
γb	1.5	1.15

III.3.1.5 Contrainte admissible a L'ELS:

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c_{28}}$$

Tableau III-3 Contrainte admissible à L'ELS

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	$f_{bu}(Mpa)$	1.5	22.66	17.48
		1.15	29.55	19.98
ELS	f_{bc}(Mpa)		24	18

III.3.1.6 Déformation longitudinale du béton

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton (E_{ij}), définie par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

Module de déformation instantané (courte durée<24h)

$$11000\times \sqrt[3]{fc_j}$$

Module de déformation différée (long durée)

$$4700\times \sqrt[3]{fc_j}$$

III.3.1.7 Déformation transversale

Le module de déformation transversale du béton est donne la formule suivante :

$$G=\frac{E}{2(1+\vartheta)}$$

III.3.1.8 Coefficient de poisson ϑ

Le coefficient de poisson est représenté par le rapport de la déformation latérale et la déformation longitudinale tel que :

ϑ=0.2 pour le béton ϑ =0 pour le calcul des sollicitations.

ϑ =0.3 pour l'acier ϑ=0.2pour le calcul des déformations.

III.3.2 LES ACIER D'ARMATEUR DU BETON

Les armateur passive utilisée dans notre ouvrage sont des aciers courants a haute adhérence de classe (FeE500 ; FeE400) avec une limite d'élasticité

f_e=400 Mpa pour la flexion transversale et pour la diffusion de la précontrainte

f_e=500Mpa pour les sollicitations tangentes et sismiques

[SNTF article 7.2.4.2.7.4]

III.3.2.1 Module d'élasticité

Le module d'élasticité des acier $E_s$est pris égale à E_s=2×10^3

III.3.2.2 Contrainte limite de traction a L'ELU $\overline{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Situation Durable ou transitoire : $\gamma_s = 1.50$

Situation Accidentelle : $\gamma_s = 1$

III.3.2.3 Contrainte limite de traction a L'ELS

Tableau III-4 Contrainte limite de traction à l'ELS.

σ_{s_t}.			
Fissuration	Peu nuisible	Préjudiciable	Très préjudiciable
Limite règlementaire	f_e	Min (2/3×f_e ;110$\sqrt{\eta \times f_{t_j}}$	Min (0.5×f_e ; 90$\sqrt{\eta \times f_{t_j}}$)

Barre de haute adhérence : η(coefficient de fissuration) =1.6

Les aciers actif (les aciers de la précontrainte)

Pour cet ouvrage, le système adopté pour la précontrainte est le système de Freyssinet,

On utilisera des câbles de type 19T15

Tableau III-5 Caractéristiques du câble de la précontrainte.

Caractéristiques de câble	Valeur
Unité de la précontrainte	19 torons
Poids de 1T15	1.18 kg/m
Section 19T15	2641mm²
Limite de rupture f_{prg}	1860Mpa
Limite d'élasticité f_{peg}	1660Mpa
Tension maximale a l'origine σ_0	Min ($0.8f_{prg}$,$0.9f_{peg}$)=1488Mpa
Diamètre extérieur des gaines ϕ	100mm

- Dans le cas des tabliers des ouvrages ferroviaires (poutre ou caisson) en précontrainte par post- tension il faut faire des provisions pour la précontrainte additionnelle, cette précontrainte serait suffisante pour limiter les contraintes aux valeurs admises dans le cas d'une perte 0.15Pm(x) ; mais cette précontrainte ne doit pas crée des contraintes hors des limite admises dans le cas d'aucune perte de tension [livret 2.01 2b.4.1].

III.3.3 Charges et surcharge

III.3.3.1 Actions permanentes

Pour le calcul des charges permanentes, nous utilisons les valeurs des charges usuelles mentionnes dans le tableau au-dessous :

Tableau III-6 Poids de CCP.

Eléments	Dnsité [KN/m^2]	Poids linéaire [KN/ml]	Pccp [KN]
			Tablier 980 m
Rail UIC 60	/	1.2×2	2352
Travers bi-bloc	/	4.8×2	9408
Caténaires	/	2.4	2352
Gard corps	/	1×2	1960
Corniches + trot	25	0.4316×25	10574.2
Ballast	20	4.5385×20	88954.6
Etanchéité	25	$0.08 \times 9.67 \times 25$	18953.2
$\sum = 134554\ KN$			

Tableau III-7 Poids propre de tablier.

Type	N°	L[m]	S[m^2]	V[m^3]	P[KN]
Voussoire sur pile	19	5	18.56	92.8	44 080
Voussoire courant	304	2.8	10.56	29.568	224 716.8
Clavage	20	1.2	10.56	12.672	6 336
Disposée sur cintre	6	2	10.56	21.12	126.72

Poids d'un demi fleau	282 944
Poids propre des voussoires	275 259.52
Poids propre du tablier G+CCP	409 813.52

III.3.3.2 ACTION VARIABLES

Action dues au trafic ferroviaire

selon NF EN 1991-2 euro code 1 actions sur les superstructures, partie 2 actions sur les ponts dues au trafic les charges considéré sont :

- Les charges verticales, model de charge 71, SW (SW0 et SW2)
- Model de charge train a vide
- Model de charge HSLM représente les charges générées par les trains voyageur circulant à plus 200 km/h.
- Les chargements verticaux pour le remblai
- Les effets dynamiques
- Les forces centrifuges (pour les ponts courbe)
- L'effort de lacet
- Les forces d'accélération et de freinage
- Les actions accidentelles : déraillement d'un train
- Action naturelle : gradient thermique

Charges verticales- valeur caractéristique

Modèle de charge 71

Le modèle de charge 71 représente l'es effets statiques du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire standard. La position et les valeurs caractéristiques des charges verticales doivent être celles-ci. Suivante l'article 6.3.2de l'EN 1991-2

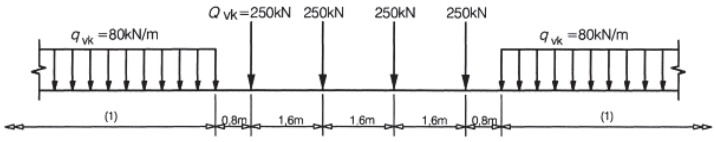


Figure III-1 Modèle de charge 71.

Légende

(1) Illimité.

Modèle de charges SW/0 et SW/2 :

Le modèle de charge SW/0 représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire standard pour les ponts continus Le modèle de charge SW/2 représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire lourd

La position des charges doit être comme suit : suivante l'article 6.3.3 de l'EN 1991-2

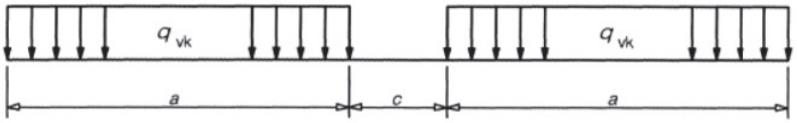


Figure III-2 Modèle de charge SW/0 et SW/2.

Tableau III-8 Valeurs caractéristiques des charges verticales.

Modèle de charge	Q_{vk} [KN/m]	A [m]	C[m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Les valeurs caractéristiques des charges LM71 et SW0 et ces effets (centrifuge, démarrage - freinage …) doivent être multiplies par un coefficient α pour obtenir les charges classifiées à introduire dans les justifications [EN 1991-2 6.3.2(3)].

Pour ce projet on prendre α=1.21

Excentricité de la charge vertical (model de charge LM71 ; SW0)

l'article 6.3.5 de l'EN 1992-2

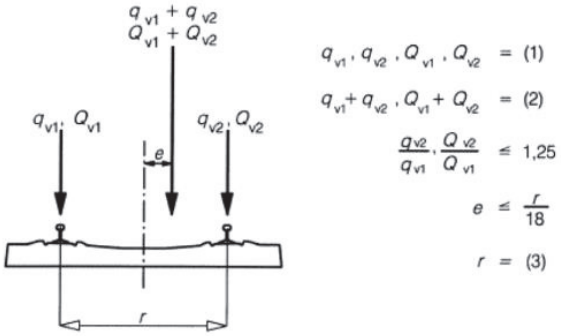


Figure III-3 Excentricité de la charge vertical (LM71 ; SW0).

Légende

(1) Charge linéaire uniforme et charges ponctuelles sur chacun des rails selon le cas

(2) LM (et SW/0 si nécessaire)

(3) Distance transversale entrecharges de roues

Répartition longitudinale d'une charge des roues par le rail

L'article 6.3.6.1 de l'EN 1992-2

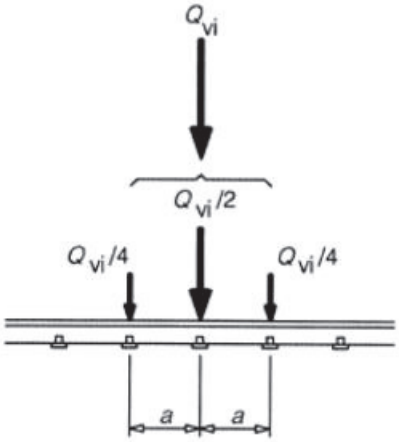


Figure III-4 Répartition longitudinale d'une charge des roues par le rail.

Q_{vi} : charge ponctuelle sur le rail.

a : distance entre traverse.

Répartition longitudinale des charges par les travers et ballast

l'article 6.3.6.2 de l'EN 1992-2

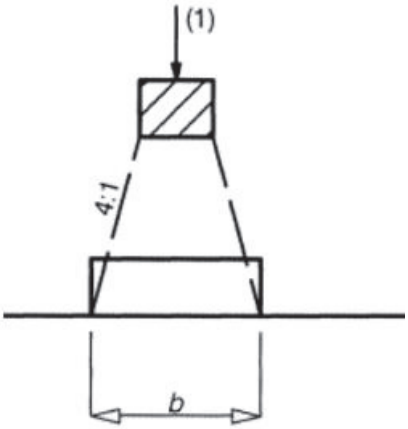


Figure III-5 Répartition longitudinale des charges par les traverses et le ballast.

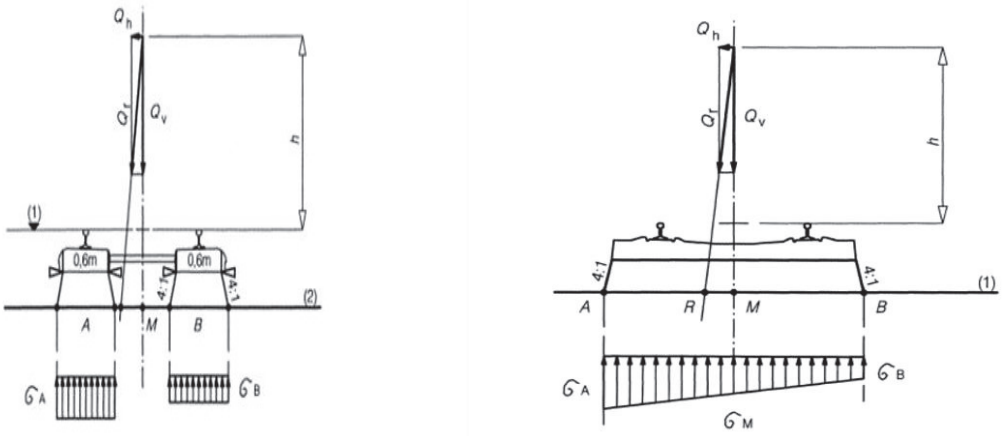
Légende

(1) charge applique sur travers

(2) plan de référence **(**niveau supérieur de tablier).

Répartition transversale des charges par les travers et ballast -voie sans dévers

ci-dessous les schémas de principe de répartition transversale des surcharges ferroviaire sur les travers et le ballast conformément à l'article 6.3.6.3 de l'EN 1991-2



Cas d'une travers bi-bloc Cas d'une travers monobloc

Figure III-6 Répartition transversale des charges par les travers et ballast.

Légende

(1) (2) plan de référence (niveau supérieur de tablier).

Q_r la charge résultante par les travers et le ballast

Effet dues au trafic ferroviaire

-effort de lacet

L'effort de lacet est défini par une force concentrée transversale à l'axe du tablier, appliquée au niveau supérieur des rails, avec une valeur de 100 KN, non affecte du coefficient dynamique, doit être utilise seulement pour le dimensionnement des appareilles d'appui.

-Actions dues à l'accélération et au freinage

Les forces d'accélération et de freinage agissent au niveau supérieur des rails, dans le sens longitudinal de la voie doivent être considérées comme des charges linéaires uniformes, les valeurs caractéristiques des forces d'accélération et de freinage seront prises égale a :

Force d'accélération :

$Q_{lak} = 33KN/m \times L_{a,b}[m] \leq 1000[KN]$ pour les modèles LM71, SW0, SW2 et HSLM

Force de freinage :

$Q_{lbk} = 20KN/m \times L_{a,b}[m] \leq 6000[KN]$ pour les modèles LM71, SW0 et HSLM

$Q_{lbk} = 35KN/m \times L_{a,b}[m]$ pour le modèle de charge SW2

-dans le cas où un pont supporte deux voies où plus, les forces de freinages appliquées à l'une quelconque des voies doivent être considérées avec des forces d'accélération appliquées à l'une des autres voies.

-Force centrifuge

Le trace de pont ferroviaire présente une courbe en plan sur l'ouvrage, donc les forces centrifuges associées au modèle de charge LM71 et SW0 seront prise en compte et obtenus par les expressions suivantes :

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{127r}(fQ_{vk})\,;\, q_{tk} = \frac{v^2}{127r}(fq_{vk})$$

Où :

Q_{vk} , q_{vk} : charges verticales des modèles LM71 etSW0

(Q_{LM71}=250KN, QLM_{71}=80KN/M,Q_{SW0} =133KN/M.)

V : vitesse de projet maximale égale 160 km/h

r : rayon en plan égale à 5000m

f : coefficient de réduction pour le modèle LM71 et SW0 (égal 1 pour les autre cas)

L_f longueur d'influence de la partie chargée du pont en courbe

$$f = 1 - \frac{v - 120}{1000} \cdot \left(\frac{814}{v} + 1.75\right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L_f}}\right)$$

AN :

Pour le modèle LM71 :

$$\mathrm{f} = 1 - \frac{160 - 120}{1000} \cdot \left(\frac{814}{160} + 1.75\right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{63}}\right) \rightarrow \mathrm{f} = 0.215$$

$$Q_{tk} = \frac{160^2}{127 \times 5000} \cdot (0.215 \times 250) = 2.16\ KN$$

$$q_{tk} = \frac{160^2}{127 \times 5000} \cdot (0.215 \times 80) = 0.69\ KN$$

Pour le modèle SW0 :

$$q_{tk} = \frac{160^2}{127 \times 5000} \cdot (0.215 \times 133) = 1.14\ KN$$

III.3.3.3 Action accidentel

-Déraillement

Ils seront pris en compte les deux situations accidentelle pévues dans la norme EN 1991-2

- **Situation I** : le train déraillé demeure sur le tablier du pont, retenue par le rail contigu ou le parapet, les dommages locaux sont permis, mais les éléments structuraux principaux doivent avoir la résistance nécessaire, les charges de calcul par axe présentent les valeurs suivantes :

$$0.7 \times \alpha \times LM71$$

$$Q_{A1d} = 0.7 \times 1.21 \times 250 = 211.75\ KN$$

$$q_{A1d} = 0.7 \times 1.21 \times 80.0 = 67.76\ KN$$

- **Situation II** : le train déraillé reste en équilibre sur le bond du tablier, la stabilité globale du tablier doit être maintenue, la charge considéré est distribuée sur une longueur maximale de 20m est vaut :

$$1.4 \times \alpha \times LM71$$

$$q_{A2d} = 1.4 \times 1.21 \times \frac{1000 + 80.0 \times (20 - 6.4)}{20} = 176.902\ KN$$

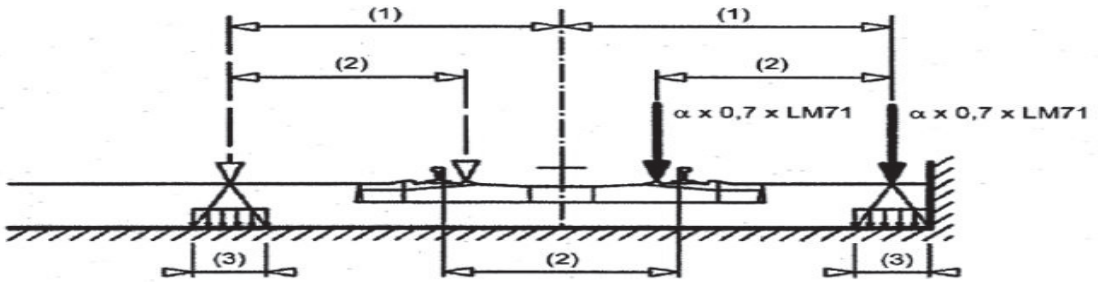


Figure III-7 Situation de projet I

Légende

(1) Max 1.5 ou moins si au contact du bord relevé de la dalle.

(2) Ecartement de rails s

(3) Dans le cas des tabliers ballastée, on peut admettre que les forces ponctuelles sont réparties sur un carré de 450 mm de côté à la surface de tablier.

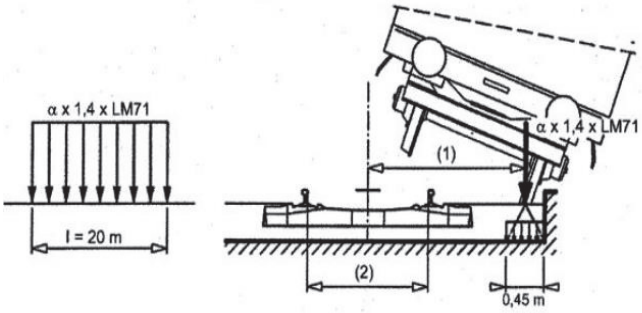


Figure III-8 Situation de projet II.

Légende

(1) charge s'exerçant sur le bord de la structure.

(2) Ecartement des rail s.

III.3.3.4 Effet dynamique

Les effets dynamiques dus au trafic ferroviaire doivent être prises en compte par une analyse dynamique ou bien par une analyse statique en considèrent l'amplification des efforts et déformations par un coefficient de majoration dynamique, les critères de choix pour effectuer une analyse statique équivalente ou bien une analyse dynamique détaillé seront définis à l'aide d'un organigramme de la figure 6.9 de l'EN 1991-2.

Limite supérieure de la fréquence propre :

$$n_0 = 94.76\, L_\phi^{-0.748}$$

Limite inférieure de la fréquence propre :

$$pour\ 4.00 \le L_\phi \le 20\ n_0 = \frac{80}{L_\phi}$$

$$pour\ 20 \le L_\phi \le 100\ n_0 = 23.58\, L_\phi^{-0.592}$$

Pour un entretien normal de la voie considérée ' **normalement entretenue** ' le coefficient de majoration dynamique est égale à :

$$\varphi_3 = \frac{2.16}{-0.20 + \sqrt{L_\varphi}} + 0.73 \;\; avec \; 1.00 \leq \varphi_3 \leq 2.00$$

$L\varphi$: longueur déterminante définie au tableau 6.2 de l'EN 1991-2

AN : cas des travées hyperstatique :

$$n_0 = 23.58\, L_\phi^{-0.592}$$

$$n_0 = 23.58 \cdot \; 63^{-0.592} = 1.86\, Hz$$

$$\varphi = \frac{2.16}{-0.20 + \sqrt{63}} + 0.73 = 1.00$$

III.3.3.5 Actions Naturelle

-Variation uniforme de la température ΔTu

Conformément de RCPR 2009, les variations de température à supposer pour le calcul du tablier pour les zones défavorables dans la proche et moyen sud Algérie, dans les deux conditions sont les suivantes : $\Delta T+ = +25℃$; $\Delta T- = -40℃$

Ces valeurs sont corrigées selon EN 1991-1-5 :2003 titre 6.1 Page 15

6.1 Tabliers de ponts

6.1.1 Types de tabliers de ponts

(1) Pour les besoins de la présente Partie, les tabliers de ponts sont groupés de la manière suivante :

Type 1	tablier métallique :	— poutre caisson métallique
		— poutre en treillis ou en profilé métallique
Type 2	tablier mixte	
Type 3	tablier en béton :	— dalle en béton
		— poutre en béton
		— poutre caisson en béton

Figure III-9 Titre 6.1 Eurocode 1 Partie 1-5 : Actions thermiques.

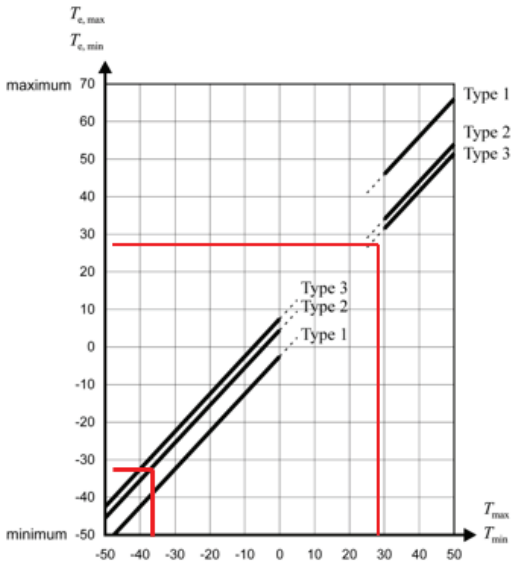


Figure III-10 Corrélation entre les températures minimales/maximales de l'air sous abri (Tmin/Tmax) et la composante de température uniforme minimale/maximale d'un pont (Te.min/Te.max)

Pour tablier type 3 :

$$\Delta T+ = +27℃\,;\ \Delta T-= -33℃$$

-Gradient thermique $\Delta\theta$(composante linéaire verticale

Il y a lieu de prendre en compte l'effet de gradient thermique verticale $\Delta\theta$ tout le long de l'ouvrage, il est admis une variation linéaire de température sur la hauteur de la section.

Tableau III-9 Gradient thermique $\Delta\theta$.

Type de tablier	En phase de construction	En phase de service
	$\Delta\theta$	$\Delta\theta$
Type 3 : Tablier en béton	± 12	± 7

-Simultanéité de la composante uniforme et du gradient thermique (EN 1991-1-5)

Lorsqu'il est nécessaire de prendre en compte simultanément le gradient thermique, $\Delta T_{M,heat}$ (ou $\Delta T_{m,cool}$), et les variations uniformes de température d'un pont, $\Delta T_{N,exp}$ (ou $\Delta T_{N,con}$), (par exemple, dans le cas des structures en portiques), il est possible d'utiliser l'expression suivante qu'il convient d'interpréter comme combinaison d'actions :

$$\Delta T_{M,heat}\left(ou\ \Delta T_{m,cool}\right) + \omega_N \Delta T_{N,exp}\ \ \left(ou\ \Delta T_{N,con}\right)$$

$$\omega_M \, \Delta T_{M,heat} \left(ou \, \Delta T_{m,cool}\right) + \, \Delta T_{N,exp} \left(ou \, \Delta T_{N,con}\right)$$

Avec $\omega_M = 0.75 \; et \; \omega_N = 0.35$ on obtient les huit combinaisons montrées ci-dessous :

$$0.35dT^+ + dgT^+ \qquad dT^+ + \, 0.75 \, dgT^+$$
$$0.35dT^+ + dgT^- \qquad dT^+ + \, 0.75 \, dgT^-$$
$$0.35dT^- + dgT^+ \qquad dT^- + \, 0.75 \, dgT^+$$
$$0.35dT^- + dgT^- \qquad dT^- + \, 0.75 \, dgT^-$$

-Effet du vent

Les efforts engendres sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surface frappées, leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique vaut :

2.00 KN/m² pour les ouvrages en service

1.25 KN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

Lorsque le pont comporte des piles hautes et mince en élévation, il y a lieu de prendre en compte un vent oblique développante des pressions verticales, leur intensité assimilée à une valeur caractéristique vaut :

1.00 KN/m² pour les ouvrages en service.

0.65 KN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

III.4 Combinaisons et groupes de charges

III.4.1 Groupes de charges -Valeurs caractéristiques de l'action à composants multiples

La simultanéité des chargements définis aux points 6.3 à 6.5 et 6.7 peut être prise en compte en considérant les groupes de charges définis dans le tableau 6.11. Chacun des groupes de charges, qui sont mutuellement exclusifs, doit être considéré comme définissant une seule action caractéristique variable pour la combinaison avec des charges caractéristique unique à combiner avec les charges non liées à la circulation. Chaque groupe de charges doit être appliqué comme une action variable unique.

Nombre de voies sur la structure			Groupes de charges			Efforts verticaux			Efforts horizontaux			Commentaires
						2.3.2/2.3.3	2.3.3	2.3.4	2.5.3	2.5.1	2.5.2	
1	2	≥ 3	Nbre de voies char-gées	Groupe de charges	Voie chargée	LM 71[a] SW/0[ab] HSLM[cd]	SW/2[ae]	Train à vide	Traction freinage[a]	Effort centrifu-ge[a]	Effort de lacet[a]	
			1	gr11	T_1	1			1[f]	0,5[f]	0,5[f]	Max. vertical 1 avec max. longitudinal
			1	gr12	T_1	1			0,5[f]	1[f]	1[f]	Max. vertical 2 avec max. transversal
			1	gr13	T_1	1[g]			1	0,5[f]	0,5[f]	Max. longitudinal
			1	gr14	T_1	1[g]			0,5[f]	1	1	Max. latéral
			1	gr15	T_1			1		1[f]	1[f]	Stabilité latérale avec "Train à vide"
			1	gr16	T_1		1		1[f]	0,5[f]	0,5[f]	SW/2 avec max. longitudinal
			1	gr17	T_1		1		0,5[f]	1[f]	1[f]	SW/2 avec max. transversal
			2	gr21	T_1 T_2	1 1			1[f] 1[f]	0,5[f] 0,5[f]	0,5[f] 0,5[f]	Max. vertical 1 avec max. longitudinal
			2	gr22	T_1 T_2	1 1			0,5[f] 0,5[f]	1[f] 1[f]	1[f] 1[f]	Max. vertical 2 avec max. transversal
			2	gr23	T_1 T_2	1[g] 1[g]			1 1	0,5[f] 0,5[f]	0,5[f] 0,5[f]	Max. longitudinal
			2	gr24	T_1 T_2	1[g] 1[g]			0,5[f] 0,5[f]	1 1	1 1	Max. latéral
			2	gr26	T_1 T_2	1	1		1[f] 1[f]	0,5[f] 0,5[f]	0,5[f] 0,5[f]	SW/2 avec max. longitudinal
			2	gr27	T_1 T_2	1	1		0,5[f] 0,5[f]	1[f] 1[f]	1[f] 1[f]	SW/2 avec max. transversal
			≥ 3	gr31	T_i	0,75			0,75[f]	0,75[f]	0,75[f]	Cas de charge supplémentaire

a. tous les coefficients appropriés (α, Φ, f,...) sont à prendre en compte.
b. SW/0 n'est pris en compte que pour les ponts à portée continue.
c. HSLM et Trains Réels si exigé, conformément à la fiche UIC n° 776-2.
d. si une analyse dynamique est exigée, conformément à la fiche UIC n° 776-2.
e. SW/2 ne doit être pris en compte que si ceci est spécifié pour la ligne.
f. dans les cas favorables, ces valeurs non dominantes doivent être prises considérées égales à zéro.
g. le coefficient peut être réduit à 0,5 en cas d'effet favorable. Il ne peut être égal à zéro.

Action à composante dominante appropriée

A prendre en compte lors du calcul d'une structure comportant une voie unique (groupes de charge 11 à 17)

A prendre en compte lors du calcul d'une structure comportant deux voies (groupes de charge 11 à 27 sauf 15). Chacune des deux voies sera considérée comme T_1 (voie 1) ou comme T_2 (voie 2).

A prendre en compte lors du calcul d'une structure supportant 3 voies ou plus (groupes de charge 11 à 31 sauf 15). N'importe quelle voie peut être considérée comme T_1, et n'importe quelle autre comme T_2, toutes les autres voies non chargées. En outre, le groupe de charges 31 doit être considéré comme un cas de charge supplémentaire pour lequel toutes les longueurs défavorables de voie T_i sont chargées.

Figure III-11 Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire [Fiche UIC 776-1].

Dans le cas d'une configuration à 2 voies chargées, nous devons utiliser les groupes de charges suivants :

- Pour une voie chargée : Gr 11-14 et Gr 16-17.
- Pour deux voies chargées : Gr 21-27.

Les cas de charges mobiles correspondants sont répertoriés dans le tableau ci-dessous.

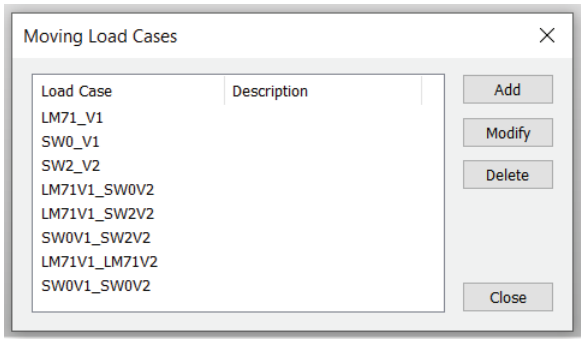


Figure III-12 Les cas de charges mobiles [Midas Civil]

III.4.2 Les combinaisons de charges

III.4.2.1 Etat limite ultime

- Situation durable ou transitoire

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i\geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Situation accidentelle

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} + A_d + P + (\psi_{1,1} \; ou \; \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Situation sismique

$$\sum_{j\geq 1}^{\square} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1}^{\square} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

III.4.2.2 Etat limite de service

- Situation caractéristique

$$\sum_{j\geq 1}^{\square} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1}^{\square} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Situation Fréquente

$$\sum_{j\geq 1}^{\square} G_{k,j} + P + \sum_{i>1}^{\square} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Situation Quasi-permanentes

$$\sum_{j\geq 1}^{\square} G_{k,j} + 0.3 \cdot E + P + 0.30 \cdot Q_{k,1}$$

- situation sismique

$$\sum_{j\geq 1}^{\square} G_{k,j} + E + P + (\psi_{1,1} \; ou \; \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i>1}^{\square} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

CHAPITRE VI

ETUDE LONGITUDINALE.

CHAPITRE IV ETUDE LONGITUDINALE

IV.1 Introduction

La construction des ponts par encorbellements successifs consiste à réaliser un tablier à partir des piles en confectionnant des voussoirs, soit dans des atelier de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles, ces voussoirs sont fixes à l'aide des câbles de précontrainte ,symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construire , lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travée de part et d'autre de la pile considérée , on dit que l'on a construit un fléau

La particularité des ponts construire en encorbellement successifs c'est qu'ils sont calculés tant qu'en phase de construction qu'en en phase de service.

- En phase de construction : le schème mécanique équivalent est celui de porte -a- faux.
- En phase de service : comportement usuelle des ponts avec des travées continue.

IV.2 Stabilité en phase de construction

IV.2.1 Phasage de construction du fléau

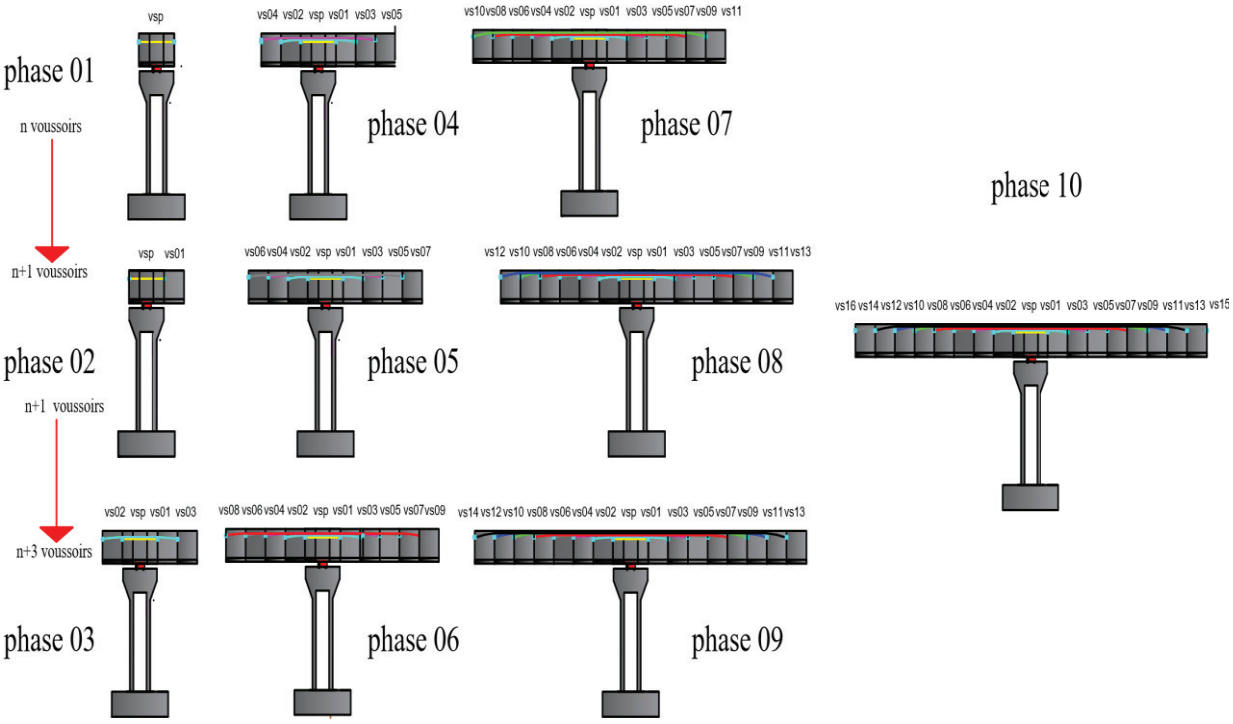


Figure IV-1 Les phases de construction du fléau.

IV.2.2 Charge à prendre en compte (selon guide SETRA)

- **Poids propre du fléau**

les poids des demi-fléaux situés du côtés du déséquilibre sont majorés de 2%(Gmax) alors que le poids de leur symétrie est minoré de 2%(Gmin)

- Gmax=1.20×G ; Gmin = 0.98 × G

- **Charges de chantier aléatoires**

Ces types de charges correspondant aux matériaux stockes sur le tablier aux petits engins de chantier, aux personnes et aux action climatique négligés par ailleurs , pour couvrir ces charges on utilise :

- Une charge repartie de 200 N/m² sur un demi-fléau :Q_{pra1}=2.56KN /ml.

- Une charge concentré de(50+5b) avec (b désigne la largeur de hourdis supérieur du caisson exprimée en mètre) ,appliquée à l'extrémité du dernier voussoir Q_{pra2} =114KN.

- **Charges de chantier connues**

ces éléments sont ceux pour lesquels nous sommes capables de déterminé le poids et la position à chaque étape de la construction, tels qu'une poutre de lancement ou un équipage mobile, dans le cas tablier préfabriqué la position et l'intensité de ces charges est données par l'entreprise de réalisation (la position et l'intensité de la force d'appuiement de la poutre de lancement (Q_{prc1})

dans le calcul, cette charge doit être majorée de 6% du côté du demi-fléau le plus lourd et minorée de 4% du côté opposée, on opte pour Q_{prc1} =500KN.

$Q_{prc1}max$ = 1.06 ×500=530KN.

Q_{prc1} min =0.96×500=480KN.

- **Effet vertical du vent**

Notre pont est de portée inferieur a 120m, et n'est pas expose à des vents forts et fréquents donc l'action supplémentaire du vent Q_W =0

- **Actions accidentelles**

La chute de l'ensemble ou d'un voussoir préfabriqué lors de la pose F_a est pris en compte avec un majoration dynamique de 2, afin d'envisager la situation la plus défavorable on suppose que la chute a lieu lors de la pose de la dernière paire de voussoir.

F_a = -p_v =$G_{voussoir}$ =740.6 KN.

IV.2.3 Combinaison d'action

Combinaison en situation temporaire de construction (type A)

Combinaison A_1 :1.10×(Gmax+Gmin) +1.25× (Q_{pra1}+Q_{pra2}+$Q_{prc1}max$+Q_{prc1} min)

Combinaison A_2 : 0.90×(Gmax+Gmin) +1.25× (Q_{pra1}+Q_{pra2}+$Q_{prc1}max$+Q_{prc1} min)

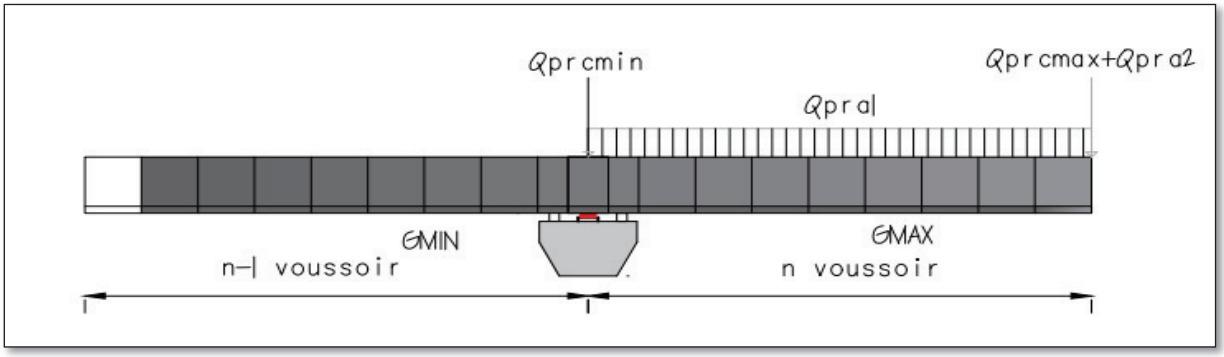


Figure IV-2 combinaison (type A).

IV.2.3.1 combinaison accidentelle de construction (type B)

combinaison B_1 : 1.10×(Gmax+Gmin)+1×(Q_{pra1}+Q_{pra2}+$Q_{prc1}max$+Q_{prc1} min) +(F_a)

combinaison B_2 : 0.90×(Gmax+Gmin)+1×(Q_{pra1}+Q_{pra2}+$Q_{prc1}max$+Q_{prc1} min) +(F_a)

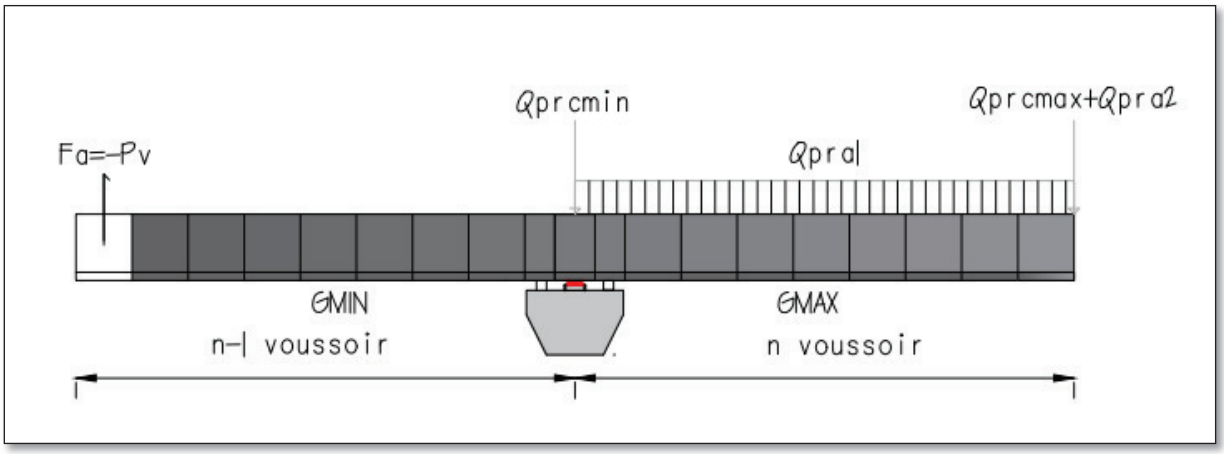


Figure IV-3 Combinaison d'action (type B).

IV.3 Evaluation des efforts

Pour l'évaluation des efforts on utilise un modèle de calcul à l'aide d'un logiciel à base d'éléments finis [MIDAS CIVIL], dans ce modèle on considère que le tablier travaille comme un porte- a- faux (bi-console)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivante :

Tableau IV-1 Evaluation des efforts dans le fléau.

Phase	**Combinaison A_1**		**Combinaison A_2**		**Combinaison B_1**		**Combinaison B_2**	
	M (MN.m)	T (MN)	M (MN.m)	T (MN)	M (MN.m)	T (MN)	M (MN.m)	T (MN)
AXE v_{sp}	113.54	8.73	96.02	7.31	108.48	8.56	91.82	7.13
Fin v_{sp}	92.45	7.45	79.07	6.25	88.68	7.27	75.30	6.08
Fin v_{01}	72.75	6.62	62.50	5.57	69.48	6.44	59.23	5.40
Fin v_{02}	55.38	5.78	47.85	4.89	52.60	5.62	45.06	4.72
Fin v_{03}	40.34	4.95	35.12	4.21	38.02	4.79	32.80	4.04
Fin v_{04}	27.62	4.12	24.27	3.53	25.78	3.96	22.43	3.36
Fin v_{05}	17.22	3.29	15.34	2.84	15.85	3.13	13.97	2.68
Fin v_{06}	9.16	2.46	8.32	2.16	8.24	2.30	7.41	2
Fin v_{07}	3.42	1.63	3.20	1.49	2.69	1.47	2.75	1.32
Fin v_{08}	0	0.80	0	0.80	0	0.60	0	0.64

IV.4 Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte

Parmi les méthodes qui sont utilisées pour la stabilité de fléau c'est la stabilité par les câbles de clouage

IV.4.1 Calcul du nombre de câbles de clouage

Pour calculer le nombre des câbles en situation de construction, on utilise les sollicitations M et N résultantes de la combinaison de type A et B, on note e la distance entre axes des deux fils de cales d'appui provisoires.

-Nous calculons tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts :M/N.

- Dans le cas où M/N<e/2 : le fléau ne risque pas de basculer les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires, on dispose toutefois par sécurité au minimum de deux paires de câbles.
- Dans le cas où M/N>e/2 : des câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau. (risque de basculement)

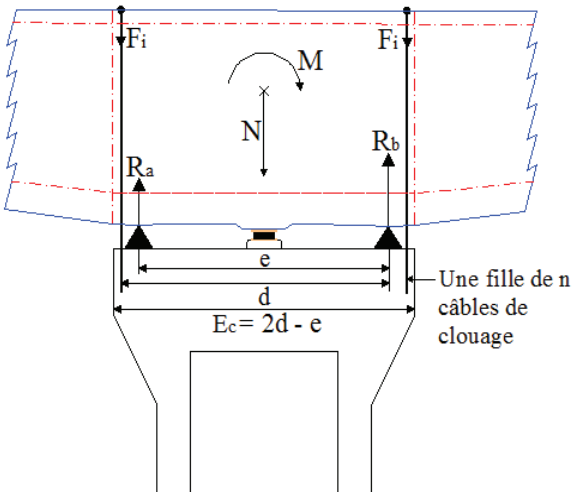


Figure IV-4 Chéma statique du VSP.

L'aménagement de la tête de la pile donne E = 3m, E/2 = 1.5 m et D = 3,7 m.

Nous résumons les résultats de calcule M/N dans le tableau suivant :

Tableau IV-2 Les résultats de calcule M/N.

Combinaison	ΔMmax (MN.m)	ΔNmax (MN)	ΔMmax/ΔNmax	E/2	Remarque
$\boldsymbol{A_1}$	43.18	16.08	2.68	1.50	Risque !
$\boldsymbol{A_2}$	39.15	13.42	2.91	1.50	Risque !
$\boldsymbol{B_1}$	56.38	15.04	3.74	1.50	Risque !
$\boldsymbol{B_2}$	52.35	12.39	4.22	1.50	Risque !

Selon les résultats précédents il est indispensable et obligatoire d'utiliser des câbles verticaux de précontrainte pour assurer la stabilité de la structure. on distingue deux (2) situation :

- ❖ Situation temporaire de construction (combinaison A1) :

Le fléau ne doit pas décoller. La précontrainte doit compenser la réaction de soulèvement de la cale A sous l'action de M et N. Le nombre de câbles « n » est donné par :

$$\mathbf{n \times s} = \frac{\left(\frac{M}{E} - \frac{N}{2}\right)}{(1 - \Delta p) \times \sigma_{p0}}$$

Avec :

- Δp : c'est la perte de tension estimé. $\boldsymbol{\Delta p}$ **=25%**
- σ_{p0} : est la contrainte à l'origine : $\boldsymbol{\sigma_{p0}}$**=min (0.8F$_{prg}$,0.90F$_{peg}$)**

- F_{prg}**=1860Mpa et** F_{peg}**=1660Mpa : limites** de rupture et élastique
- **S :** section d'un câble de 19T15 **s=2641mm².**

❖ **Situation accidentelle (combinaison B) :**

Sous l'action de la résultant N et du moment M des charges appliqués au fléau , le voussoir sur pile reste en équilibre par surtension Fi2 des câbles d'une fils d'appuis provisoires et compression Rb ,des cales de l'autre fils d'appui.

Le nombre des câbles est donné par la formule :

$$n\times s=(M-\frac{N\times E}{2})\times\frac{D}{K}$$

Avec :

- **n** : nombre des câbles
- **s** : section d'un câble
- **k =(1-p)×** σ_{p0} **×(2d-e)×(e-d) +**$\frac{F_{peg}}{\gamma_p}$**+ (d²+(d-e)²** $(\gamma_p = 1)$

Tableau IV-3 Nombres des cables.

combinaison	A_1	A_2	B_1	B_2
Nombre de cables	2.02	2.01	8.87	8.86

Apres avoir effectué les calculs nécessaires, nous arrondissons le nombre maximal de câbles par fils au nombre pair immédiatement supérieur, cette décision est prise en considération de la nécessité de placer les paquets des câbles près de chaque âme . nous avons donc choisi d'utiliser **10 câbles 19T15 par fils de cales**.

IV.4.1.1 Calcule de la surface des cales

En supposant qu'on a deux cales de dimension (a×b) par ligne d'appui, alors la surface des cales est donnée par la formule suivante :

S=2×a×b=R_b **/**f_{bu} **;** $f_{bu}= 0.85 \times f_{cf}/\theta \times b$; $f_{cf}=f_{c28}+2\times \rho_t \times f_e$

Avec

- f_{c28} **=40Mpa ;** f_e**= 500Mpa**
- ρ_t**:** est le pourcentage d'acier du seul noyau fretté **< 4%** on opte pour ρ_t**=2%**

- f_{cf} :est la résistance en compression du béton fretté f_{cf}=40+20= $60Mpa$
- f_{bu} :est la contrainte limite de compression du béton fretté donné dans le tableau

Tableau IV-4 La limite de contrainte de compression dans les combinaison A et B.

Combinaison	θ	b	f_{bu}
Temporaire A	1	1.5	34
Accidentelles B	0.85	1.15	52.17

Pour le calcul de R_b on distingue deux cas :

❖ Situation temporaire de construction (type A) :

$$R_a = \frac{N}{2} - \frac{M}{E} + F_i \qquad R_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{E} + F_i$$

Tels que :

- R_a, R_b : réactions verticales des cales
- F_i : c'est la force des 8 câbles $F_i = (1-p) \times F_{p0} \times n$
- p : représente l'estimation initial des pertes $p = 20\%$
- F_{p0} : Tension maximal a l'origine = Min ($0.8F_{prg}$,$0.9F_{peg}$)=3.14 MN.

Donc : F_i= 0.8×3.93×10=25.15MN

❖ Situation **Accidentelles** (type B) :

- Si $R_a > 0$: cela signifie qu'il n'y a pas de soulèvement de la cale, dans ce cas le cas le calcul de R_b s'effectue de la même manière que précédemment
- Si $R_a < 0$: cela signifie qu'il y a de soulèvement du tablier par rapport la cale

Alors :

- Rb = E × (Fi × K4 + N × K3 / (2 × E) + M) / K1.

K1	K2	K3	K4
$D^2+(D-E)^2$	$2K1-E^2$	$D^3+E\times(2D-E) \times (E-D$	$(2D-E) \times K2/(E\times D^2)$

Les résultats sont montres dans le tableau ci-dessous :

Combinaison	F_i (MN)	R_a (MN)	R_b (MN)	S (m²)	S/2 (m²)	a (m)	b (m)
A_1	25.15	18.76	47.55	1.40	0.70	0.60	1.16
A_2	25.15	18.78	44.90	1.32	0.66	0.60	1.10
B_1	25.15	13.84	51.54	0.98	0.49	0.60	0.82
B_2	25.15	13.86	48.76	0.93	0.465	0.60	0.78

On opte pour une dimension **0.60 m×1.20 m** de chaque cale**.**

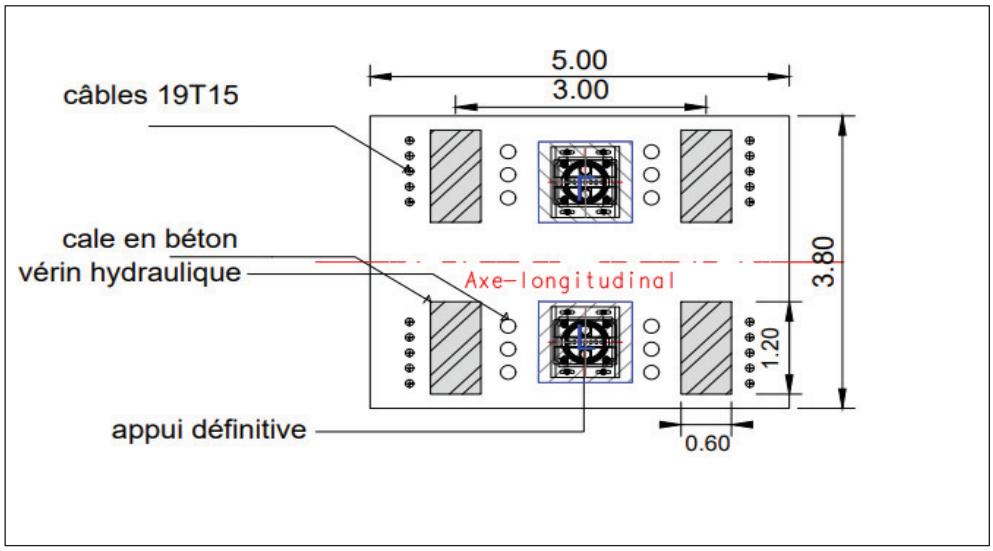


Figure IV-5 Vue en, plan VSP [câbles de clouage]

IV.4.1.2 EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

Dans ce chapitre, on procèdera aux calculs en phase de service c'est-à-dire lors la mise en service du pont, lorsque tous les charges ferroviaire sont appliquées, les calculs seront effectués par un logiciel de calcule.

IV.5 Phases de réalisation du tablier

Les phases de construction sont ordonnées comme la montre les figures ci-dessous

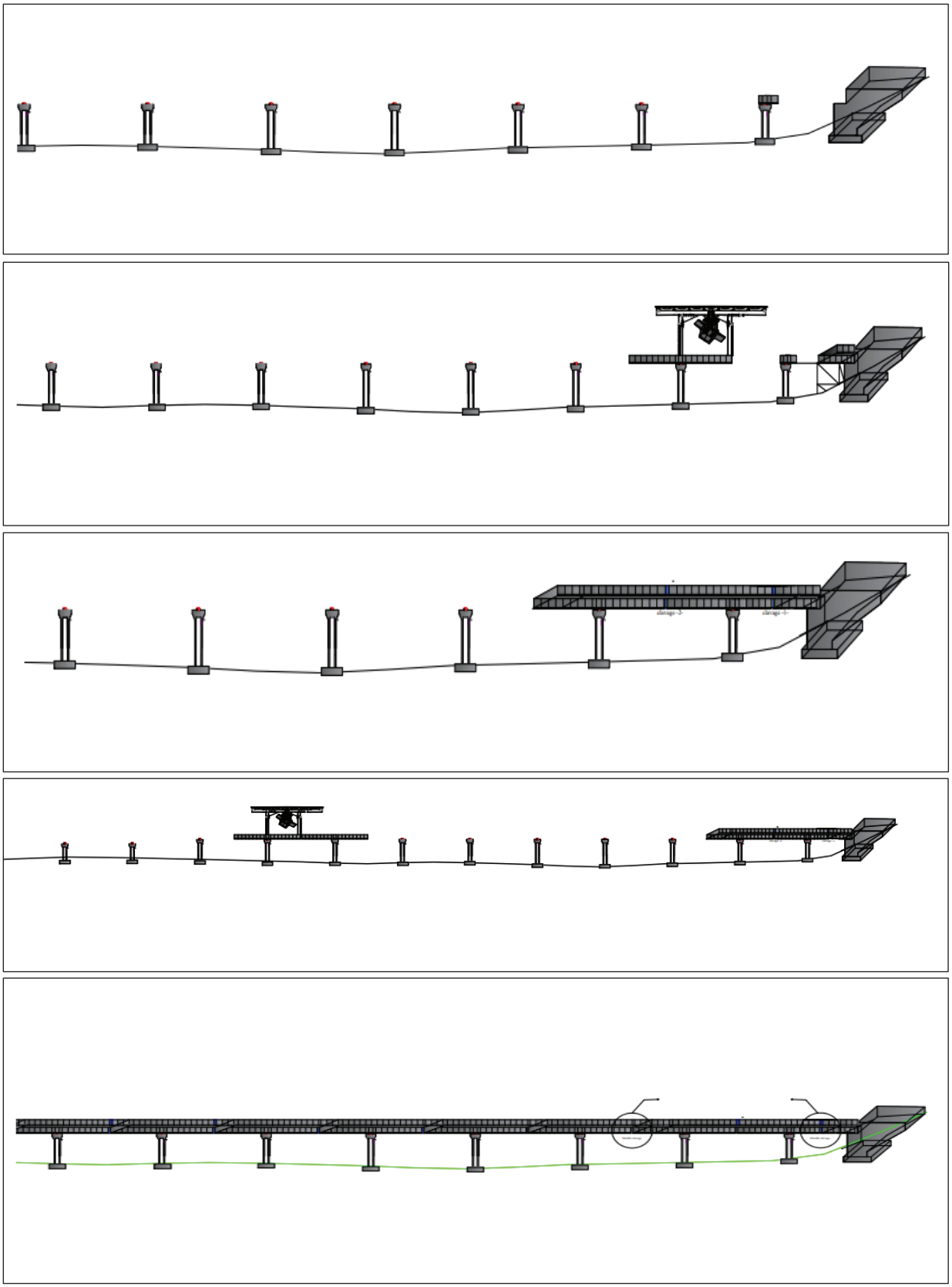


Figure IV-6 Construction stages [Tablier].

IV.6 Modélisation

La modélisation de notre ouvrage est effectuée comme suite :

- La structure est définie par des éléments barres
- Sections de l'ouvrage sont des voussoirs modélisés par ses dimensions réelles
- Chaque section est définie par le logiciel de dessin Autocad ; puis exportes vers le logiciel de calcul « Midas-civil »
- Les charges et surcharges avec ces combinaisons et ces groupes de charges sont définie selon la fiche UIC 776-1 (voir chapitre III)
- Les appuis sont considérés comme des appuis simples, sauf au niveau des piles « P10 et P11 » où nous avons bloqué la direction horizontale afin de contrôler les effets de la dilatation thermique.

CHAPITRE V

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE.

CHAPITRE V ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.1 Introduction

La stabilité longitudinale d'un pont construit en encorbellement successif est assurée par deux familles des câbles « câbles de fléau et câbles de continuité ».

V.1.1 Les câbles de fléau

Ils sont disposés au voisinage de la membrure supérieur du caisson et mise en tension symétriquement par rapport à l'axe de la pile au fur et à mesure de l'avancement de la construction, et ça fin de jouer double rôle :

- Reprendre les moments négatifs dus au poids propre de fléau et aux surcharges du chantier.
- Assurer la stabilité des fléaux.

La première condition fixe la force de la précontrainte nécessaire sur appui et la seconde impose le schéma de câblage.

V.1.2 Les câbles de continuités

Ils sont enfilés au voisinage de la clef de chaque travée pour réaliser la continuité du tablier et résister aux moments fléchissant positifs qui en résultent.

Les câbles de continuités engendrent des moments hyperstatiques du fait de leur mise en tension sur une structure hyperstatique.

La plupart de ces câbles sont situés au niveau de la membrure inferieur à la suite des moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.

V.2 Etude de la précontrainte du fléau

Le nombre de câbles du fléau est déterminé par la relation suivante :

$$n \geq \frac{p}{(1-\Delta p)p_0}$$

Avec :

p : effort de précontrainte.

p_0 : effort de précontrainte limite qu'un câble de 19T15 peut créer.

Δp : perte de tension estimée à 25%.

σp_0 : tension à l'origine =min (0.8f_{prg} ;0.90 f_{peg}) ; σp$_0$=1488Mpa.

- **Evaluation de l'effort de précontrainte p_0 :**

  p_0=σp_0×s_{19T15} ;s=2641mm²; p_0 =3929.80 KN.

- **Evaluation de l'effort de précontrainte p :**

$$p = \frac{M \times \frac{v}{I}}{\frac{1}{S} + e \times \frac{v}{I}} \text{ ; e= } v - d$$

P : l'éffort de précontrainte.

V :la distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieur.

I : le moment d'inertie longitudinale de la section.

e : l'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.

M : le moment fléchissant du au poids propre et aux surcharges.

S : section droit du voussoir.

- Application Numérique :

M=113.54 MN (combinaison de charge A1 -AXE DE VSP-VOIR CHAPITRE VI).

d= 0.15 m $\quad p \geq 52.79$

I=20.11 m⁴

S= 18.56 m² $\quad$ D'où n ≥ 17.89

$v = 1.64$ m

On pend $n = 18\ cables\ \ 19T15$.

Le nombre de câbles correspondant de chaque phase de réalisation sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V-1 Nombre de câbles de fléau arrêter dans chaque voussoir.

Phase	X (m)	M (MN.m)	S (m²)	I (m⁴)	v (m)	e (m)	P (MN)	n	n retenue	N /âme
Axe vsp	0.00	113.54	18.56	20.11	1.64	1.49	52.79	17.89	18	9
Fin vs	2.50	92.45	10.56	14.95	1.28	1.13	41.55	14.08	18	9
Fin v_{01}	5.30	72.75	10.56	14.95	1.28	1.13	32.20	10.91	16	8
Fin v_{02}	8.10	55.38	10.56	14.95	1.28	1.13	24.60	8.33	14	7
Fin v_{03}	10.9	40.34	10.56	14.95	1.28	1.13	17.89	6.06	12	6
Fin v_{04}	13.7	27.62	10.56	14.95	1.28	1.13	12.08	4.09	10	5

Phase	X (m)	M (MN.m)	S (m^2)	I (m^4)	v (m)	e (m)	P (MN)	n	n retenue	N /âme
Fin v_{05}	16.5	17.22	10.56	14.95	1.28	1.13	7.60	2.57	8	4
Fin v_{06}	19.3	9.16	10.56	14.95	1.28	1.13	4.02	1.36	6	3
Fin v_{07}	22.1	3.42	10.56	14.95	1.28	1.13	1.34	0.45	4	2
Fin v_{08}	24.9	0.00	10.56	14.95	1.28	1.13	0.00	0	2	1

V.2.1 Position et enrobage des câbles

Pour garantir une mise en place correct du béton (cheminé de bétonnage) et d'éviter tout contact entre les gaines lors de la mise en tension, il est important de respecter la distance minimale entre les conduits ainsi que l'enrobage, par conséquent il est nécessaire de veiller à :

L'espacement horizontal entre les axes de deux câbles :

$$e_h \geq 2\phi_g \; ; \; e_h \geq 20\ cm.$$

L'espacement verticale entre les axes de deux câbles :

$$e_v \geq 2\varphi_g \; ; \; e_v \geq 20\ cm.$$

L'enrobage :

$$c = \max\left[\frac{3}{4}\,a\,;\,\varphi_g\,;\,d\right], avec\ d = 4cm\,; a = \varphi_g = 80mm\,; \quad c \geq 80mm.$$

V.2.2 Disposition des ancrages

Selon le guide [précontrainte Freyssinet] ,les ancrages doivent être disposé à une distance suffisante de la paroi et être séparé entre eux d'un valeur d'entraxe minimum.

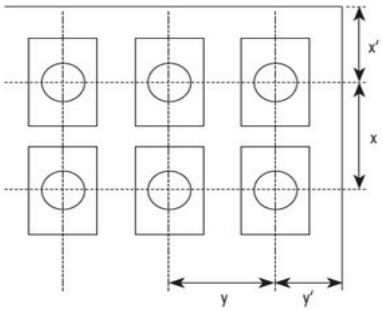


Figure V-1 Espacement entre les plaques d'ancrage.

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

- x≥A+30(mm).
- x'≥ 0.5 x+ enrobage de béton -10(mm).
- y≥B+30(mm).
- y'≥0.5y+enrobage de béton -10(mm).
- x×y ≥ a×b.
- x≥0.85 a.
- y≥0.85 b.

avec :

- A,B : dimensions en plan de la tromplaque (A≥B)
- a,b : dimensions du prisme d'essai(a≥b)

les valeurs de 'a' et 'b' sont données dans les tableaux ci-dessous, pour trois différents classes de résistance de béton f_{cm0}.

f_{cm0}=f_{c28} +8 Mpa [selon l'Eurocode 2].

si le projet prévoit pour f_{cm0} diffèrent des valeurs indiquée dans le tableau ci-après on peut procéder par un interpolation linéaire pour déterminer les valeurs x,y.

Tableau V-2 Les valeurs de "a" et "b".

	a=b(mm)		
	f_{cm0}(Mpa)		
Unités	24	44	60
19T15	530	400	380

Dans notre cas on a $f(x) = 400 - 1.25\ (\ x - 44\ )$ l'équation d'interpolation linéaire.

AN :

$$pour\ f_{c28} = 40Mpa\ , f_{cm0} = f_{c28} + 8 = 48\ MPa.$$

$$x \geq 300 + 30 = 330mm\ ; y \geq 250 + 30 = 280mm.$$

$$x + y \geq 400 \times 400\ \rightarrow \begin{cases} x \geq 0.85 \times 400 \\ y \geq 0.85 \times 400 \end{cases}$$

On trouve :

$$a = b = 400\ mm.$$

$$x \geq 0.85 \times 400 = 340mm\ , x = 480mm.$$

$$y \geq 0.85 \times 400 = 340mm, y = 350mm.$$

$$x' \geq 0.5\ x + enrobage\ de\ béton - 10\ mm\ , x' = 300mm.$$

$$y' \geq 0.5\ y + enrobage\ de\ béton - 10\ mm\ , y' = 220mm.$$

V.2.3 Tracé des câbles en plan

Le trace en plan suite une parabole qui commence de début du voussoir jusqu'à l'ancrage mais avec une variation très lente, il prend une trajectoire en plan de forme de « s≫sur toute la longeur, cependant les câbles situes sur le même axe vertical que leur point d'ancrage conserve une disposition linéaire par rapport au plan (C1).

- L'équation de la parabole : $Z(x)=Z_o+(Z_1 - Z_0)\times(\frac{x}{l})^2$
- Les rayons de courbure : $R_i(x)=\frac{x_i^{\ 2}}{2(Z_i - Z_{i+1})}$; $R_{i+1}(x)=\frac{x_{i+1}^2}{2(Z_{i+1})}$
- L'inclinaison de la section intermédiaire : $\beta_i=\frac{\arctan(2(z_i - z_{i+1})}{x_i}$
- L'inclinaison de la section d'ancrage : $\beta_{i+1}=\frac{\arctan(2z_{i+1})}{x_{i+1}}$

Dans ce fléau, les deux courbes auront la même allure mais en sens opposés : $x_{i+1} = x_i$

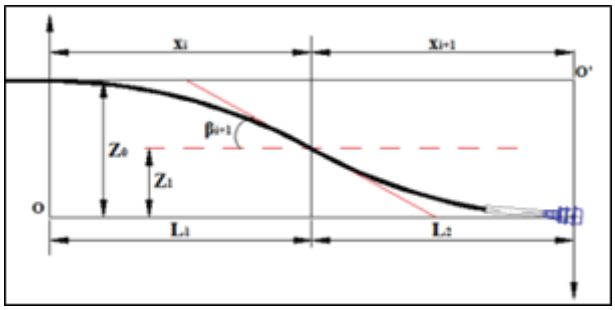


Figure V-2 Tracé des câbles en plan.

V.2.4 Tracé des câbles en élévation

Le trace des câbles devra satisfaire les conditions suivantes :

-il faut éviter les croisements des câbles au maximum.

En particulier au niveau des âmes

-les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir ou ils subissent une déviation parabolique

- L'équation de la parabole : $y(x)$=d_o+ $(d_1 - d_0)\times(\frac{x}{l})^2$
- Les rayons de courbure en une point d'une distance x : $R_C(x)$=$\frac{x^2}{2(d_1-d_0)} \geq R_{\min}$ R=$\frac{x^2}{2y}$
- L'angle de déviation : α_n=arctan $(2(d_1 - d_0))$ *$(\frac{x}{l^2})$ $\tan(\alpha)$=$\frac{dy}{dx}$

Avec :

- d_0 : distance du CDG du câble à la fibre supérieure
- d_1 : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure
- L : distance sur laquelle se fait la courbure
- $R_{\min}$: Rayon minimal pour les câbles 19T15 $R_{\min}$ >6(m).

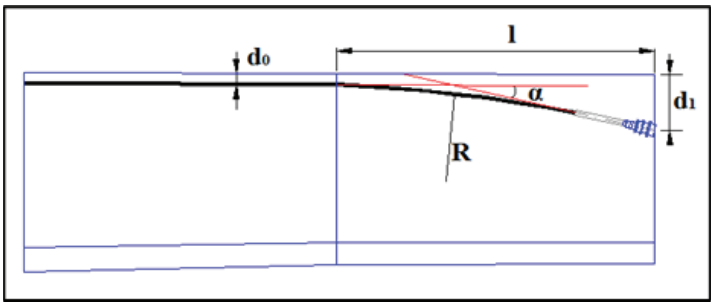


Figure V-3 Tracé des câbles en élévation.

Tableau V-3 Tracé en plan.

Câbles	$l_{dèv}$	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	Y(x)
C_{F01}	rectiligne					
C_{F02}-C_{F03} − C_{F04}−C_{F05}	2.80	0.35	0.55	19.6	0.142	0.35+0.025x²
C_{F06}-C_{F07} − C_{F08}−C_{F09}	2.80	0.15	0.55	9.8	0.278	0.15+0.051x²

Tableau V-4 Tracé des câbles en élévation.

Câbles	z_i (m)	z_{i+1} (m)	$x_i; x_{i+1}$ (m)	R (m)	$\beta_i; \beta_{i+1}$ (rad)	Z(x)
C_{F01}	rectiligne					
C_{F02}-C_{F06}	0.26	0.13	2.20	18.61	0.1176	0.26+0.0268x²
C_{F03}-C_{F07}	-0.26	-0.13	2.20	-18.61	-0.1176	-0.26-0.0268x²
C_{F04}-C_{F08}	0.46	0.23	2.20	10.52	0.2061	0.46+0.0475x²
C_{F05}-C_{F09}	-0.46	-0.23	2.20	-10.52	-0.2061	0.46+0.0475x²

V.3 Evaluation des pertes de la précontrainte

Les conditions de sécurité de l'ouvrage en phase dite « en service ≫ ayant permis de définir la tension nécessaire permanents dite tension « de service≫, l'ingénieur doit alors tenir compte des pertes et des chutes de tension qui vont se produire entre l'instant de la mise en tension et la période de service, afin d'en déduire la tension initiale à réaliser à la mise en tension.

La réduction de l'intensité de la force le long du câble de précontraint est liée à plusieurs phénomènes instantanés et différées découlant du comportement des matériaux et du mode de précontrainte et de procéder de mise en tension.

V.3.1 Pertes de tension instantanées

Elles se produisent dans un temps relativement court ; au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte ; elles sont dues aux :

- Pertes de tension par frottement $\Delta\sigma_\varphi$
- Pertes de tension par glissement à l'ancrage : $\Delta\sigma_g$
- Pertes de tension par déformation instantanées du béton $\Delta\sigma_e$

La valeur des pertes instantanées total est : $\Delta\sigma_v + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$

V.3.1.1 Pertes de tension par frottement

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension, en effet le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne, et dans la partie linéaire, le tracée réel du câble présente des déviations parasites dans les gaines , cela est résumé par la formule :

$$\Delta\boldsymbol{\sigma_\varphi}(\boldsymbol{x}) = \boldsymbol{\sigma p_0} \times (\mathbf{1} - \boldsymbol{e}^{-(\boldsymbol{f}\times\boldsymbol{\theta}+\boldsymbol{\varphi}\,\boldsymbol{x})}$$

Avec :

- $\boldsymbol{\sigma p_0}$:la tension a l'origine.
- $\boldsymbol{e}$:la base de logarithme népériens.
- $\boldsymbol{f}\ (\boldsymbol{rd^{-1}}) = \mathbf{0.16}$: coefficient de frottement en courbe.
- $\boldsymbol{\theta}$: somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur un distance x.
- $\boldsymbol{\varphi}(\boldsymbol{m^{-1}}) = \mathbf{0.002}$**:** coefficient de frottement en ligne.
- $\boldsymbol{x}$: la distance de la section considérée.

Si les déviations α en élévation et β en plan ont lieu simultanément**,** on aura la formule approchée :$\tan(\theta) = \sqrt{\tan^2(\beta) + \tan^2(\alpha)}$.

- si les déviations se succèdent, la déviation totale est la somme $\theta = \alpha + \beta$

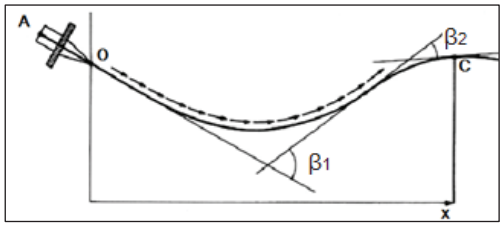


Figure V-4 4 Pertes par frottement.

V.3.1.2 Pertes de tension par glissement à l'ancrage

Ces pertes de tension résultent du glissement de l'armateur par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage, son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d », cela est résumer par la formule :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma p_0 \times K \times (d - x) \text{ avec } k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi \quad \text{et} \quad d = \sqrt{\frac{Ep \times g}{\sigma p_0 \times k}}$$

Avec :

- **K :** fonction croissante.
- **d :** longueur sur laquelle s'effectue le recul de l'ancrage.
- **g:** glissement à l'ancrage.
- **Ep :** module d'élasticités des aciers de la précontrainte (Ep=190 000 Mpa).

➢ Cas d'une seule pente avec (d>longueur de câble)

- $d=\sqrt{\frac{Ep \times g}{\sigma p_0 \times k}}$
- $\Delta\sigma_g(x) = g \times \frac{Ep}{l} + \sigma p_0 \times k(l - 2x)$

➢ Cas de deux pentes avec $l_1=l_2$ et ($d< l_1+ l_2$)

- $d=\sqrt{\frac{Ep \times g \times \Delta\sigma f(B)}{\Delta\sigma f(C) - \Delta\sigma f(B)}} \times l + l^2$
- $\Delta\sigma_g(x) = 2(\sigma p(x) - \sigma m)$ avec x ∈ [0,d]
- $\sigma p(x) = \sigma p0 - \sigma\sigma f(x)$
- $\sigma m) = \sigma p0 - \Delta\sigma f(B) - (\Delta\sigma f(C) - \Delta\sigma f(B) \times \frac{d-l}{l}$

V.3.1.3 Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension

L'ouvrage est progressivement construit en plusieurs étapes, ce qui implique des tensions successives qui doivent être ajustée, si tous les câbles d'une même pièce sont tendus simultanément, cela peut entrainer une perte de tension.

En effet, lorsque le premier câble est tendu, la pièce se raccourcit, de même pour les câbles suivants, si la pièce comporte « n » câbles, chaque câble subira l'effet de « n-1 » autres câbles tendus, seul le dernier câble ne subira pas cette perte.

En conséquence la valeur moyenne des pertes dues au raccourcissent instantané du béton sera :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{n-1}{2n} \times Ep \times \frac{\delta b}{Ebi}$$

A titre de simplification le BPEL donne la perte moyenne par câble : $\Delta\sigma_e = \frac{1}{2}\frac{Ep}{Ebi}\sigma_b$

Avec : $\frac{Ep}{Epi} = 5.05$ D'où : $\Delta\sigma_e(x) = 2.52 \times \sigma_b(x)$ avec $\sigma_{bi} = \frac{p}{B} + p \times \frac{e^2}{I} + \frac{Mp \times e}{I}$

- **Ep :** module d'élasticités des câbles de précontrainte.
- **Ebi :** module de déformation instantanée du béton.
- **σ_b :** contrainte de compression dans le béton au niveau des câbles suite à la mise en tension supposée simultanée des « n » câbles.
- **P :** effort de précontrainte prenant en compte les pertes précédents, $p=p_0(1-\Delta p)$.
- **Mp :** moment sous le poids propre.

Pour la même abscisse x, la valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante : $\Delta\sigma i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$

Tableau V-5 Les pertes de tension instantanées.

Δσi%	Axevsp	Finvsp	Finv01	Finv02	Finv03	Finv04	Finv05	Finv06	Finv07	Finv08
	9.92	11.08	9.32	9.48	7.64	7.64	6.85	6.58	7.03	9.51

V.3.2 Pertes de tension différées

Ce sont les pertes qui apparaissent dans le temps, tel que la force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement par les effets du retrait et du fluage du béton, ainsi que la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans le calcul de l'ouvrage.

V.3.2.1 Pertes de tension par retrait

Les câbles lies au béton à leur extrémités par les ancrages, et tout au long de leur trave par le coulis d'injection, sont astreint à subir les mêmes déformations que le béton adjacent.

Si t_0 est l'Age du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non effectué encore du retrait vaut :$\varepsilon_r[1\text{-}r(t_0)]$.

la perte finale de tension par retrait est donc : $\Delta\sigma_r$ =Ep $\varepsilon_r[1\text{-}r\ (t_0)]$.

Très souvent, on peut négliger r (t_0) devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée :

$$\Delta\sigma_r \approx \text{Ep } \varepsilon_r.$$

Avec :

ε_r : retrait final estimée par 2×10^(-4).

r(t) : loi d^' évolution du retrait en fonction du temps.

AN:

$$Ep = 190\,000\ MPa\ , \varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$$
$$\Delta\sigma_r = 38\ MPa\ ; \Delta\sigma_r = 2.55\%.$$

V.3.2.2 Pertes de tension par fluage

La contrainte du béton au niveau des armateurs de la précontrainte n'est pas toujours constante dans le temps, même si l'on fait abstraction des charges variables appliquées à la structure pendant des durées trop brèves pour exercer une influence significative sur le fluage

La perte finale par fluage vaut donc : $\Delta\sigma_{fl}$ =Ep×ε_f

La déformation finale de fluage : $\varepsilon_f = \sigma_m - \sigma_b / E_{bj}$

$\boldsymbol{\sigma_m}$: contrainte maximale (après pertes instantanés) de compression du béton au niveau du câble moyen ; d'après le BPEL cette contrainte vaut : $\boldsymbol{\sigma_m = 1.50\ \sigma_b}$

D'où :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.50 \times \sigma_b(x) \times \frac{EP}{E_{Ij}}$$

V.3.2.3 Pertes de tension par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension, cette perte dépend de l'acier et son traitement. La perte de tension finale par relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100}\rho_{1000} \times (\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x) \text{ et } \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}$$

Avec :

$\boldsymbol{\rho_{1000}}$ **:** relaxation garantie à 1000h, ρ_{1000} (%)=2.50.

$\boldsymbol{\mu_0}$ **:** coefficient valant 0.43 pour les aciers à très base relaxation **(TBR).**

$\boldsymbol{\sigma_{pi}(x)}$ **:** contrainte initiale de l'armateur dans la section d'abscisse x.

- **Pertes différées total**

Pour tenir compte l'interaction du fluage et le retrait avec la relaxation des armateurs, les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p$$

Tableau V-6 Les pertes de tension différées.

$\Delta\sigma_d\%$	Axevsp	Finvsp	Finv01	Finv02	Finv03	Finv04	Finv05	Finv06	Finv07	Finv08
	9.25	9.91	10.28	10.08	9.82	9.28	9.38	8.07	7.43	6.87

- **Pertes totales**

Les pertes totales sont la somme des pertes instantanées et différées $\Delta\sigma_{tot}=\Delta\sigma_i+\Delta\sigma_d$.

- **Application sur les câbles de fléau**

Le tableau ci-dessous est le résultat d'un calcul plus détaillé donné à **l'Annexe c.**

Tableau V-7 Les pertes de tension totales.

	Axe vsp	Fin vsp	Fin v01	Fin v02	Fin v03	Fin v04	Fin v05	Fin v06	Fin v07	Fin v08
Pertes instantanées $\Delta\sigma_i$										
Mpa	147.60	164.87	138.68	141.06	114.13	114.63	101.93	101.93	104.61	141.51
%	9.92	11.08	9.32	9.48	7.64	7.64	6.85	6.58	7.03	9.51
Pertes différées $\Delta\sigma_d$										
Mpa	137.64	147.46	152.97	150.00	146.12	138.08	139.57	121.57	110.56	100.88
%	9.25	9.91	10.28	10.08	9.82	9.28	9.38	8.07	7.43	6.87
Pertes totales $\Delta\sigma_{tot}$										
Mpa	285.24	312.33	291.62	291.06	260.25	252.71	241.5	223.5	215.17	241.39
%	19.17	21.00	19.16	19.56	17.46	16.92	16.23	14.65	14.46	16.38

V.4 Vérification des contraintes normales

Cette étape rassemble les résultats précédents pour justifier chaque section et pièce du tablier, les différentes vérifications effectuées incluent la vérification des contraintes normales dans les fibres supérieures et inférieurs pendant la construction et le service.

Cela nous amène à vérifier que les contraintes normales restent inférieures aux valeurs limites admissibles pour chaque section, la condition à vérifier est la suivante : $\sigma_{bt} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc}$

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{P \times e_0 + M}{I} y$$

- **P** : effort de précontrainte avec pertes.
- **B** : section transversale.
- **I** : inertie de la section considérée.
- e_0:excentreicite moyen du câble de précontraint.
- **M** : moment extérieur (sollicitant).
- **y** : distances de son centre de gravités aux fibres extrêmes.

V.4.1 Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction

- Δ_P=21%.
- σ_{bc} =0.6× f_{c28} =0.6×48=28.8 Mpa.
- σ_{bt1}=1.50 f_{t28} =1.5×3.48=5.22 Mpa ; hors section d'enrobage.
- σ_{bt2}=0.70× f_{t28} =0.7×3.48=3.48 Mpa ; section d'enrobage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-8 Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction.

section	X (m)	N câbles	M (MN.m)	v' (m)	v (m)	I (m^4)	S (m^2)	e_{moy} (m)	P (MN)	σ_{SUP} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)	obs
AXE v_{sp}	0.00	18	113.54	1.66	1.64	20.11	18.56	1.38	56.58	0.16	5.97	**Ok**
Fin v_{sp}	2.50	18	92.45	2.02	1.28	14.95	10.56	1	56.58	2.25	10.26	**Ok**
Fin v_{01}	5.30	16	72.75	2.02	1.28	14.95	10.56	1.03	50.30	3.03	7.49	**Ok**
Fin v_{02}	8.10	14	55.38	2.02	1.28	14.95	10.56	1.045	44.01	3.40	5.38	**Ok**
Fin v_{03}	10.9	12	40.34	2.02	1.28	14.95	10.56	1.065	37.73	3.58	3.54	**Ok**
Fin v_{04}	13.7	10	27.62	2.02	1.28	14.95	10.56	1.09	31.43	3.60	2.00	**Ok**

Fin v_{05}	16.5	8	17.22	2.02	1.28	14.95	10.56	1.13	25.15	3.36	0.83	**Ok**
Fin v_{06}	19.3	6	9.16	2.02	1.28	14.95	10.56	1.13	18.86	2.84	0.12	**Ok**
Fin v_{07}	22.1	4	3.42	2.02	1.28	14.95	10.56	1.13	12.57	2.15	-0.32	**Ok**
Fin v_{08}	24.9	2	0.00	2.02	1.28	14.95	10.56	1.13	6.29	1.20	-0.36	**Ok**

V.5 Etude de la précontrainte de continuité

V.5.1 Détermination du nombre de câbles de continuité

V.5.1.1 Travée principale 51m

Ces câbles vont reprendre les moments positif, donc pour déterminer le nombre de câbles on utilise le moment positif maximal a L'ELS , déterminer dans le chapitre VI , en appliquant les formules suivantes :

$$p = \frac{M \times \frac{v'}{I}}{\frac{1}{S} + e \times \frac{v'}{I}} ; \quad e = v' - d ; \quad n \geq \frac{p}{(1-\Delta p)p_0}$$

M : moment fléchissant positif dû à la combinaison de charge la plus défavorable.

AN :

$$M^{ser} = 61.85\ MN$$

$$d = 0.15\ m$$

$$I = 14.95\ m^4$$

$$S = 10.56\ m^2$$

$$v' = 2.02\ m$$

$$p \geq 27.26\ D'où\ n \geq 9.24$$

$$On\ prendre : n = 12\ 19T15$$

NB : (les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles de l'axe du voussoir de clavage v_c à **x=25.5m**).

Le nombre de câbles de continuité pour la travée principale est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V-9 Nombre de câbles de continuité travée principale.

Phase	X (m)	M (MN.m)	S (m^2)	I (m^4)	v' (m)	e (m)	P (MN)	n	n retenue	N /âme
Fin v01	5.30	0	10.56	14.95	2.02	1.87	0	0	0	0
Fin v02	8.10	2.49	10.56	14.95	2.02	1.87	0.97	0.33	2	1
Fin v03	10.9	14.75	10.56	14.95	2.02	1.87	5.73	1.94	4	2
Fin v04	13.7	20.81	10.56	14.95	2.02	1.87	8.09	2.74	6	3
Fin v05	16.5	39.14	10.56	14.95	2.02	1.87	15.22	5.16	8	4
Fin v06	19.3	48.72	10.56	14.95	2.02	1.87	18.95	6.42	10	5
Fin v07	22.1	55.72	10.56	14.95	2.02	1.87	21.67	7.34	12	6
Fin v08	24.9	60.10	10.56	14.95	2.02	1.87	23.38	7.92	12	6
Axe vsc	25.5	61.85	10.56	14.95	2.02	1.87	27.26	9.24	12	6
Fin v08	24.9	60.10	10.56	14.95	2.02	1.87	23.38	7.92	12	6
Fin v07	22.1	55.72	10.56	14.95	2.02	1.87	21.67	7.34	12	6
Fin v06	19.3	48.72	10.56	14.95	2.02	1.87	18.95	6.42	10	5
Fin v05	16.50	39.14	10.56	14.95	2.02	1.87	15.22	5.16	8	4
Fin v04	13.7	20.81	10.56	14.95	2.02	1.87	8.09	2.74	6	3
Fin v03	10.9	14.75	10.56	14.95	2.02	1.87	5.73	1.94	4	2
Fin v02	8.1	2.49	10.56	14.95	2.02	1.87	0.97	0.33	2	1

V.5.1.2 Travée de rive 31m

Les câbles de continuité ont travée de rive ont le même rôle et la même formule de calcul que ce de la travée principale.

AN :

$$M^{ser} = 32.23\ MN$$
$$d = 0.15\ m$$

$$I = 14.95\ m^4$$
$$S = 10.56\ m^2$$
$$v' = 2.02\ m$$
$$p \geq 14.67\ D'où\ n \geq 4.97$$
$$On\ prendre : n = 6\ 19T15$$

NB : (les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir FIN v_{06} à **x= 19.3 m**).

Le nombre de câbles de continuité pour la travée principale est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V-10 Nombre de câbles de continuité travée de rive.

Phase	X (m)	M (MN.m)	S (m²)	I (m⁴)	v' (m)	e (m)	P (MN)	n	n retenue	N /âme
Fin v01	5.30	**0**	10.56	14.95	2.02	**1.87**	**0**	**0**	**0**	**0**
Fin v02	8.10	**15.3**	10.56	14.95	2.02	1.87	**5.14**	**1.74**	**2**	**1**
Fin v03	10.9	**22.5011**	10.56	14.95	2.02	1.87	**10.06**	**3.41**	**4**	**2**
Fin v04	13.7	**25.597**	10.56	14.95	2.02	1.87	**11.44**	**3.88**	**4**	**2**
Fin v05	16.5	**30.346**	10.56	14.95	2.02	1.87	**13.17**	**4.6**	**6**	**3**
Fin v06	19.3	**32.23**	10.56	14.95	2.02	1.87	**14.67**	**4.97**	**6**	**3**
Fin v07	22.1	**31.3**	10.56	14.95	2.02	1.87	**14.41**	**4.80**	**6**	**3**
Fin v08	24.9	**27.81**	10.56	14.95	2.02	1.87	**12.93**	**4.38**	**6**	**3**
Axe vsc	25.5	**21.93**	10.56	14.95	2.02	1.87	**10.26**	**3.48**	**6**	**3**
Fin v09	27.5	**13.2944**	10.56	14.95	2.02	1.87	**6.31**	**2.14**	**4**	**2**
Fin v10	29.5	**2.015**	10.56	14.95	2.02	1.87	**1.00**	**0.34**	**2**	**1**
Axe vsc1	32	**0**	10.56	14.95	2.02	1.87	**0**	**0**	**0**	**0**

V.5.2 Tracé des câbles de continuité

on utilisera les mêmes formules précédentes mentionnées dans les traces de câbles de fléau les équations et les paramètres du traces sont mentionnés dans les tableaux suivantes :

Tableau V-11 Tracé des câbles de continuité.

TRAVE PRINCIPLAE						
Câbles	$l_{dèv}$	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	Y(x)
C_{F01} ;C_{F02} ;C_{F03} ;C_{F04}	2.80	0.15	0.75	6.53	0.4048	0.15+0.076x²
C_{F05} ;C_{F06}	2.80	0.35	0.75	9.8	0.2783	0.35+0.051x²
Câbles	z_i (m)	z_{i+1} (m)	$x_i; x_{i+1}$ (m)	R (m)	$\beta_i; \beta_{i+1}$ (rad)	Z(x)
C_{F01}	Rectiligne					
C_{F02} ;C_{F05}	0.2	0.1	2.20	24.2	0.0906	0.2+0.0206x²
C_{F03}	0.46	0.23	2.20	10.52	0.2061	0.46+0.0475x²
C_{F04} ;C_{F06}	0.66	0.33	2.80	11.88	0.2314	0.66+0.0421x²
TRAVE DE RIVE						
Câbles	$l_{dèv}$	d_0 (m)	d_1 (m)	R (m)	α (rad)	Y(x)
C_{F01}	2.80	0.15	0.75	6.53	0.4048	0.15+0.0765x²
C_{F02}	2.80	0.15	0.75	6.53	0.4048	0.15+0.0765x²
C_{F03}	2.80	0.35	0.75	9.80	0.2783	0.35+0.051x²
Câbles	z_i (m)	z_{i+1} (m)	$x_i; x_{i+1}$ (m)	R (m)	$\beta_i; \beta_{i+1}$ (rad)	Z(x)
C_{F01}	Rectiligne					
C_{F02} ; C_{F06}	0.2	0.1	2.00	20.00	0.0996	0.2+0.025x²

V.5.3 Vérifications des contraintes en phase de service

On distingue dans cette phase deux états de vérifications.

- Etat à vide : on prend en considération seulement le poids propre du tablier.
- Etat en charge : on prend en considération les charges et les surcharges
- σ_{bc} =0.6 ×f_{c28}=0.6×48=28.8 Mpa.
- σ_{bt1}=1.5×f_{t28}=1.50×3.48=5.22 Mpa, hors section d'enrobage.
- σ_{bt2}=1×f_{t28}=1×3.48=3.48 Mpa, section d'enrobage.

Les résultats sont mentionnés dans **l'Annexe c (**toutes les contraintes sont vérifiées).

V.5.4 Armatures des zones tendues

Dans cette partie on va calculer le ferraillage nécessaire des sections tendues selon (art 6.1.32 4.1 des règles BPEL), la section d'armateurs minimal As est :

$$A_s=\frac{B_t}{1000}+\left(\frac{N_{bt}}{f_e}\times\frac{f_{tj}}{\sigma_{bt}}\right)$$

B_t : aire de la section du béton en traction.

σ_{bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

N_{bt} :la résultante des contraintes de traction correspondantes.

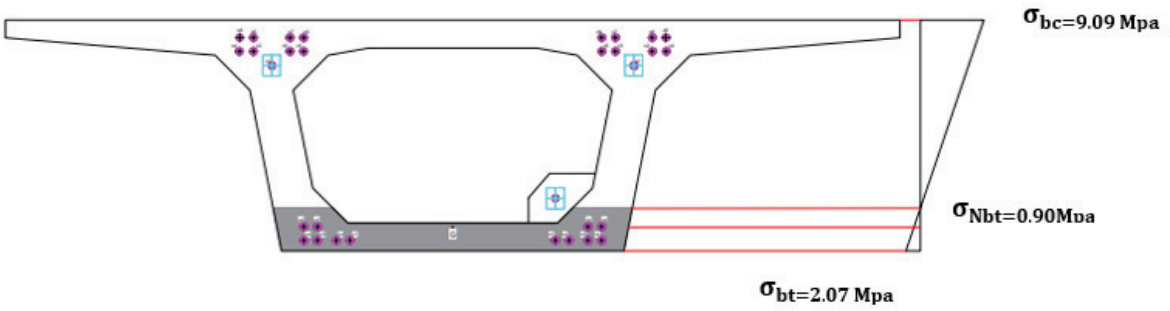


Figure V-5 Détail zone tendu sous des actions longitudinales.

B_t =2.36m² ; σ_{bt} =2.07Mpa ; $N_{bt}=\sigma_{Nbt} \times B_t$ =2.12 MN.

$A_s = \frac{2.36}{1000} + (\frac{2.12}{500} \times \frac{3.48}{2.07})$ =94.88cm².

V.6 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

V.6.1 Vérification vis-à-vis de l'ELS

L'âme est la partie la plus sollicitée par l'effort tranchant, les membrures supérieures et inférieures du fait de leurs inerties par rapport au centre de gravité de la section des éléments qui travaillent en flexion.

Détermination de l'effort tranchant

L'effort tranchant donnée par la relation suivante :$v_{ser}=v_g+v_q$

Avec

$\mathbf{v_g}$: relative aux charges permanentes

$\mathbf{v_q}$: relative aux charges variables

Effort tranchant dû à la précontrainte

pour une poutre isostatique précontrainte par un ensemble d'armateurs d'intensités p et d'inclinaison α% a la fibre moyenne

v_p = P ×sin α

Selon les combinaisons à l'état de limite de service, on détermine l'effort tranchant :

$v_{red}=v_{ser}-v_p$

Vérification de la contrainte de cisaillement

Pour la justification des contraintes de cisaillement, on doit vérifier les deux conditions de :

Non-rupture par fissuration : $\tau^2 < \tau_{1^2}$= 0.40×$f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x]$

Par compression-cisaillement : $\tau^2 < \tau_{2^2}$= 2×$\frac{f_{tj}}{f_{cj}}\left[0.60 \times f_{cj} - \sigma_x\right] \times [f_{tj} + \sigma_x]$

[selon l'article 7.2.2 des règles BPEL]

Avec :

τ_{max} : contrainte de cisaillement maximal réduit de service : $\tau = \frac{v_{red}\, s_n}{I_n\, b_n}$

σ_x : contrainte normal longitudinale au CDG de la section nette : $\sigma_x = \frac{p \times \cos\alpha}{B_n}$

B_n :section nette obtenue en soustrayant les vides des conduits

v_{red} : effort tranchant maximal réduit de service

s_n :moment statique nette de la section située au-dessus de cet axe par rapport à l'axe neutre de la section nette totale

I_n : est le moment d'inertie nette

b_n : épaisseur nette de l'âme, $b_n = 2\times (e_a - 0.50 \times n \times \varphi)$

e_a: l'épaisseur brute de l'âme

n : nombre de câbles

AN :

p_0=3.93 MN ; Δ_p=21% ; $v_{red} = v_{elu}$ (pas de réduction au niveau de la section considérée)

h/2=1.65 ; $v_{ELS}(1.65\text{m}) = 16.31$ MN ; n=18 câbles p=56.59 MN

$B_n = 10.41\ m^2$ $\sigma_x = 5.47\ Mpa$

$f_{c28} = 48$ Mpa ; $f_{t28} = 3.48$ $\bar{\tau}_1 = 3.53$ Mpa et $\bar{\tau}_2 = 5.50$ Mpa

$I_n = 14.7\ m^4$; $s_n = 3.24\ m^3$; $b_n = 2 \times (e_a - 0.50 \times n \times \varphi)$=1.20(pas de gaines)

$\tau_{max} = 2.94\ Mpa$

On constate que : $\tau_{max} < \bar{\tau}$

Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées au voisinage de la section étudiée

V.6.2 Vérification vis-à-vis de l'ELU

La justification des éléments d'une pièce vis-à-vis de l'état -limite comporte la vérification d'une part des bielles comprimées et d'autre part celle de la résistance des armateurs transversales.

- **Les bielles comprimées**

On détermine d'abord l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\tan 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}, avec\ \beta_u \geq 30$$ [selon l'article 7.3.1] des règles BPEL.

$$\sigma_x, \sigma_y : contrainte\ normale\ au\ niveau\ de\ CDG$$

$$\sigma_x = p \times \frac{\cos\alpha}{\beta_n}; \sigma_y = 0$$

$$\tau_u : contrainte\ tangentielle\ ultime\ réduite, \tau = \frac{(V_u^{red} \times s_n)}{I_n\ b_n}$$

$$(V_u^{red} : l'effort tranchant\ réduite\ maximal\ \text{à}\ l'ELU.$$

La justification de la compression de la bielle de béton se fait par la formule :

$\boldsymbol{\tau_u \leq \frac{0.85\, f_{c28}}{3\gamma_b}\ \sin 2\beta_u}$, si $\boldsymbol{\beta_u = 30°}$, alors on obtient : $\boldsymbol{\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}}$

AN :

p_0=3.93 MN ; Δ_p=21% ; $v_{red} = v_{elu}$ (pas de réduction au niveau de la section considérée)

h/2=1.65 ; $v_{ELU}(1.65m) = 21.47$ MN ; n=18 câbles ; p=56.59 MN

$I_n = 14.7\ m^4$; $s_n = 3.24\ m^3$; $b_n = 1.20$; $\tau_u = 3.95$Mpa

$\sigma_x = 5.47$ Mpa ; $\sigma_y = 0$ Mpa ; $\beta_u = 0.4825$ rad $= 27.64°$ on prend $\beta_u = 30°$

$\tau_u = 3.95 \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{48}{6} = 8$ Mpa

les bielles comprimées (dû à l'effort tranchant) de béton sont bien vérifiées.

- **La résistance des armatures transversales**

  Consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t donnée par :

  $$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq [\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}] \times \tan \beta_u$$ [selon l'article 7.3.2.2 des règles BPEL].

  A_t : section totale des sections d'un cours d'armateurs passives transversales

  S_t : espacement de deux cours de ces armateurs, mesure suivant la fibre moyenne de la poutre

  f_e : limite d'élasticité de l'acier

  $\gamma_s = 1.15$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales

  Le pourcentage minimum à disposer est donnée par l'équation : $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.60 \frac{b_n \gamma_s}{f_e}$

  AN :

  $\tau_u = 3.95\ Mpa, f_{t28} = 3.48\ Mpa, f_e = 500\ Mpa$

  $\gamma_s = 1.15\ , b_n = 1.20\ m, \beta_u = 30°$

  $\frac{A_t}{s_t} \geq 44.48 \frac{cm^2}{m}$

  $\frac{A_t}{s_t} \geq 0.60\ \frac{(b_n\ \gamma_s)}{f_e}, \frac{A_t}{S_t} \geq 16.56 \frac{cm^2}{m} \rightarrow$ à $vérfier\ dans\ l'étude\ transversale$

V.7 Conclusion

L'étude de la précontrainte est une étude indispensable dans les ponts voussoirs construire par encorbellements successifs , les différents type de câbles sont déterminés en fonction des moments à équilibrer , la décroissance des moments négatives à partir de l'encastrement permet de déterminer le nombre de câbles de fléau dans chaque voussoir ,et avec le même principe à partir des moments positifs à mi travée on peut déterminer le nombre et la disposition des câbles de continuités ,pour terminer avec un vérification des contraintes au niveau des joints de chaque voussoir en phase de construction et service.

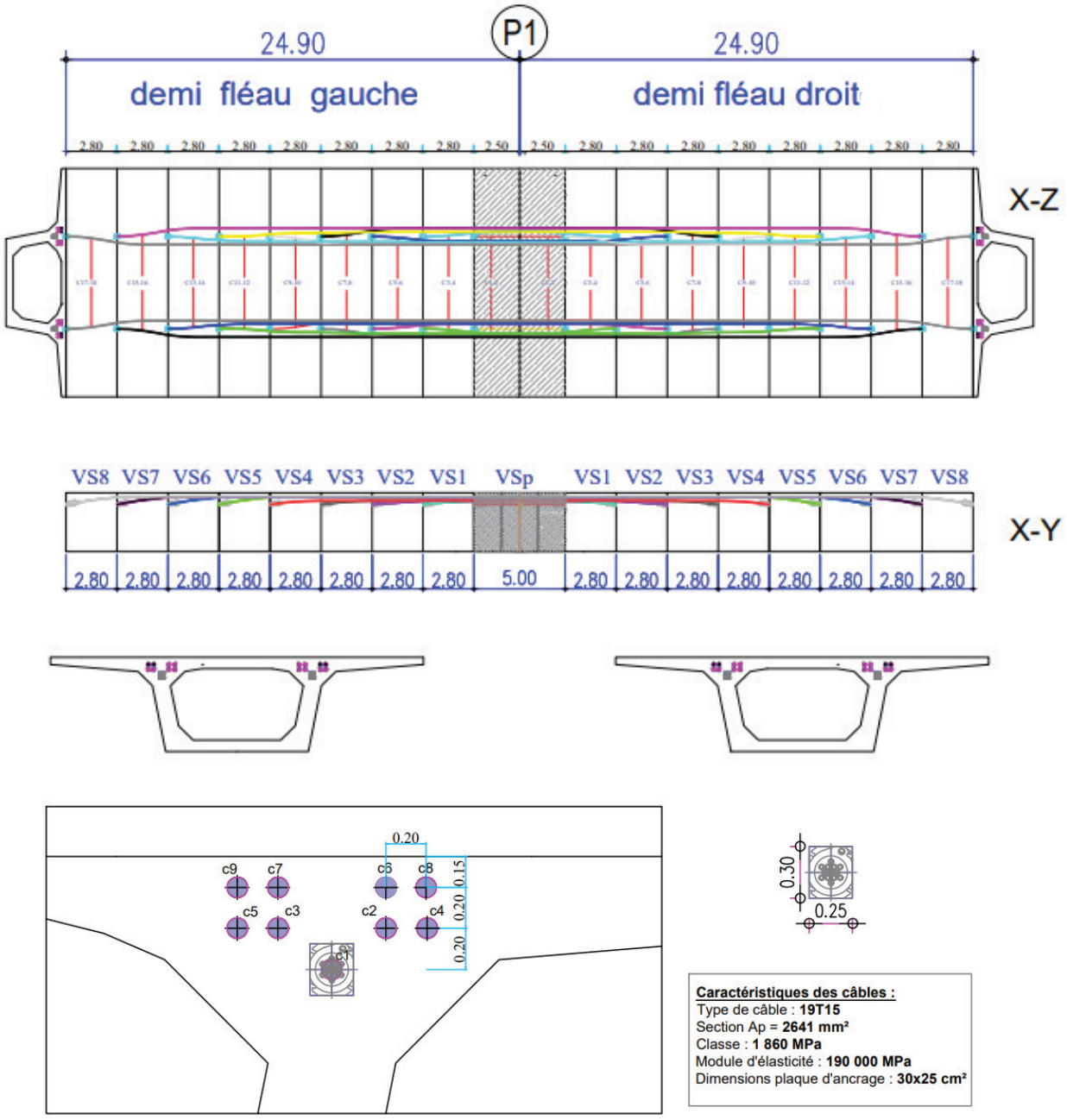


Figure V-6 Tracé des câbles de fléau.

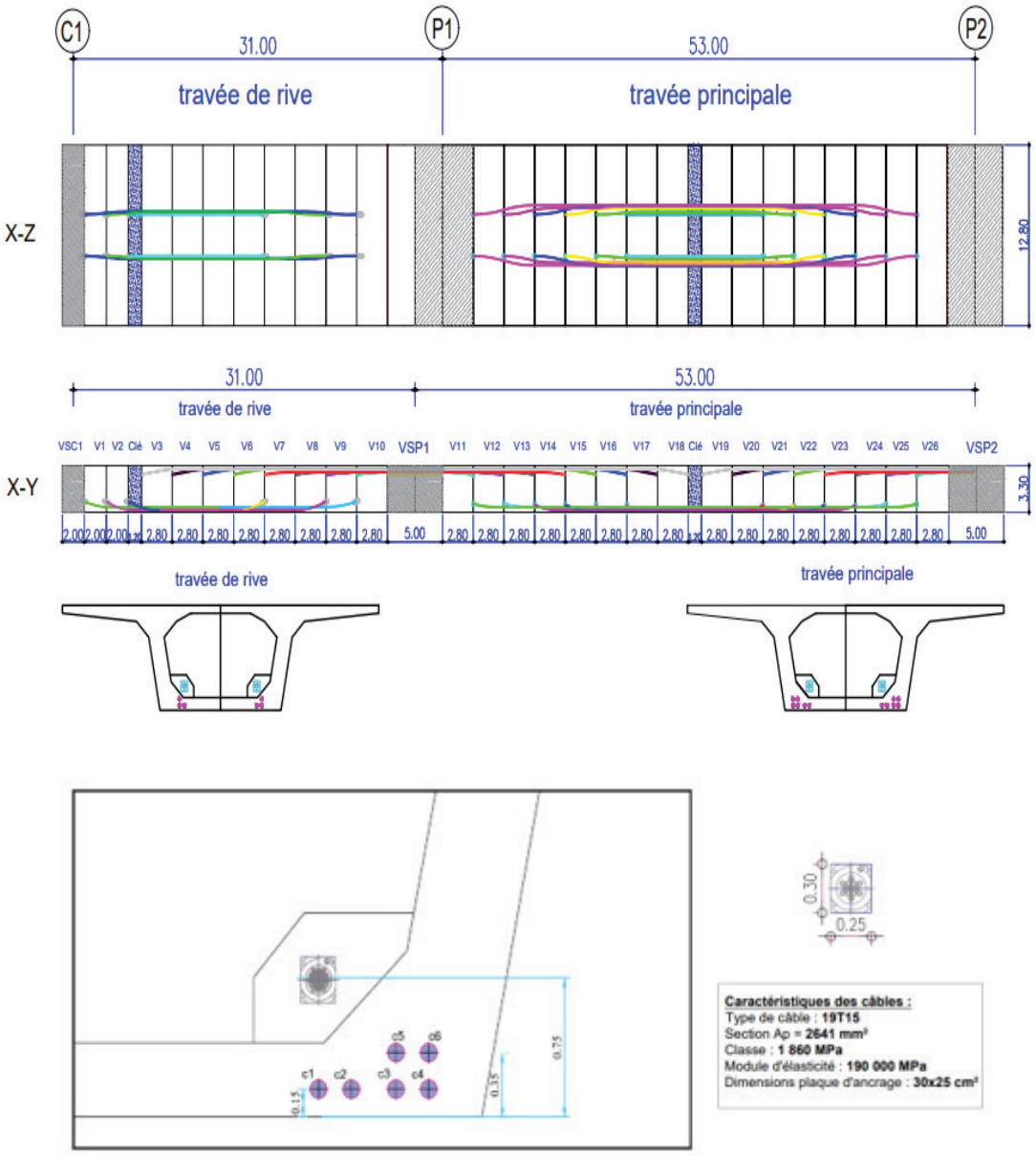


Figure V-7 Tracé des câbles, vue en plan pour la travée de rive et la travée principale.

CHAPITRES VI

ETUDE TRANSVERSALE.

CHAPITRE VI ETUDE TRANSVERSALE

VI.1 Introduction

Dans le présent chapitre, il y a lieu de déterminer les armateurs passives dans les âmes, l'hourdis inférieure et supérieur, comme ce viaduc est de hauteur constante, les calculs en flexion transversales sont menés dans la section courante des voussoirs.

Sur la section transversale du voussoir, le poids propre et les diverses charges d'exploitation développent des efforts extérieurs qui seront équilibrés par un cisaillement dû à l'effort tranchant.

VI.2 Evaluation des efforts transversaux

VI.2.1 Modélisation

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis (Midas-civil), le caisson est modélisé par un portique ferme appuyé au niveau de la partie inferieure des âmes par deux appui (simple-double) à l'extrémité de chaque âme.

On prendra une largeur du caisson égale à 1m , les sections des différentes éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en matière de poids et d'inertie.

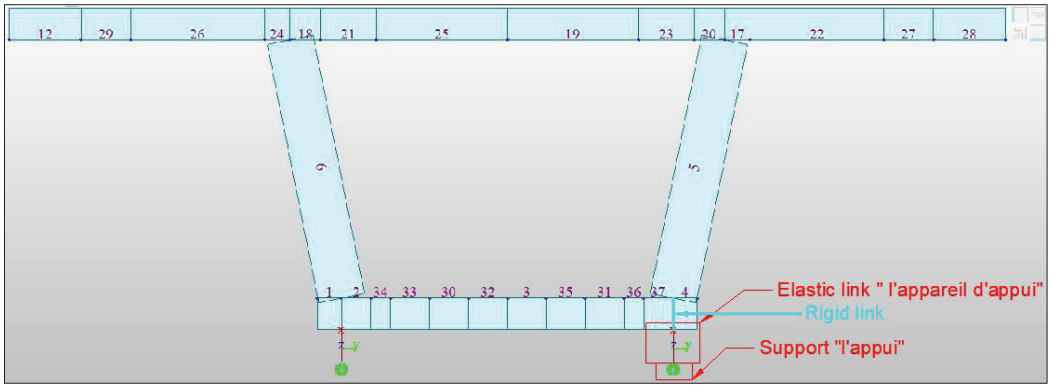


Figure VI-1 Modèle transversal [Midas Civil].

Remarque : les combinaisons de charge utilisées sont les mêmes que celles utilisées dans l'évaluation des efforts longitudinaux en service.

VI.2.2 Résultats

Les diagrammes de moments fléchissant transversal sont données dans l'Annexe B, les sections à justifier sont représentées dans la figure ci-dessous.

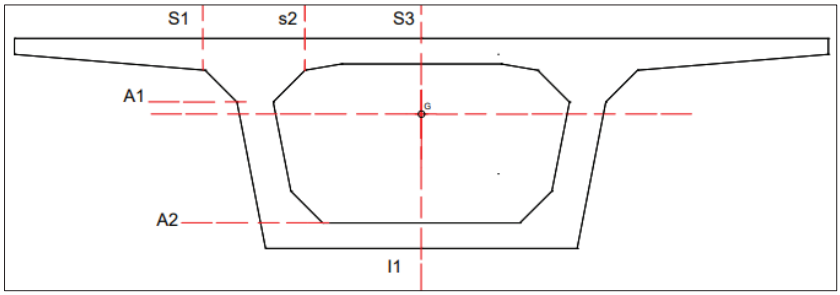


Figure VI-2Sections à justifier selon le guide SETRA.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI-1 Efforts extrêmes dans le voussoir courante.

Elément	Section	$M_{max}(KN.m)$		$M_{min}(KN.m)$		$N_{max}(KN)$	
		M_{ult}	M_{ser}	M_{ult}	M_{ser}	N_{ult}	N_{ser}
Hourdis Sup	S1	/	/	-554.45	-407.48	/	/
	S2	/	/	-687.98	-501.73	/	/
	S3	314.63	231.63	-11.81	-11.43	/	/
Ames	A1	171.24	121.61	/	/	1426.61	1036.86
	A2	/	/	-122.27	-91.56	1426.05	1033.03
Hourdis inf	I1	42.89	34.16	-84.89	-64.46	/	/

VI.3 Ferraillage

Pour le ferraillage, on subdivise le voussoir en plusieurs éléments on a :

-deux dalles : qui travaillent en flexion simple.

-deux âmes : qui travaille en flexion composée.

On néglige l'effet de la torsion parce qu'on a un grand rayon de courbure R=5000m.

Application Numérique (Hourdis supérieur) :

- Nappe supérieure

$$M_{ser} = 501.73\ KN.m\ ;\ \bar{\sigma}_{bc} = 28.8\ Mpa\ ;\ \bar{\sigma}_{st} = 260\ Mpa$$

$$b = 1m\ ;\ h = 0.8m\ ;\ d = 0.9\ h = 0.72\ m$$

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = 0.45\ m\ ;\ Z = d - \frac{X}{3} = 0.57\ m$$

$$\bar{M}_1 = 0.5 \times b \times X \times \bar{\sigma}_{bc} \times Z = 3693.6\ Kn.m$$

$$\bar{M}_1 \geq M_{ser} \Longrightarrow sections\ sans\ acier\ comprimée\ S.S.A.C$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_{st}} = 33.85\ cm^2/ml$$

$$A_{CNF} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 9.12\ cm^2/ml \leq A_{ser} \Rightarrow C.N.F\ est\ vérifiée$$

- Nappe inférieure

$$h = 0.4\ m\ ; M_{ser} = 314.63 \leq \bar{M}_1 = 922.57\ KN.m \Rightarrow S.S.A.C$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_{st}} = 42.37\ cm^2/ml$$

$$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 5.76\ cm^2/ml \leq A_{ser} \Rightarrow C.N.F\ est\ vérifiée$$

- Ferraillage longitudinale

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3} = 14.13\ cm^2/ml$$

$$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 9.12\ cm^2/ml \leq A_{ser} \Rightarrow C.N.F\ est\ vérifiée$$

Remarque : les armatrices longitudinales ne sont que des armatures de construction, ce résultat est une conclusion d'une vérification des contraintes admissible en phase de construction et en phase de service.

VI.3.1 Ferraillage passif des voussoirs

A l'aide d'un logiciel de calcul de ferraillage (robot expert 2010) on trouve les résultats donnés dans le tableau suivant et détaillée dans **l'Annexe D**

Tableau VI-2 Ferraillage passif de voussoirs.

Elément	Nappe	Transversal		Longitudinal	
		Ø(mm)	e(cm)	Ø(mm)	e(cm)
Hourdis Supérieur	Nappe supérieur	HA25	12.50	HA20	25
	Nappe inférieur	HA25	12.50	HA20	25
Ames	Nappe Interne	HA16	12.50	HA14	20
	Nappe Externe	HA16	12.50	HA14	20
Hourdis Inférieure	Nappe supérieur	HA16	20.00	HA20	25
	Nappe inférieur	HA14	20.00	HA20	25

Remarque : les armatrices longitudinales au niveau de l'hourdis inferieur sont les armatures des zones tendues (flexion longitudinale), « calculés au paragraphe V.4.4 ».

VI.4 Etude de la diffusion de la précontrainte au niveau de l'ancrage

L'effort à l'ancrage introduit une forte contrainte de compression sur une faible surface de béton, cet effort se diffuse ensuit sur une plus grande surface dans le corps du voussoir ,Au bout d'une certaine distance ,appelée longueur de zone de régularisation , on admet que le principe de saint venant s'applique et que la répartition des contraintes normales est linéaire on distingue 4 cas de la diffusion de l'effort de précontrainte.

- Cable centre rectiligne.
- Cable excentre rectiligne.
- Cable multiple rectiligne.
- Cas générale : câbles multiples courbes inclinées.

Soit :

s_a : section d'about là où sont ancrées les câbles

s_r : section de la régularisation se trouvant à une distance :

d : hauteur de la section **s_a**

la mise en tension des câbles se fait après 28 jours de durcissement du béton :

$f_{cj} = f_{c28}$ =48 Mpa

f_{tj}=3.48 Mpa.

VI.4.1 Effet de surface

Au voisinage immédiat de prévoir un frettage de surface,

$$As = 0.04 \times \frac{p_{max}}{\sigma_s} \; avec \; \sigma^{bar} = \frac{2}{3} f_e$$

Avec :

P_{max} : la force de la précontrainte maximale dans la section considérée, P_{max} =3.14 MN.

Résultat :

$$As = 3.80 \, cm^2 \rightarrow soit \; 6HA10.$$

VI.4.2 Effet d'éclatement

- Contrainte de traction du béton

$$\sigma_{tj} = 0.50 \times \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \frac{p_{max}}{e \times d_j}$$

Avec :

$\mathbf{d_j}$ =0.43 m hauteur de prisme symétrique de niveau j

$\mathbf{a_j}$: dimensions de la plaque d'ancrage de niveau j, a_j =0.24 m

e =2×0.6=1.20 m : largeur de l'âme

Résultat

$\sigma_{tj}= 0.50 \times(1 - \frac{0.24}{0.43})\times \frac{3.14}{1.2\times0.43} = 1.34$ MPa ≤ 3.48 MPa

- Contrainte de compression du béton

$$\sigma_{cj}= \frac{p_{max}}{e\times d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Résultat

$$\sigma_{cj} = \frac{3.14}{0.8\times1.20} = 6.08 \text{ MPa} \leq 32\text{Mpa}$$

- Frettage d'éclatement

On calcule pour chaque ancrage de niveau j, l'acier nécessaire :

$$A_{ej} = \frac{0.25\left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) p_{max}}{k_j \times \frac{2}{3} f_e} = 7cm^2$$

NB : k_j vaut 1.50 pour un ancrage intermidiare

La section définitive d'acier transversale vaut :

$$A_e = \sup\left\{A_{ej} ; 0.15\frac{p_{max}}{\frac{2}{3}\times f_e}\right\} = 14.27 \text{ cm}^2$$

VI.4.3 Etude de bossage

Les câbles de continuité se trouvent logés dans l'hourdis inférieur et peuvent être relevés dans des prismes dites « bossage Sous l'effet de précontrainte p des câbles de continuité, les fibres transversale du hourdis se déforment : c'est l'effort d'entrainement derrière les bossages . Pour éviter cet effet, on utilise un ferraillage passif spécifique on distingue trois familles d'armateur passives (**pour le câble Cc01**).

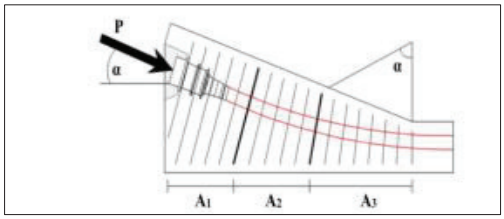


Figure VI-3 Détail bossage.

- **Aciers d'éclatement A1**

Ils se situent sur une distance de 1.2 de la plaque d'ancrage à partir de l'extrémité du bossage

$$A_1 = \frac{0.15P}{f_{yd}} \; ; f_{yd} = \frac{f_e}{1.15}$$

Avec :

P : force précontrainte à l'ancrage

Résultat :

$$A_1 = \frac{0.15 \times 3.14}{434.78} = 10.83 \text{ cm}^2$$

- Acier intermédiaire de couture :

$$A_2 = \frac{0.4\,P}{f_{yd}} = 28.88 \text{ cm}^2$$

- Acier de reprise de la poussée au vide

Il se trouvent dans la zone courbe du câble

$$A_3 = \frac{2}{3}\frac{P}{f_{yd}} \sin\alpha$$

Avec :

α : l'angle que fait la précontrainte avec la fibre supérieure de l'hourdis $\alpha = 0.404$ rad

$$A_3 = 18.93 \text{ cm}^2$$

-A_1 =10.83 cm² , soit 2 double cadre de HA14

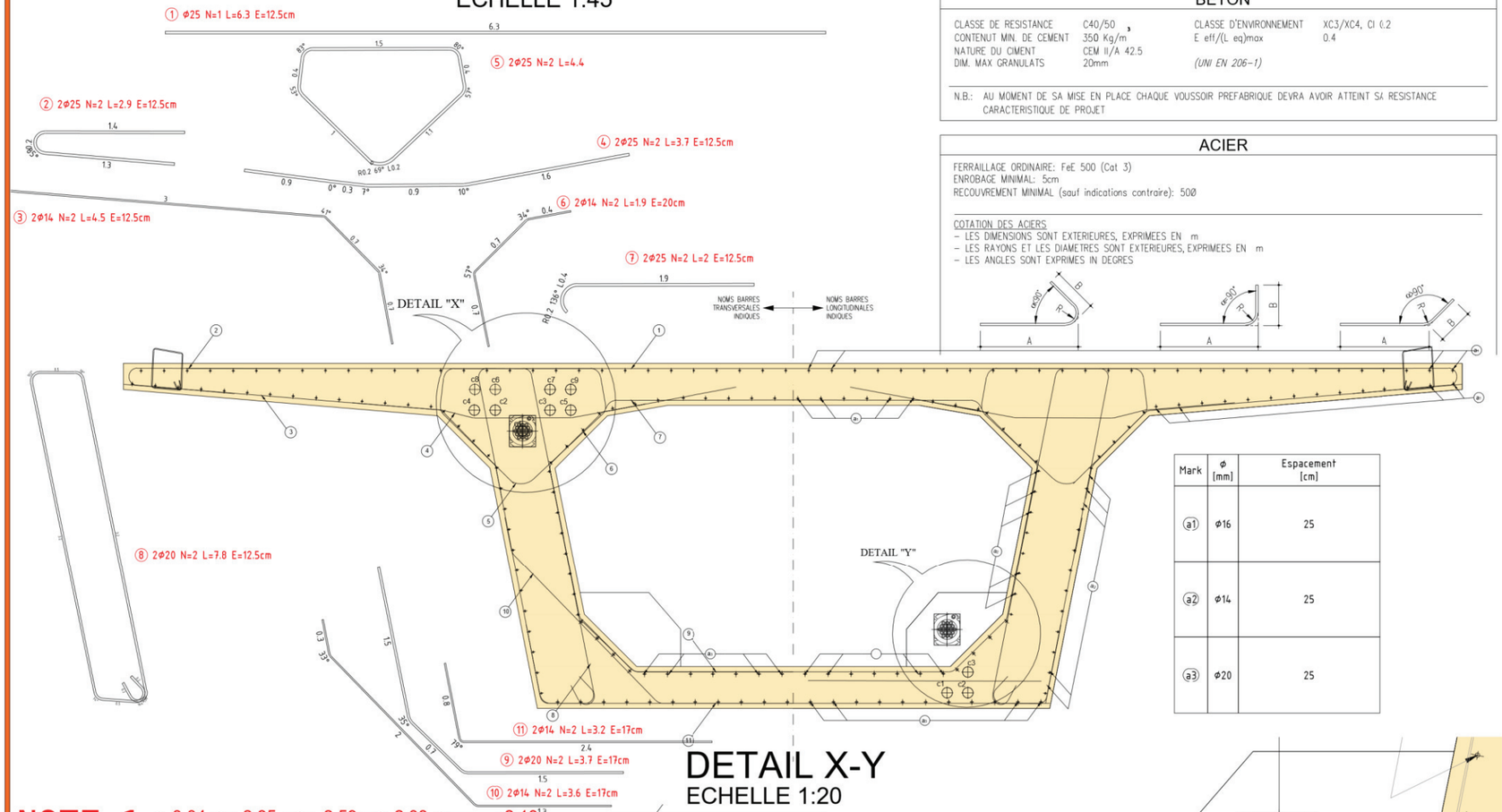
-A_2 =28.88 cm², soit 4 double cadre de HA16

-A_3 =18.93 cm² , soit 8 cadres de HA14

VI.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre on a pu déterminer les différents efforts agissants sur la section transversale du tablier, ce qui permis par la suite, de procéder au calcul du ferraillage passif des éléments constructifs du voussoirs (hourdis supérieure, inférieur et âme).

COUPE TRANSVERSALE
ECHELLE 1:45



NOTES

NOTE 1 : LE POINT DE REFERENCE DE LA COTATION EST AU L'AXE DE VOJSSOIRE

BETON

CLASSE DE RESISTANCE	C40/50	CLASSE D'ENVIRONNEMENT	XC3/XC4, Cl 0.2
CONTENUT MIN. DE CEMENT	350 Kg/m³	E eff/(L eq)max	0.4
NATURE DU CIMENT	CEM II/A 42.5		
DIM. MAX GRANULATS	20mm	*(UNI EN 206-1)*	

N.B.: AU MOMENT DE SA MISE EN PLACE CHAQUE VOUSSOIR PREFABRIQUE DEVRA AVOIR ATTEINT SA RESISTANCE CARACTERISTIQUE DE PROJET

ACIER

FERRAILLAGE ORDINAIRE: FeE 500 (Cat 3)
ENROBAGE MINIMAL: 5cm
RECOUVREMENT MINIMAL (sauf indications contraire): 50Ø

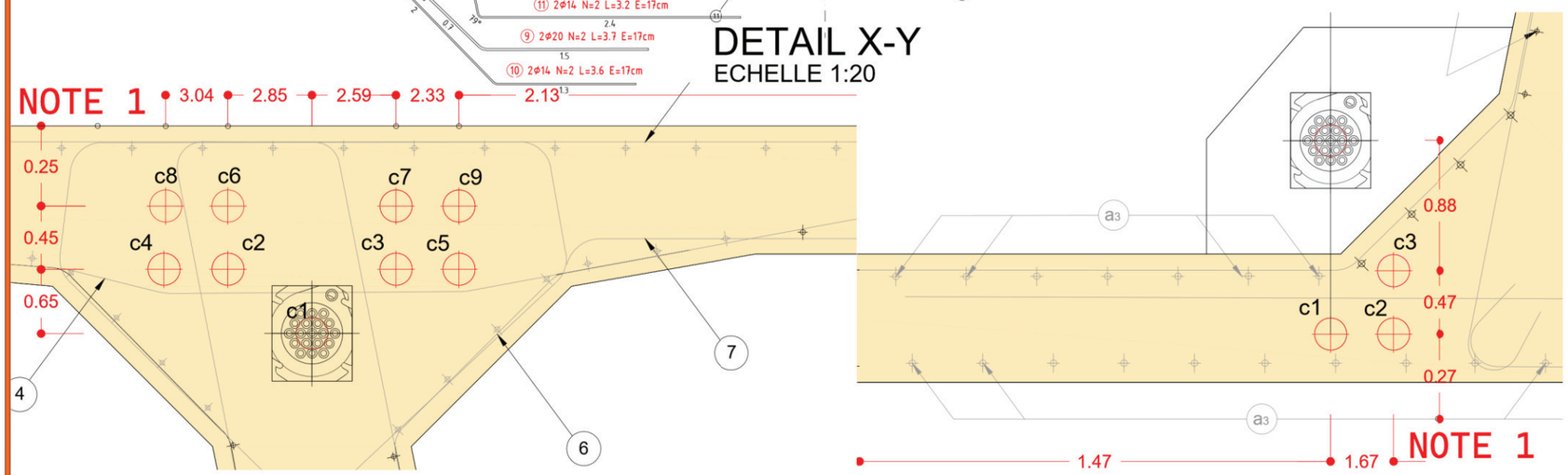
COTATION DES ACIERS
- LES DIMENSIONS SONT EXTERIEURES, EXPRIMEES EN m
- LES RAYONS ET LES DIAMETRES SONT EXTERIEURES, EXPRIMEES EN m
- LES ANGLES SONT EXPRIMES IN DEGRES

Mark	Ø [mm]	Espacement [cm]
a1	Ø16	25
a2	Ø14	25
a3	Ø20	25

Mark	Ø [mm]	Shape [m]	Length [m]	QTY	Mass [kg]	% of total	Notes
①	Ø25		6.3	1	24.32	9.7%	
②	Ø25		2.9	2	22.18	8.8%	
③	Ø14		4.5	2	10.82	4.3%	
④	Ø25		3.7	2	28.57	11.4%	
⑤	Ø25		4.4	2	33.68	13.4%	
⑥	Ø14		1.9	2	4.49	1.8%	
⑦	Ø25		2	2	15.79	6.3%	
⑧	Ø20		7.8	4	76.75	30.5%	
⑨	Ø20		3.7	2	18.39	7.3%	
⑩	Ø14		3.6	2	8.81	3.5%	
⑪	Ø14		3.2	2	7.65	3%	

Total mass = 251 kg

DETAIL X-Y
ECHELLE 1:20



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web** : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
	M.DJABOUB A.BALI	M.KHELFI M.GERFUI	VOIR PLAN.		2023 / 2024

CHAPITRES VII

EQUIPEMENT DU PONT

CHAPITRE VII EQUIPEMENT DU PONT

VII.1 Introduction

Les éléments constitutifs d'un pont revêtent une importance capitale dans sa conception, son calcul et sa durabilité, ce sont ces composants qui garantissent le bon fonctionnement de l'ouvrage et assurent la sécurité des usagers. En effet, les équipements du pont jouent un rôle essentiel en permettant à celui-ci de remplir efficacement sa fonction principale.

VII.2 L'appareil d'appui

Un appareil d'appui de pont est un élément de l'ouvrage place entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation, routière ou ferroviaires, et de permettre des mouvements de rotation ou de translation, les premiers appareils d'appui étaient métalliques, puis des articulations béton ont été utilisées dans les petits ponts en béton armé. Mais à partir des années 1950 l'utilisation des appuis en élastomère vont être prédominante, aujourd'hui les appareils d'appui en élastomère frette et les appareils à pot représente plus de 90% des appareils d'appui utilises sur les ponts.

VII.2.1 Limites d'utilisation

Les appareils d'appui en élastomère frette conviennent aux charges d'appui jusqu'à 12MN cependant, pour des réactions d'appui supérieures à 20 MN, il est préférable d'utiliser des appareils d'appui à pot, ces derniers offrent l'avantage de limiter l'encombrement du dispositif, ce qui les rends plus appropriés dans ces situations

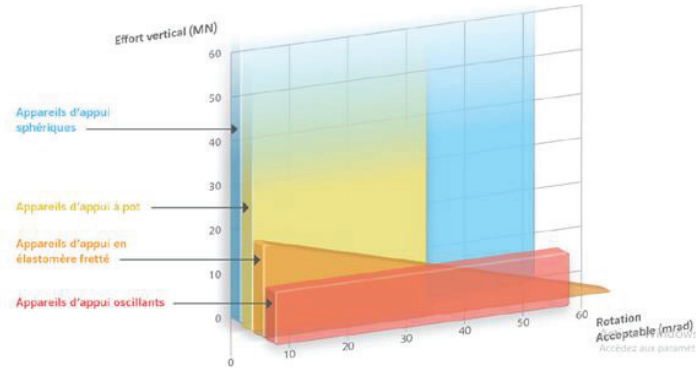


Figure VII-1 Limites d'utilisation des appareils d'appuis.

VII.2.2 Appareil d'appui à pot

Les appareils d'appui à pot constitués d'une embase métallique, en forme de pot cylindrique dans laquelle est enserré un coussin en caoutchouc apparaissent au début des années 1960, une plaque de glissement, généralement en PFTE (polytètrafluoroèthyléne), peut être insérée dans la partie supérieure pour permettre les glissements.

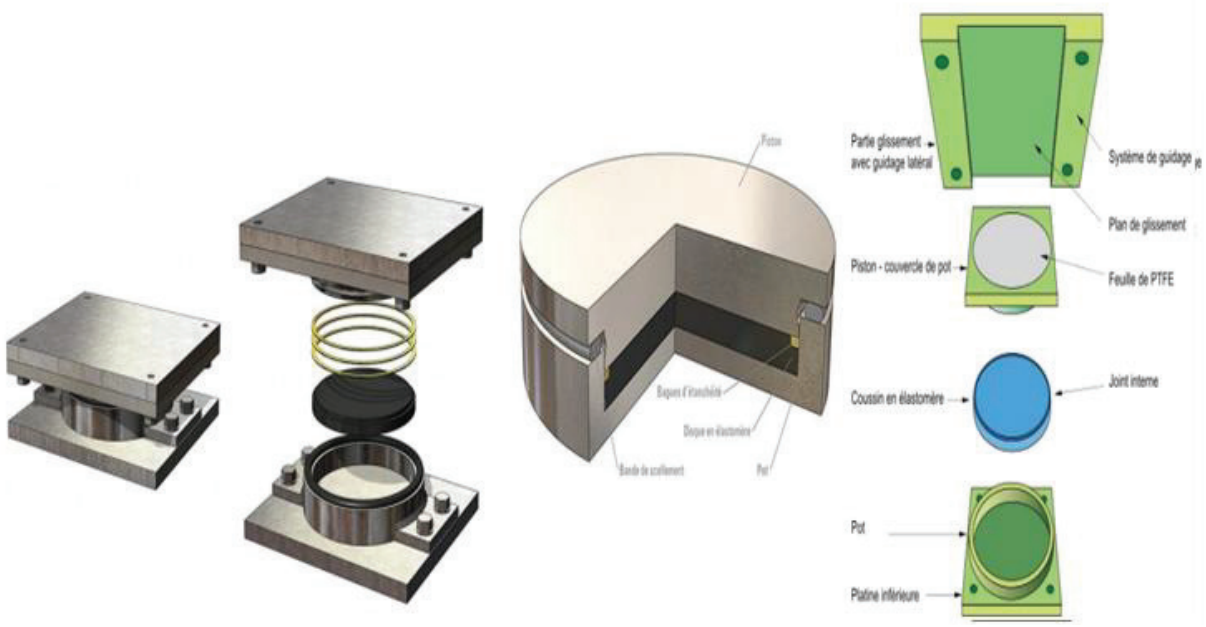


Figure VII-2 Appareil d'appui à pot.

Classement sur le critère de fonctionnement :

- Fixes : ils permettent les rotations sur appui mais ne permettent pas les déplacements
- Mobiles unidirectionnels : ils permettent les rotations sur appui ainsi que les déplacements dans une seule direction.
- Mobiles multidirectionnels : ils permettent les rotations sur appui ainsi que les déplacements dans toutes les directions

VII.2.3 Le dimensionnement des appareils d'appuis

Annexe A de la norme NF EN 1993-2 : cette annexe fournit les règles de calcul pour les appareils d'appui des ouvrages métalliques, elle peut toutefois être appliquée à tous les types de pont, car elle doit être transférée dans la norme NF EN 1990. Cette annexe indique, notamment comment prendre en compte les incertitudes sur la température de pose des appareils d'appui et comment les intégrer dans la variation de température de calcul

VII.2.4 Conditions d'appuis

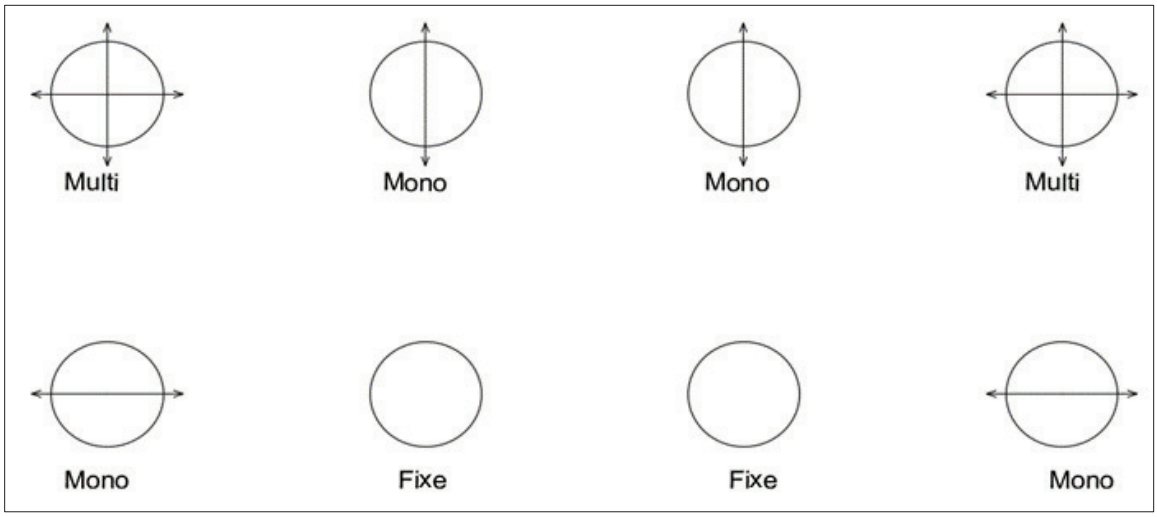


Figure VII-3 Les conditions d'appuis.

VII.2.5 Descente de charges du tablier pour un appareil d'appui à pot

Les valeurs affichées dans le tableau suivant sont basées sur les résultats des réactions d'appui obtenue à partir d'un calcule automatique réaliser à l'aide d'un logiciel Midas-civil

Tableau VII-1 Descente de charge du tablier sur l'appareil d'appui.

Descentes des charges en MN (pour un appareil d'appui a pot)	C1	P2	P3	C2
ELU combinaison permanente **(1.35G)**	6.54	29.18	29.20	6.52
ELU combinaison fondamentale (réactions maximales	13.12	43.26	43.944	13.06
Descentes des charges en MN (pour un appareil d'appui a pot)	C1	P2	P3	C2
ELU combinaison permanente **(1.35G)**	3.27	14.59	14.60	3.26
ELU combinaison fondamentale (réactions maximales)	6.56	21.63	21.972	6.53

Compte tenu des tableaux précédents, l'ouvrage étant symétrique, on peut évaluer les efforts verticaux à prendre en compte à l'ELU pour un appareil d'appui

Tableau VII-2 les efforts verticaux à prendre en compte à l'ELU pou l'appareil d'appui.

Effort en MN	C1 et C2	P2 et P3
1.35G	3.27	14.60
Effort maximale fondamentale	6.56	21.972

- **Pression dans le PTFE**

La norme limite de la pression moyenne sous combinaison fondamentale

$$f_{e,d\ moy} = 40.00 \text{ Mpa}$$

On peut donc en déduire la surface minimum S_p du pot pour chaque appui

$$S_p = \frac{R_{max}}{f_{e,d\ moy}}$$

Tableau VII-3 Surface Sp du pot.

Appui	C1 et C2	P2 et P3
Surface S_p du pot en m^2	0.164 m²	0.5493 m²

- **Pression dans l'élastomère**

La pression moyenne $f_{e,d}$ du coussin est limitée à $f_{e,d}/\gamma_M$ sous combinaison fondamentales

Soit avec :

$$f_u = 60.00 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_M = 1.30$$

D'où $f_{e,d}$ =46.15 Mpa, la contrainte limite $f_{e,d}$ donne la surface S_c du coussin pour les différents appuis :

Appui	C1 et C2	P2 et P3
Surface S_c du pot en m^2	0.142 m²	0.476 m²

VII.2.6 Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot glissante

Pour le coefficient du frottement d'un appareil d'appui isolé , on a :

$$u_{max} = 3.2\% \text{ et pp } = 0.30\%$$

D'où H=(u_{max} + pp)×v = 3.5%×v

Avec

- u_{max} : coefficient de frottement maximal de l'appareil d'appui

- pp : la précision de pose de l'appareil

- v : la charge verticale appliquée à l'appareil d'appui

Comme proposé dans le guide ,on retient les charges verticales des combinaisons extrêmes de L'ELU :

- Effort horizontal maximal à retenir pour l'étude d'un appareil d'appuis glissante :

AN :

C1 et C2 : H_{c1-c2}= 3.5%×6.56 =0.23 MN

VII.2.7 Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot fixe

On doit calculer le coefficient de frottement maximum et minimum u_a , u_r :

$u_a = 0.50 \times u_{max} \times (1+\alpha)$

$u_r = 0.50 \times u_{max} \times (1-\alpha)$

Avec

-u_a : coefficient de frottement à retenir dans le cas défavorable

-u_r : coefficient de frottement à retenir dans le cas favorable

- α : coefficient de dégressivité dépendant de nombre d'appareil d'appui glissante

Tableau VII-4 Coefficient de dégressivité.

n	α
≤4	1
4<n≤10	(16-n)/10
≥10	0.50

AN

n≥10 → α =0.50

$u_a = 0.50 \times u_{max} \times (1+0.50)$ → u_a =0.024

$u_r = 0.50 \times u_{max} \times (1-0.50)$ → u_r = 0.008

D'OU : $H_{p1-p2} = (U_A \times V_{P3}) - (U_R \times V_{P3})$ → H_{p1-p2} = 0.354MN

VII.3 Choix des appareils d'appui a pot

Selon le catalogue fournit par MAGEBA Reston ® pot bearings , cette entreprise offre des appareils d'appui à pot en fonction de l'effort verticale maximale et l'effort horizontale maximale.

Tableau VII-5 Réaction au niveau des appareils d'appuis.

Appui	C1-C2		P1-P2	
	VMAX(KN)	HMAX(KN)	VMAX(KN)	HMAX(KN)
Appui glissante	6560	230	/	/
Appui fixe	/	/	21972	354

Le choix de l'appareil doit satisfaire deux conditions :

- v_{max} (sollicitant) ≤v_{max} (appareille d'appui a pot).
- H_{max} (sollicitant) ≤ H_{max} (appareille d'appui a pot).

❖ **hoix des appareils d'appui fixe**

- Pour p2 et p3 on prend : **TF 10.5**

Type	N_{Rd}	V_{Rd}	D	Without anchor plates			With anchor plates				
				$N_{d,min}$	H	Weight	$N_{d,min}$	Anchor plates* Bo, Lu	Anchor plates* Bu, Lo	H**	Weight
	[kN]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kg]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]
TF 1	852	280	200	323	80	30	315	220	310	112	45
TF 1.5	1,193	370	240	503	79	40	494	260	350	112	60
TF 2	1,706	460	280	683	79	50	672	300	390	112	75
TF 2.5	2,229	582	325	830	82	75	775	345	450	116	103
TF 3	2,935	705	365	976	87	90	878	390	510	119	130
TF 3.5	3,574	865	410	1,296	90	105	1,094	435	555	124	165
TF 4	4,496	1,034	455	1,634	95	130	1,310	480	600	128	200
TF 4.5	5,261	1,139	495	1,846	98	155	1,511	520	650	132	245
TF 5	6,388	1,247	540	2,060	100	180	1,711	560	700	136	290
TF 5.5	7,307	1,398	585	2,370	103	210	1,972	605	745	143	350
TF 6	8,647	1,556	625	2,678	111	250	2,232	650	790	149	410
TF 6.5	9,651	1,748	665	3,064	112	280	2,622	690	850	155	483
TF 7	11,207	1,905	710	3,376	122	345	3,012	730	910	160	555
TF 7.5	12,362	2,075	750	3,620	122	400	3,394	775	935	162	618
TF 8	14,143	2,263	795	3,878	126	450	3,775	820	960	164	680
TF 8.5	15,409	2,394	830	4,142	130	500	3,974	860	1,020	169	773
TF 9	17,422	2,526	875	4,404	136	570	4,172	900	1,080	174	865
TF 9.5	18,739	2,731	920	4,814	139	640	4,584	950	1,130	184	1,023
TF 10	20,986	2,938	975	5,228	151	780	4,996	1,000	1,180	193	1,180
TF 10.5	22,908	3,152	1,020	5,658	150	835	5,425	1,040	1,230	193	1,278
TF 11	24,942	3,367	1,060	6,086	151	890	5,854	1,080	1,280	193	1,375
TF 12	29,239	3,800	1,145	6,952	159	1,080	6,720	1,170	1,370	201	1,650
TF 13	33,807	4,395	1,225	8,142	174	1,345	9,710	1,250	1,510	222	2,120
TF 14	38,782	4,654	1,300	8,660	188	1,625	8,612	1,320	1,580	236	2,475
TF 15	44,098	4,850	1,380	9,052	188	1,800	8,820	1,400	1,660	237	2,770
TF 16	49,671	4,967	1,455	9,286	202	2,140	9,054	1,480	1,740	250	3,205
TF 17	55,665	5,010	1,530	9,372	216	2,525	9,140	1,550	1,810	262	3,715
TF 18	62,000	5,270	1,600	9,892	222	2,800	9,660	1,620	1,880	272	4,090
TF 19	68,577	5,486	1,680	10,324	223	3,055	10,092	1,700	1,960	273	4,460
TF 20	75,590	5,670	1,760	10,692	242	3,660	10,460	1,780	2,040	292	5,190

*) Bu, Bo: Widths of anchor plates, below and above; Lu, Lo: Lengths of anchor plates, below and above **) Including anchor plates

❖ **Choix des appareils d'appui glissante**

- Pour C1 et C2 on prend : **TE 6i (appareil d'appui mono)**

Type	N_{Rd}	V_{Rd}	D	Without anchor plates					With anchor plates						
				$N_{d,min}$	H	Bx	By	Weight	$N_{d,min}$	Anchor plates* Bu	Anchor plates* Lu	Anchor plates* Bo	Anchor plates* Lo	H**	Weight
	[kN]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]
TE 1a	620	192	200	356	91	390	270	50	356	330	220	290	410	125	70
TE 1.5a	1,113	240	240	477	90	430	300	60	422	375	255	320	440	130	93
TE 2a	1,486	329	270	488	102	450	330	80	488	420	290	350	470	135	115
TE 2.5a	2,231	418	315	714	101	490	360	95	685	465	335	395	505	142	155
TE 3a	2,772	542	360	887	113	520	420	135	881	510	380	440	540	148	195
TE 3.5a	3,577	662	400	1,145	125	560	450	175	958	555	425	485	575	160	258
TE 4a	4,395	897	450	1,425	140	590	510	245	1,034	600	470	530	610	172	320
TE 4.5a	5,267	982	490	1,620	139	640	540	280	1,230	650	510	540	640	177	358
TE 5i	4,780	1,071	525	1,785	144	650	530	290	1,425	700	550	550	670	181	395
TE 5.5i	6,288	1,150	570	1,968	149	660	575	335	1,567	740	590	595	705	186	463
TE 6i	7,011	1,248	610	2,158	154	710	615	390	1,708	780	630	640	740	191	530
TE 6.5i	8,838	1,336	650	2,356	155	740	655	440	1,892	820	670	675	775	194	603
TE 7i	9,627	1,422	685	2,527	159	790	690	500	2,076	860	710	710	810	197	675
TE 7.5i	11,146	1,508	730	2,621	160	820	735	580	2,264	900	750	755	850	199	758
TE 8i	12,678	1,599	770	2,687	163	870	775	645	2,451	940	790	800	890	201	840
TE 8.5i	14,402	1,671	810	2,847	164	900	815	695	2,638	995	830	840	930	203	935
TE 9i	16,128	1,775	850	3,062	167	950	855	780	2,825	1,050	870	880	970	205	1,030
TE 9.5i	18,011	1,846	895	3,258	169	980	900	850	3,012	1,090	910	920	1,010	210	1,145
TE 10i	19,917	1,950	930	3,435	174	1,030	935	950	3,199	1,130	950	960	1,050	214	1,260
TE 10.5i	22,034	2,028	990	3,623	183	1,060	995	1,110	3,387	1,180	1,000	1,005	1,100	221	1,440
TE 11i	24,169	2,126	1,025	3,812	188	1,130	1,030	1,230	3,575	1,230	1,050	1,050	1,150	228	1,620
TE 12i	28,820	2,303	1,105	4,192	202	1,210	1,110	1,520	3,954	1,310	1,130	1,130	1,230	242	1,970
TE 13i	33,771	2,477	1,175	4,566	216	1,280	1,180	1,830	4,335	1,380	1,200	1,200	1,300	262	2,410
TE 14i	38,782	2,654	1,255	4,947	225	1,360	1,260	2,140	4,708	1,460	1,280	1,280	1,380	271	2,810
TE 15i	44,098	2,831	1,340	5,329	238	1,440	1,345	2,570	5,090	1,540	1,360	1,370	1,460	285	3,340
TE 16i	49,671	3,757	1,450	7,266	250	1,550	1,455	3,180	7,028	1,670	1,470	1,480	1,570	302	4,180
TE 17i	55,665	3,978	1,525	7,741	266	1,630	1,530	3,730	7,504	1,750	1,550	1,550	1,650	318	4,780
TE 18i	62,000	4,199	1,600	8,218	280	1,700	1,605	4,300	7,979	1,890	1,620	1,630	1,720	335	5,620
TE 19i	68,577	4,416	1,680	8,687	294	1,780	1,685	4,980	8,676	1,970	1,700	1,710	1,800	349	6,420
TE 20i	75,590	4,637	1,755	9,164	302	1,860	1,760	5,540	8,925	2,050	1,780	1,780	1,880	357	7,120

*) Bu, Bo: Widths of anchor plates, below and above; Lu, Lo: Lengths of anchor plates, below and above **) Including anchor plates

Type	N_{Ed}	D	Without anchor plates				With anchor plates					
			H	Bx	By	Weight	H*	Anchor plates**				Weight
								Bu	Lu	Bo	Lo	
	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]
TA 1	714	200	86	300	260	30	120	270	270	270	320	55
TA 1.5	1,193	240	85	380	300	45	120	295	295	300	355	68
TA 2	1,595	270	86	370	320	50	120	320	320	330	390	80
TA 2.5	2,231	310	86	440	350	65	124	350	350	370	430	105
TA 3	2,913	350	95	450	390	85	128	380	380	410	470	130
TA 3.5	3,577	390	95	510	430	105	133	415	415	445	505	160
TA 4	4,496	420	105	520	460	130	138	450	450	480	540	190
TA 4.5	5,267	460	105	580	500	155	147	485	485	520	580	240
TA 5	6,388	500	119	600	540	200	155	520	520	560	620	290
TA 5.5	7,315	540	119	640	580	225	158	560	560	595	655	335
TA 6	8,647	570	123	670	610	260	161	600	600	630	690	380
TA 6.5	9,661	625	129	730	650	325	168	635	635	670	730	448
TA 7	11,207	650	136	750	690	365	175	670	670	710	770	515
TA 7.5	12,375	690	142	790	730	425	180	705	705	745	805	583
TA 8	14,143	720	146	820	760	470	184	740	740	780	840	650
TA 8.5	15,425	760	150	860	800	530	192	780	780	820	880	753
TA 9	17,422	800	161	900	840	630	199	820	820	860	920	855
TA 9.5	18,758	840	164	940	880	700	207	860	860	900	960	980
TA 10	20,986	880	174	980	920	820	215	900	900	940	1,000	1,105
TA 10.5	22,933	930	175	1030	970	905	219	940	940	980	1,040	1,230
TA 11	24,942	960	183	1,060	1,000	1,010	223	980	980	1,020	1,080	1,355
TA 12	29,239	1,040	192	1,140	1,080	1,235	233	1,060	1,060	1,100	1,160	1,645
TA 13	33,807	1,130	211	1,230	1,170	1,595	257	1,150	1,150	1,190	1,250	2,130
TA 14	38,782	1,210	226	1,310	1,250	1,950	272	1,230	1,230	1,270	1,330	2,560
TA 15	44,098	1,300	235	1,400	1,340	2,325	281	1,320	1,320	1,360	1,420	3,025
TA 16	49,671	1,380	249	1,480	1,420	2,775	300	1,400	1,400	1,440	1,500	3,650
TA 17	55,665	1,460	262	1,560	1,500	3,270	314	1,480	1,480	1,520	1,580	4,260
TA 18	62,000	1,540	271	1,640	1,580	3,730	326	1,560	1,560	1,600	1,660	4,885
TA 19	68,577	1,620	281	1,720	1,660	4,245	336	1,640	1,640	1,680	1,740	5,520
TA 20	75,590	1,710	300	1,810	1,750	5,105	355	1,730	1,730	1,770	1,830	6,520

*) Including anchor plates

**) Bo, Bu: Widths of anchor plates, above and below; Lo, Lu: Lengths of anchor plates, above and below

- Pour C1 et C2 on prend : **TA 5.5 (appareil d'appui multiple)**

VII.4 Des d'appui

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur , ainsi que rattraper le dévers du tablier .

VII.4.1 Dimensions du dé d'appui

Selon le guide SETRA les dimensions (a_1 , b_1 , h_1) seront choisies de façon à inclure les appareilles d'appuis, on choisit les dimensionnes suivant :

- a_1 =A+200
- b_1 = B+200
- $h_1 \geq \frac{a_1 \times b_1}{a_1 + b_1}$

Tableau VII-6 Les dimensionnes de dé d'appui.

Paramètres	Dimension (mm)
a_1	1300
b_1	1500
h_1	700

VII.4.2 Ferraillage des dès d'appuis au niveau de la pile

La section d'armateur est évaluée suivant le guide BAEL 91 révisée 99 annexe E [ART 8.2,3]

- Frettage de surface A_s :

$$A_s = 0.04 \times \frac{N}{\sigma_s} = 0.04 \times \frac{21.972}{435} = 20.20 \text{ cm}^2$$

- Ferraillage d'éclatement

$$A_{ej} = \frac{R_j}{k_j \times f_{su}}$$

Avec :

Dans le plan Δ : $R_j = 0.25(1 - \frac{b_{0j}}{d_j})\ R_{uj}$

Dans le plan Δ': $R_j = 0.25(1 - \frac{a_{0j}}{d_j})\ R_{uj}$

Le coefficient k_j prenant les valeurs suivantes :

k_j = 1 si j repère une position d'extimité

k_j = 1.5 si j repère une position intermédiaire

- Ferraillage total

En définitive on dispose dans chaque plan une section d'armateurs

$$A_s + A_e = Sup \begin{cases} \text{Max}(A_{ej}) + 0.04 \times \frac{R_u}{f_{su}} \\ 0.15 \frac{\max(R_{uj})}{f_{su}} + 0.04 \times \frac{R_u}{f_{su}} \end{cases}$$

Donc : $A_T \geq 72.41 \text{cm}^2 + 20.20 \text{ cm}^2 = 92.61 \text{ cm}^2$

VII.4.3 Dimensionnement et Ferraillage des dès d'appuis au niveau de la culée

- a_1 =A+200
- b_1 = B+200
- $h_1 \geq \frac{a_1 \times b_1}{a_1 + b_1}$

La méthode de calcul est la même que dans le cas de la pile, on trouve :

Paramètres	Dimension (mm)
a_1	850
b_1	950
h_1	500

❖ Ferraillage total

$A_T \geq 0.15 \frac{\max(R_{uj})}{f_{su}} + 0.04 \times \frac{R_u}{f_{su}}$ =22.62 cm² +6.03=28.65 cm²

VII.5 Appareil de dilatation

La fonction d'un joint de dilatation d'un pont rail est similaire à celle des ponts routes, qui consiste à permettre la dilatation du pont, avec néanmoins la nécessité impérative de tenir compte de l'armement de la voie et d'assurer la continuité du chemin de roulement.

VII.6 Joint sous ballast

Destiné à remplir les fonctions suivantes :

- Il autorise les libres mouvements entre les structures.
- Il empêche toute pénétration de ballast dans le vide du joint
- De plus, le joint sous ballast est conçu pour permettre sans démontage le vèrinage de l'ouvrage
- Performances : les mouvements admissibles par le joint garde ballast sont

-longitudinaux : 0 à 350 mm

- verticaux : $\pm$ 20 mm

❖ Calcul du souffle :

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint, les variations maximales de la longueur Δl des tabliers définissent donc le souffle de ces derniers, elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémité des poutres caisson, la température, le retrait et le fluage.

-Rotation d'extrémité sous chargement :

La rotation d'extrémité d'une poutre caisson sous charge crée au niveau du joint de ballast un déplacement horizontal :

$$\Delta l_{re} = h \times \tan \alpha$$

Nous acceptons pour le dernier voussoir une rotation de 0.01 rad ce qui crée un déplacement

$$\Delta l_{re} = 3cm$$

-Dilatation thermique

La température étant considérée comme action de courte durée, Nous prendrons dans notre cas un raccourcissement relatif ;

$$\frac{\Delta l_{dt}}{0.5l} = 1 \times 10^{-5}$$

l étant la longueur du tablier qu'est de 982m alors :

Δl_{dt} =0.49 cm

Retrait :

Dans les zones où la température est considérable (das de Bejaïa)

$$\frac{\Delta l_r}{0.5l} = 2 \times 10^{-4}$$=9.82cm

Fluage:

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normale appliquée, nous prendrons en première approximation :

$\frac{\Delta l_f}{0.5l} = k_{fl} \times 10^{-4}$

Avec k_{fl} est le coefficient de fluage a t=0°C au moment où il subit la contrainte σ_b

Selon [Eurocode 2 article 3.1.4 figures 3.1 humidité 80%] avec $t_0 = 10\ jours$ on trouve $k_{fl} = 2$

Donc $\Delta l_f = 9.82$ cm

Donc Δl_{final} est de :

$\Delta l = \Delta l_{re} + \Delta l_{dt} + \Delta l_r + \Delta l_f = 3 + 0.49 + 9.82 + 9.82$

$$\Delta l_{final} = 23.13\ cm$$

VII.7 Evacuation des eaux

Sur un tablier de pont , l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure , mais également pour la sécurité des usagers ,de manière générale , les eaux sont d'abord recueillies sur un(ou les) coté(s) de la chaussée , puis évacuées par des gargouilles quand ce n'est pas une corniche caniveau , le recueil de l'eau dans le sens

transversale se fait en formant une pente transversale générale ou une double pente en forme de toit, la pente transversale ne doit pas être inférieur à 2%(la valeur courante est 2.50%).

VII.8 Coclusion

On a vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages.

L'aménagement du tablier ave ces équipements et l'une des dernières étapes d'étude de la superstructure d'un pont, avant passée à l'étude de l'infrastructure dans le chapitre suivant.

CHAPITRES VIII

ETUDE SISMIQUE

CHAPITRE VIII ETUDE SISMIQUE

VIII.1 INTRODUCTION

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le mauvais dimensionnement des fondations, celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontaux. D'une part, cela exige une liaison efficace entre la fondation et la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VIII.2 Etude de la pile

Les piles sont des appuis intermédiaires qui transmettent les efforts dus aux charges appliquées sur le tablier jusqu'au sol de fondation, les piles jouant un rôle important dans le fonctionnement mécanique du tablier.

Un appui comporte deux parties :

- le voile : son rôle est de transmettre les charges et les surcharges au fondations.
- la fondation : c'est la base de l'ouvrage, elle reçoit la descente de charges et les transmet au sol.

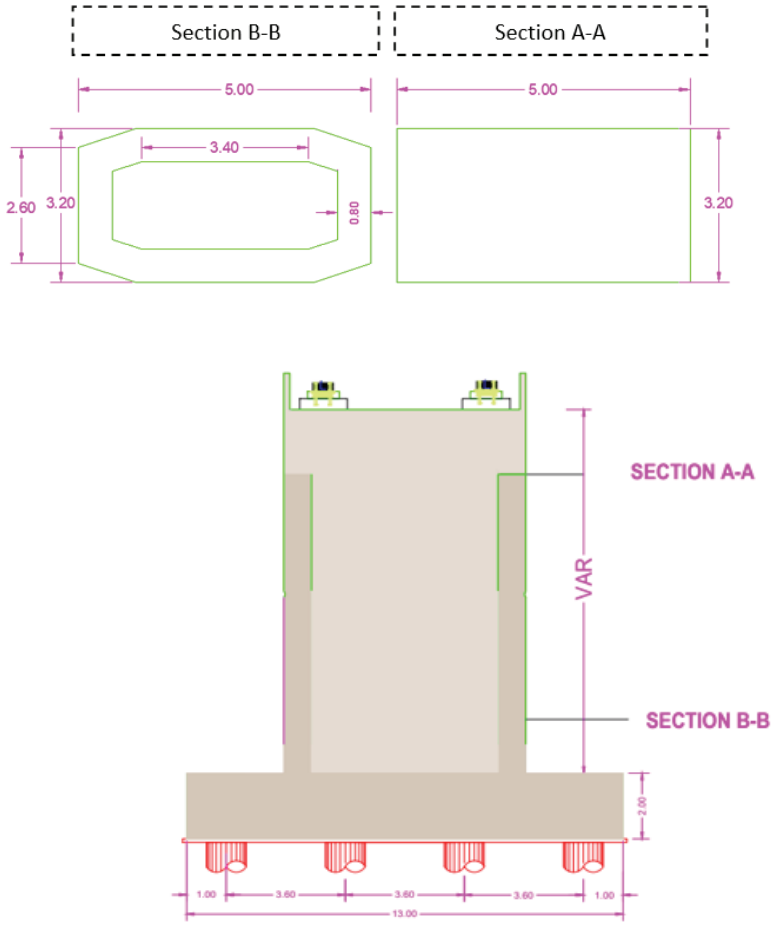


Figure VIII-1 Sections de la pile.

VIII.2.1 Evaluation de la raideur total K

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des déférents appuis

$$K_{a-appui\ à\ pot\ mobile} = \frac{F_h}{U}; K_{pile} = \frac{3EI}{H^3}; K_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{k_{a-appui\ à\ pot}} + \frac{1}{k_{pile}}}$$

U : seuille de glissement de l'appareil d'appui à pot (fournie par le fabricant)

E : module d'élasticité du béton ($fc_{28} = 35$ MPa $\rightarrow E = 35981.7\ Mpa$

H : hauteur de la pile.

I : inertie longitudinale de la pile

NB1 : l'implantation des appuis et l'évaluation de la raideur total k il est, bien détaillé dans L'ANNEXE C

NB2 : pour les appareils d'appui à pot fix, on les considérant comme infiniment rigides

VIII.3 ETUDE SISMIQUE

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions de calcul doit être elle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

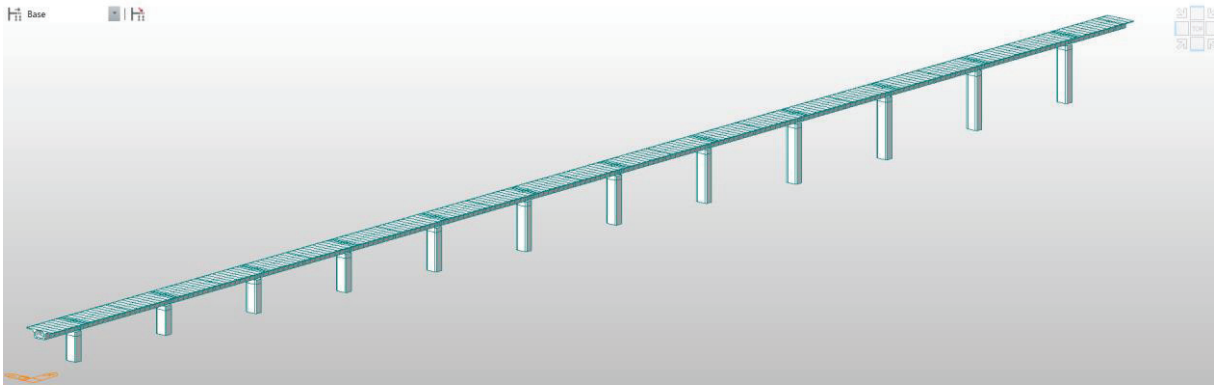


Figure VIII-2 Modèle de calcul sismique.

VIII.3.1 Caractéristique de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

Le RPOA 2008 donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudie et constitue un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser :

- le pont est classé selon le risque sismique en groupe 1 (pont stratégique).
- l'ouvrage se trouve dans une zone sismique IIa (sismicité moyenne).
- le coefficient d'accélération de zone A = 0.25 (RPOA, tableau 3.1).
- le sol est de catégorie S3 (site meuble).
- le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé), $\zeta = 5\ \%$.

VIII.3.2 Méthode de calcul

L'analyse d'un pont peut se faire à l'aide de deux principales méthodes, le choix de la méthode dépend du type de l'ouvrage :

- La méthode spectrale monomodale (mode fondamental).
- La méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

Pour que la méthode spectrale monomodale soit applicable, elle doit satisfaire à des conditions suivantes :

- **Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental**

La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 90 % de la masse totale de la structure, dans le cas où le tablier est isolé de toutes les piles on doit vérifier que la masse totale des piles doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier M indice T.

AN :

$$M_p = \sum_{i=1}^{i=19} M_{pi}$$

$$M_p = 93000\ KN$$

$$M_T = 409813.52\ KN$$

$$M_p < 0.43\ M_T = 176\,219.81\ KN \rightarrow Condition\ vérifier.$$

- ***Angle de biais***

Le biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversale totales des appuis ne varient pas de plus de 10 % par rapport aux valeurs calculées sans biais.

$$\rightarrow Condition\ vérifier\ (il\ s'agit\ un\ pont\ droit).$$

- ***Courbure du pont***

La courbure (angle balayé en plan par la tangente à l'axe) est inférieure à 30 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10 % par rapport aux valeurs calculées sans courbure.

AN: $R, L(5000\ m\ ;982\ m) \rightarrow \alpha = 12.34\ grades < 30 grades \rightarrow Condition\ verifier.$

- **symétrie transversale**

  La symétrie transversale, c'est-à-dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e indice 0) n'excède pas 5 % de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal :

$$e_0 = |X_m - X_r| < 5\%\, L$$

$$X_r = \frac{\sum X_i R_i}{R_i}\ ; X_m = \frac{L}{2}.$$

AN :

$$X_m = 490\ m\ ; X_r = 500.15\ m\ ; 5\%L = 49m$$

$$|X_m - X_r| = 10.15 < 49\ m \rightarrow Condition\ v\acute{e}rifier.$$

Alors on utilise « la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ».

VIII.3.2.1 Spectre de réponse élastique

Le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée des bases pour le calcul sismique.

- **Spectre de réponse horizental**

Le spectre de réponse élastique (Sac) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ζ) de l'ouvrage par :

$$\text{Sae}\,(T,\xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta Ag\,S & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Figure VIII-3 Spectre de réponse horizontal [RPOA 2008].

Tel que :

$$g = 9.81\frac{m}{s^2}$$

$$\eta = facteur\ de\ correction\ de\ l'amortissement = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}}$$

$$\zeta = 5\ \%$$

$T1, T2$: *Période caractéristique associée* à *la catégorie de site* $S3$ $T_1; T_2(0.20s; 0.50s)$.

S : $Coefficient\ de\ site\ S = 1.20.$

$A = 0.25.$

- **Spectre de réponse vertical**

Pour la composante verticale du séisme, on utilise le spectre montres ci-dessous :

$$Sae^{V}(T)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha Ag\left(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Figure VIII-4Spectre de réponse vertical [RPOA 2008].

α: coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de sismicité très élevée (α =1).

VIII.3.3 Evaluation de l'effort sismique longitudinal

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente donnée par l'expression :

$$F_L = M_T \times S_a(T)$$

M_T *est la masse effective totale de la structure* $= 40\,981\,352\ Kg$

$S_a(T)$ *est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant ç la période fondamentale*

la période fondamentale T a pour expression : $T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$

AN :

$$M_T = 40\,981\,352\ kg\ ;\ K_{longitudinale} = 2116.08\ MN/\text{m}.$$

$$T = 0.90\ s$$
$$T1, T2\ f(S3) \rightarrow T1; T2 = (0.20\ ; 0.50) et\ s = 1.20.$$

$$T_2 < T < 3.00\ s \rightarrow S_a(T,\zeta) = 4.08\ m/s^2$$

$$F_L = M_T \times S_a \rightarrow F_L = 409\,813.52 \times 4.08 = 167203.9\ KN.$$

La force horizontale se répartie sur chaque appui « i » tels que :

$$F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K_L} \times F\ ;\ d_L(tablier) = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \times S_a(T,\zeta).$$

Exemple de calcul :

Tableau VIII-1 Distribution de la force sismique pour les piles 01 et 08.

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_T (MN/M)	F (MN)	F_{appui}(MN)	d_L(cm)
P01	12.42	2116.08	1672.039	9.81	8.00
P08	688.13			543.73	

VIII.3.4 Evaluation de l'effort sismique transversal

Selon les caractéristiques particulières du pont, cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir

a) modèle à tablier rigide :

En direction transversale, le tablier peut être suppose étant rigide si L/B≤5 :

$$\frac{L}{B} = \frac{980}{12.80} = 76.56$$

Alors il n'est pas applicable dans notre cas.

b) modèle à tablier flexible :

La période fondamentale de la structure, dans la direction transversale étudiée, peut être estimée par la méthode de Rayleigh utilisant un système généralise à un seul degré de liberté comme suit :

$$\mathrm{T} = 2\pi\sqrt{\frac{\sum m_i {u_i}^2}{\sum f_i\, u_i}}$$

Avec:

$\boldsymbol{m_i}$**:** est la masse concentrée au i -ème point nodale.

$\boldsymbol{u_i}$ **:** est le déplacement dans la direction étudiée , lorsque la structure Moest soumise aux forces $f_i = m_i$ g , agissant à tous les points nodaux dans la même direction.

- Les forces « f_i » agissent statiquement sur l'ouvrage d'où le déplacement de chaque degré de liberté est donné par :

$$\{U\} = [k]^{-1} \times \{f\}$$

$$\langle f \rangle\, T = \langle m_i \times g \rangle$$

VIII.3.5 Mode significative

Il est nécessaire de prendre en compte tous les modes qui contribuent de manière significative à la réponse structurelle globale, en d'autres termes il est important de considérer les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives, représenter par $\sum m_i c$ atteint au moins 90% de la masse totale du pont M_T (ou 70% si l'on inclut le mode résiduCel qui prend en Comcompte les modes négligés).

Cependant, cette condition n'est pas pertinente pour la direction verticale, car cette méthode ne permet pas de mobiliser une masse vibrante suffisante , néanmoins afin de ne pas négliger l'effet du séisme vertical , nous examinons les 30 premiers modes.

Les résultats de calcul des modes propres sont donnés en **ANNEXE C.**

VIII.3.6 Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

Selon le RPOA, une méthode est utilisée pour prendre en compte l'incertitude directionnelle des séismes en combinant les forces sismiques orthogonales cette combinaison permet de déterminer l'effet probable de l'action sismique maximale résultante de l'occurrence simultanée des actions sismiques le long des axes orthogonaux X, Y, Z.

$$E1 = \pm Ex \pm 0.30Ey \pm 0.30Ez$$

$$E2 = \pm 0.30Ex \pm Ey \pm 0.30Ez$$

$$E3 = \pm 0.30Ex \pm 0.30Ey \pm Ez$$

VIII.3.6.1 Combinaison des efforts à l'état limite accidentelle

$$ELA\ (\psi Q = 0.30) = G + 0.3\ Q + E$$

Tableau VIII-2 Evaluation des réactions et moments à la base de la pile la plus sollicitée.

Réactions	Combinaison	Pile 08
Rv (KN)	ELS	23613.73
	ELU	37122.75
	ELA	21759.99
My (KN.m)	ELS	112761.59
	ELU	371833.50
	ELA	349252.57
Mz (KN.m)	ELS	4807.6
	ELU	4727.22
	ELA	41510.76

VIII.4 Ferreillage des éléments de la pile

L'armature d'une section rectangulaire creuse es t généralement disposé suivant deux nappes l'une proche de la surface extérieur,l'autre proche de la surface intérieure.

Le ferraillage de la section se fait à l'aide des abaques de WALTHER, les piles sont soumises à la flexion composée déviée, alors les efforts de dimensionnement les plus défavorables sont obtenus à ELA pour la Pile 08:

$$M_{Lmax} = 349.252\ MN.m$$

$$M_{Tmax} = 41.510\ MN.m$$

$$N = 21.759\ MN$$

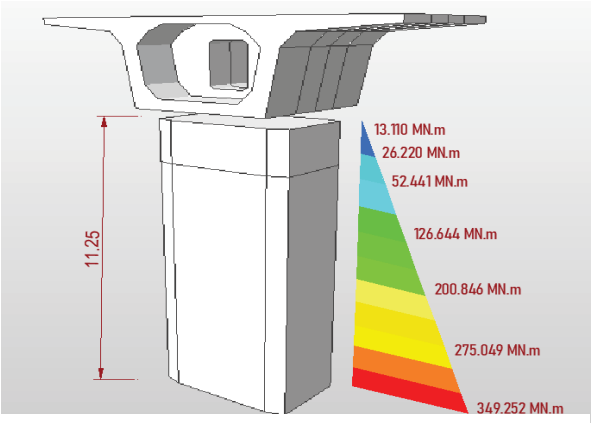


Figure VIII-5 Diagramme du moment à l'ELA.

Les abaques de WALTHER nous permis de tirer la valeur de degré mécanique d'armature totale ω et pour l'exploiter on doit calculer

$$M_x = \frac{M_x}{bh^2\,\beta_w}\;; M_y = \frac{M_y}{bh^2\,\beta_w}\;; n = \frac{N}{bh\,\beta_w}\;; \beta = \frac{b}{2\times(b+h)}$$

$$\omega = \frac{F_a}{bh}\times\frac{\sigma_s}{f_{c28}} \rightarrow F_a = \frac{\omega\times b\times h\times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec :

F_a : l'aire totale des armatures passives

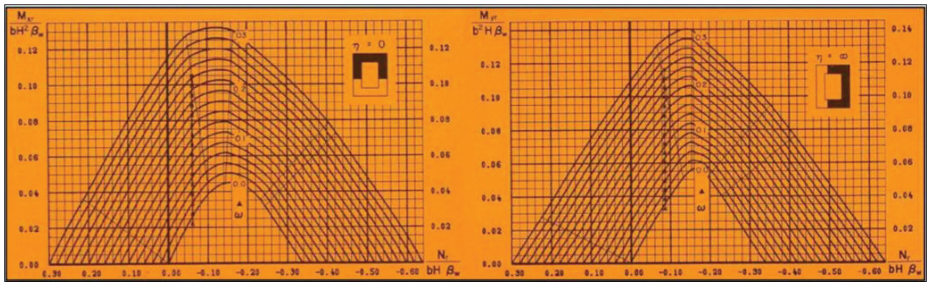


Figure VIII-6 Abaques de WALTHER pour $\eta = 0\ et\ \eta = \infty$.

Tableau VIII-3 Ferraillage longitudinal de la pile 08.

Efforts	**P08**
	ELA
N(KN)	21759.90
Mx(KN.m)	349252.57
My(KN.m)	41510.76
n	0.04
m_x	0.10
m_y	0.02
ω(η=0)	0.30
ω(η=∞)	0.09
$F_{atot\ max}$	4248.27 cm²
$F_{a\ cotè\ b}$ (cm²)	637.24 cm²
$F_{a\ cotè\ h}$ (cm²)	1486.89 cm²

VIII.4.1 Distrubition des aciers sur le périphérique de la section

Tableau VIII-4 distribution de la section d'acier total sue le périphérique de la pile en section creuse.

Ø (coté b) (mm)	HA32/ e=15cm (2 nappes)
Ø (coté h) (mm)	HA32/ e=10cm (2nappes)

VIII.4.2 Vérifications pour la pile n°08

VIII.4.2.1 Vérification de la condition de non-fragilité

Selon le BAEL : $A_{smin} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$

Tableau VIII-5 Vérification de la condition de non-fragilité.

/	**P08**
As coté b	637.24 cm²
As coté h	1486.89 cm²
As min	158.97 cm²
Vérification cote b	vérifier
Vérification cote h	Vérifier

VIII.4.2.2 Vérification des bielles

La vérification des bielles se fait à l'ELU :

$$\tau_{uV} = \frac{V_u}{2b_0 \times d} ; \tau_{uT} = \frac{T_u}{2b_0 \times d} ; \tau_u = \min\left(\frac{0.15\, f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$$

$$\tau_{uv} = \frac{32.25}{2.5 \times 3.6} = 3.58\ MPa$$

$$\tau_{uT} = \frac{0.34}{2.5 \times 3.6} = 0.037\ MPa$$

$$\tau_u = min\left(\frac{0.15\ \times 35}{1.15}; 4\ Mpa\right) = 4MPa$$

$$\tau_{uv} + \tau_{uT} = 3.58 < 4 \rightarrow Condition\ vérifier.$$

VIII.4.2.3 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis l'ELUSF

- **Calcul de l'élancement mécanique λ :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 70$$

$$L_f = 2L_0$$

$$i : Rayon\ de\ giration\ de\ la\ section$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{B}}\ Transversale\ , i_y = \sqrt{\frac{I_y}{B}}\ Longitudinale$$

Tableau VIII-6 Vérification du flambement pour la pile la plus élancée.

/	L_f	i_y	i_x	λ_x	λ_y	Obs
Pile	47.4	19.5	1.09	43.48	24.30	Vérifier

- **Élancement géométrique :**

$$\lambda_g = \frac{Lf}{h} \; ; \; l_f = 2 \times l_0 = 47.4 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_u} \; ; e_0 : excentrité \; structurelle$$

$$e_a = \max\left(\frac{l_0}{250}; 2cm\right) ; e_a : excentricité \; d'imperfection géométrique.$$

$$e_1 = e_0 + e_a \; ; e_1 = excentrité \; du \; 1^{er} ordre$$

D'où:

e_0 =133 cm

e_a = 9.48 cm

e_1 =142.48cm

$\frac{Lf}{h}$ = 14.81 et max [15cm ,($\frac{20\, e_1}{h}$)] =max [15 ; 8.905]=15

$\frac{Lf}{h} \leq$ max [15cm ,($\frac{20\, e_1}{h}$)] → la justification à L'E..L.U.S.F n'est pas imposée.

VIII.4.3 Armatures transversales

Les armatures transversales doivent être disposées pour maintenir chaque barre ou groupe de barres du ferraillage longitudinal et s'opposer à son flambement vers l'extérieur :

$$\mathrm{A_t} = \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{s_t(\mathrm{mm})}{100} \; [selon \; RPOA] \; [ART \; 7.2.2.2]$$

St : l'espacement des armateurs transversaux, égal en zone critique selon RPOA, à :

$$\mathbf{St = min\ (24\varphi_t\ ;\ 8\varphi_l ;\ 0.25d)}$$

Avec :

- $\boldsymbol{A_l}$ **:** la section totale des armatures longitudinales.
- $\boldsymbol{\varphi_l}$ **:** plus gros diamètre des armatures longitudinales.
- $\boldsymbol{\varphi_t}$: diamètre des armatures transversales.
- **d :** la hauteur utile**.**
- $\boldsymbol{f_e(l,t)}$ **:** valeur caractéristique de l'armature transversale et longitudinale**.**

Tableau VIII-7 Distribution de la section d'armature transversale en section creuse.

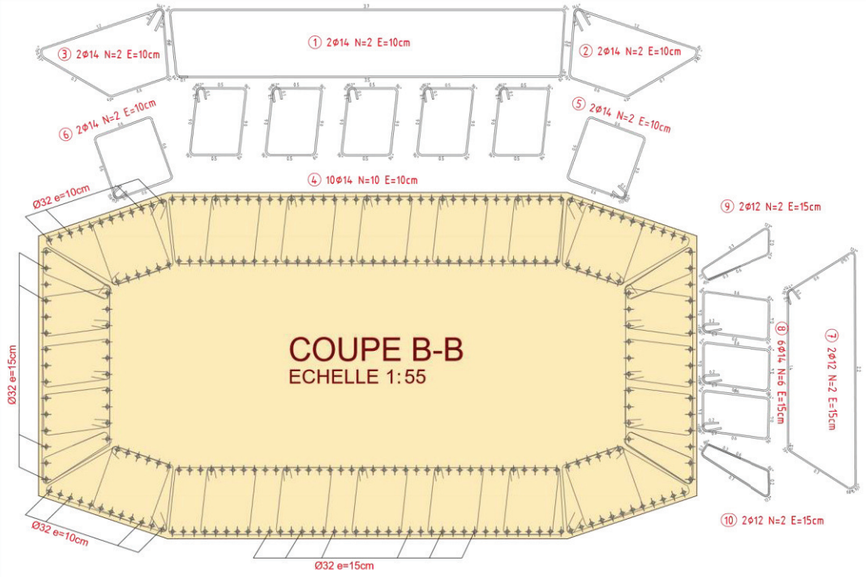
Dimension	**P04**	
	Coté b	**Coté h**
$\boldsymbol{A_l}$ **(cm²)**	637.24	1486.89
$\boldsymbol{s_t}$**(cm)**	10	10
$\boldsymbol{A_t}$**(cm²)**	39.83	92.93
$\boldsymbol{\varphi_t}$**(mm)**	14	14
N $\boldsymbol{\varphi_t}$	26 HA14	62 HA14

VIII.5 Conclusion

Les résultats que nous avons trouvés dans ce chapitre, qui concerne l'étude sismique de notre tablier, tels que les résultats du calcul de ferraillage des piles les plus sollicitées, montrent que ces résultats sont directement liés à la conception et au choix du type d'appareils d'appui. Dans notre cas, nous avons choisi les appareils d'appui à pot qui ont pour principe de bloquer quelques piles au milieu du tablier. Ces piles bloquées concentrent toute la force sismique, ce qui se traduit par une valeur très élevée du moment à la base des piles, nécessitant un ferraillage très massif (deux fils de $\phi 32$).

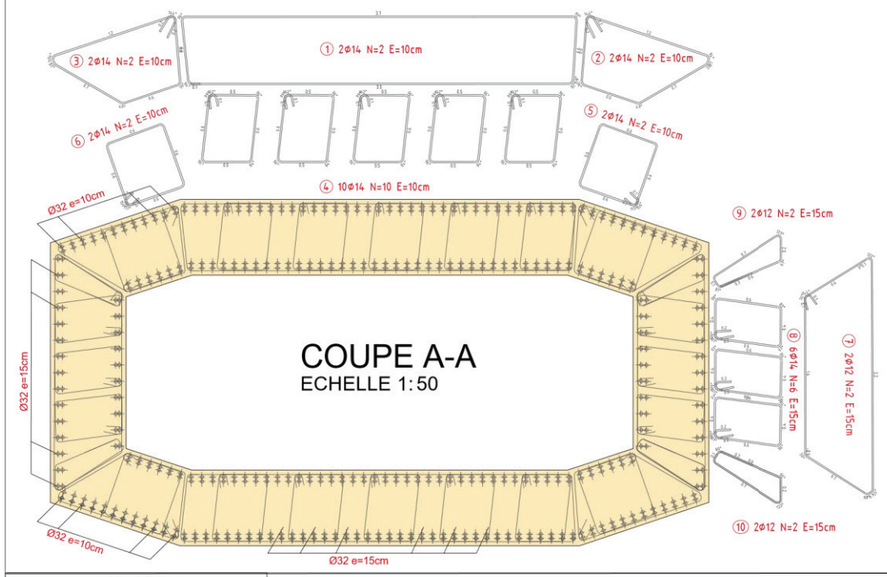
Cependant, ce problème ne s'arrête pas là, car il conduit également à des résultats insatisfaisants au niveau de l'étude des fondations profondes des piles, où nous avons obtenu des efforts axiaux positifs dans les pieux sous la combinaison ELS, ce qui est inacceptable selon le fascicule 62 titre V.

Enfin, nous avons choisi une solution que nous détaillerons dans le prochain chapitre, où nous changerons le type d'appareils d'appui, en passant de deux appareils d'appui à pot à quatre appareils d'appui frétés au niveau des piles.



NOTES

DANS LA COUPE A'-A', LA DISPOSITION DE L'ARMATURE LONGITUDINALE CHANGE DE DEUX NAPPE DE Φ32 À UNE NAPPE DE Φ32 EN RAISON DE LA DIMINUTION DU MOMENT FLÉCHISSANT DE LA PILE.



BETON

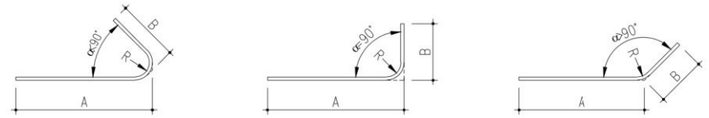
CLASSE DE RESISTANCE	C40/50	CLASSE D'ENVIRONNEMENT	XC3/XC4, Cl 0.2
CONTENUT MIN. DE CEMENT	400 Kg/m³	E eff/(L eq)max	0.4
NATURE DU CIMENT	CEM II/A 42.5		
DIM. MAX GRANULATS	20mm	*(UNI EN 206-1)*	

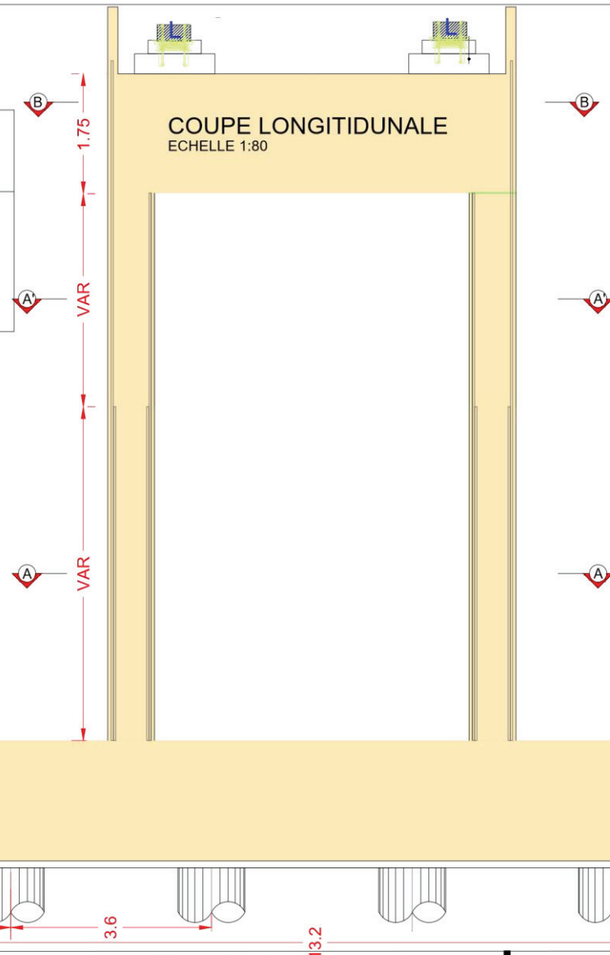
N.B.: AU MOMENT DE SA MISE EN PLACE CHAQUE VOUSSOIR PREFABRIQUE DEVRA AVOIR ATTEINT SA RESISTANCE CARACTERISTIQUE DE PROJET

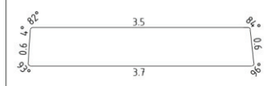
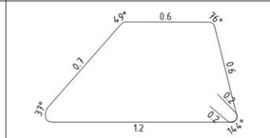
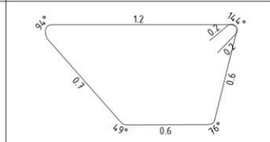
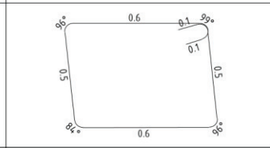
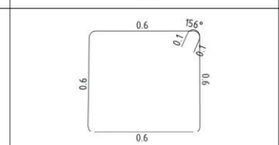
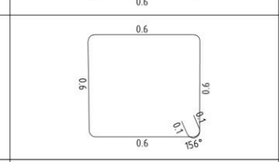
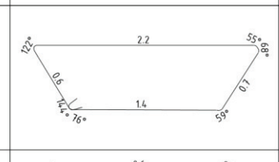
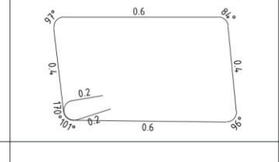
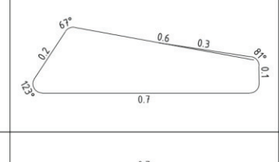
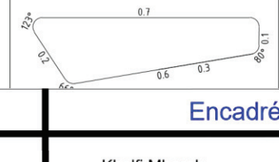
ACIER

FERRAILLAGE ORDINAIRE: FeE 500 (Cat 3)
ENROBAGE MINIMAL: 5cm
RECOUVREMENT MINIMAL (sauf indications contraire): 5Ø

COTATION DES ACIERS
- LES DIMENSIONS SONT EXTERIEURES, EXPRIMEES EN m
- LES RAYONS ET LES DIAMETRES SONT EXTERIEURES, EXPRIMEES m
- LES ANGLES SONT EXPRIMES EN DEGRES





Mark	Ø [mm]	Shape [m]	Length [m]	QTY	Mass [kg]	% of total	Notes
①	Φ14		8	2	20.5	18.4%	
②	Φ14		4	2	8.63	7.7%	
③	Φ14		4	2	8.63	7.7%	
④	Φ14		2	10	28.48	25.5%	
⑤	Φ14		3	2	6.14	5.5%	
⑥	Φ14		3	2	6.14	5.5%	
⑦	Φ12		5	2	9.44	8.5%	
⑧	Φ14		2	6	16.58	14.8%	
⑨	Φ12		2	2	3.56	3.2%	
⑩	Φ12		2	2	3.55	3.2%	

ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering
Djaboub | Bali

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

Nom de plan	Réalisé par	Encadré par	Année universitaire
FERRAILLAGE-ELEVATION	Djaboub Mohamed Bali Aymen	Khelfi Mbarek Geurfi Moussa	2023/2024

CHAPITRES IX

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

CHAPITRE IX ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1 Introduction

Comme conclu dans le chapitre précédent concernant l'étude sismique du tablier, nous avons décidé de changer le type d'appareils d'appui afin de diminuer les efforts internes dans les piles sous l'action sismique, l'action thermique et l'action de traction et freinage. Nous avons opté pour des appareils d'appui frettés.

Après une explication récapitulative du calcul des appareils d'appui, nous aborderons la deuxième partie de ce chapitre qui concerne l'étude des fondations profondes, les culées, ainsi que les deux semelles de la pile et de la culée.

❖ PARTIE 1 Récapitulatif sur le changement de l'appareil d'appui

IX.2 L'appareil d'appui élastomère fretté

Plus de 90 % des appuis utilisés sur les ponts sont constitués d'appareils d'appui en élastomère fretté.

On choisit des appareils d'appui en élastomère fretté qui présentent les avantages suivants :

- La simplicité de la mise en place, du réglage et du contrôle.
- La répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis

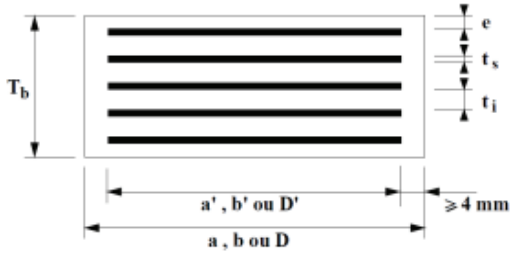


Figure IX-1 Définition géométrique d'un appareil d'appui fretté.

IX.2.1 Dimensions retenus (récapitulatif)

Tableau IX-1 dimensions des appareils d'appui retenus.

Dimension	Appui de rive	Appui intermédiaire
a×b(m²)	(0.75×0.75)	(1×1)
Enrobage des chants (mm)	5	5
A'(m²)	0.5625	0.98
ti (mm)	16	20
e=ti/2 (mm)	8	10
n	10	8
Te (mm)	170	170
ts (mm)	3	5
n+1	11	9

Tb(mm)	203	215

Avec :

Dans la figure ci-dessous, nous mentionnons les deux types de liaison entre le tablier et les piles :

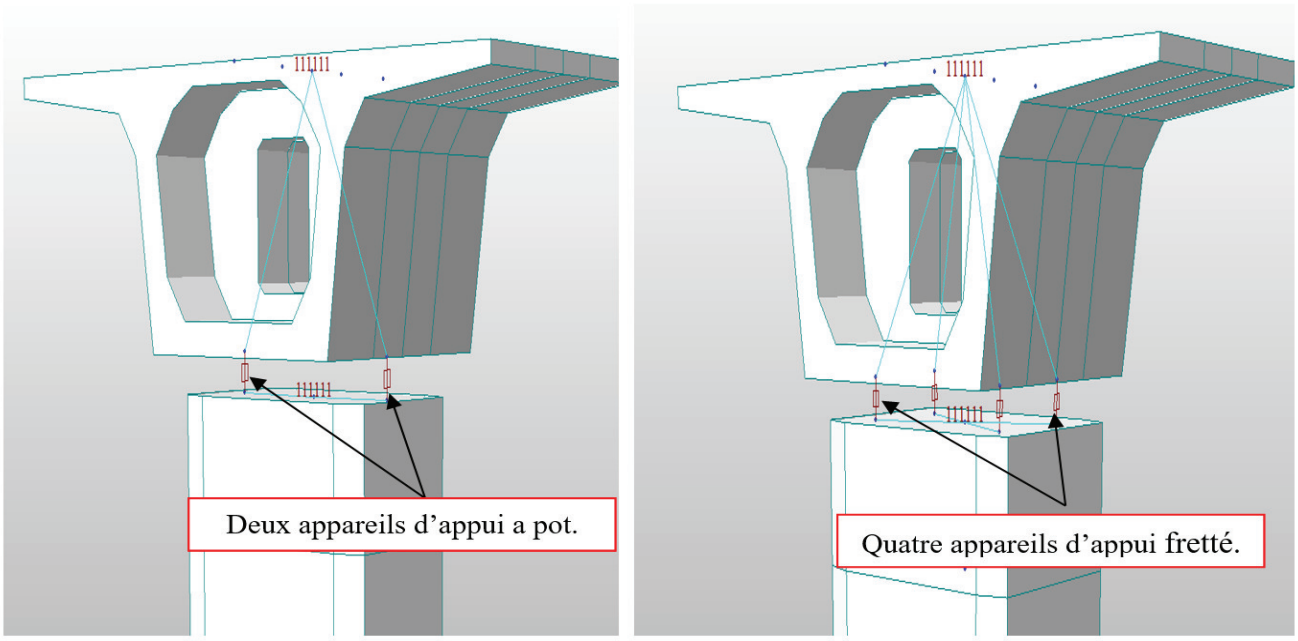


Figure IX-2 Les deux types d'appareils d'appui [MIDAS CIVIL].

Et dans le tableau ci-dessous, nous mentionnons les résultats obtenus pour les deux choix d'appareils d'appui. Ces résultats sont dédiés aux deux piles les plus sollicitées.

Tableau IX-2 Tableau résumant les résultats de Mx et My à la base des piles pour les deux types d'appareils d'appui.

	Etat limite	Deux Appareils d'appui a pot		Quatre appareils d'appui frété.	
PILE 08 [h=11.25 m]	Effort	My [MN.m]	Mz [MN.m]	My [MN.m]	Mz [MN.m]
	ELU	368.11	26.80	/	/
	ELS	231.99	18.18	/	/
	ELA	384.40	225.23	/	/
PILE 16 [h=23.7m]	ELU	/	/	137.73	26.62
	ELS	/	/	153.85	18.07
	ELA	/	/	102.36	93.2

❖ **PARTIE 2 Etude de la fondation**

IX.3 Matériaux

IX.3.1 Béton

IX.3.1.1 Resistance caractéristique de béton

Nous allons utiliser un béton de résistance caractéristique à la compression à 28 jours est :

$$\boldsymbol{fc28 = 30.00\ MPa}$$

Selon l'article A.2.1.11 du BAEL 91 Rév 99, la résistance à la compression à un autre âge que 28 jours

$$f_{tj} = \begin{cases} \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}\ si\ f_{c28} \leq 40\ Mpa \\ \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28}\ si\ f_{c28} > 40\ Mpa \end{cases} \qquad f_{t28} = 2.40\ Mpa$$

Dans les états limite ultime, selon l'article A.4.3.41 du BAEL 91 Rév 99, la contrainte admissible en compression dans le béton vaut :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

- γb = 1.50 Pour les combinaisons ELU Fondamentale, et 1.15 en situation accidentelle.
- θ Est un coefficient qui tient compte de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée. Il vaut 0.85 si cette durée est inférieure à 1 h, 0.90 si cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et 1 si cette durée est supérieure à 24 h.

Cette formule est valable pour les cas où la section est entièrement comprimée, et de largeur constante où croissante vers la fibre la plus comprimée. Dans les autres cas le coefficient de minoration en numérateur « 0.85 » est pris égale à « 0.80 ».

IX.3.1.2 Limitation des contraintes de compression à l'ELU

Selon l'article A.4.5,2 du BAEL 91 Rév 99 la contrainte de compression du béton est limitée à : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj}$

La contrainte de traction est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bt} = f_{t28}$$

IX.3.1.3 Limitation des contraintes tangentielles

Selon l'article A.5.1 du BAEL 91 Rév 99, les contraintes tangentielles sont limitées à :

$$\bar{\tau}_u = min\ (0.06\ f_{cj}\ \gamma_b\ ;\ 1.5\ MPa)$$

IX.3.1.4 Module de déformation élastique

Selon l'article A.2.1,2 du BAEL 91 Rév 99, pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24 heures, le module de déformation du béton est calculé par la formule :

$$E_{ij} = 11\,000^3 \sqrt{f_{tj}}$$

Et pour les charges dont la durée d'application est supérieure à 24 heures, il est calculé par la formule :

$$E_{vj} = 3\,700\sqrt{f_{cj}}$$

IX.3.1.5 Coefficient de poisson

Dans le béton armé selon l'article A.2.1.3 du BAEL 91 Rév 99 :

- Pour le calcul des sollicitations : υ = 0.00.
- Pour le calcul des déformations : υ = 0.20.

IX.3.2 Acier

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance FeE500.

Limite d'élasticité	:	fe = 500.00 MPa
Module de la déformation élastique	:	Es = 200.00 GPa
Poids volumique	:	γ = 78.50 KN/m^3
Coefficient de fissuration	:	η = 1.60
Coefficient de sécurité ELU Fondamentales	:	γs = 1.15
Coefficient de sécurité ELU Accidentelles	:	γs = 1.00

Contrainte de traction admissible dans les aciers à :

- ELS (fissuration préjudiciable) : fs = 250.00 MPa
- ELU Fondamentales : fed = 434.78 MPa
- ELU Accidentelles : fed = 500.00 MPa

IX.4 Action de calcul

IX.4.1 Poids propre des structures en béton armé

Le poids propre des structures de fondation et d'élévation est calculé sur la base des volumes et du poids spécifique du béton armé $\gamma béton = 2.50\ kN/m3$ Dans la suite nous allons modéliser la semelle avec les pieux.

IX.5 Modélisation numérique

IX.5.1 Caractéristique géométrique de la fondation

Les dimensions de la semelle sont comme suit :

- Forme cubique de $13.2\,m \times 13.2\,m \times 2\,m$
- Un entraxe des pieux de $3\phi = 3.6\,m$ et une distance $\phi = 1.2m$ entre l'axe des pieux de coin et la frontière de la semelle.

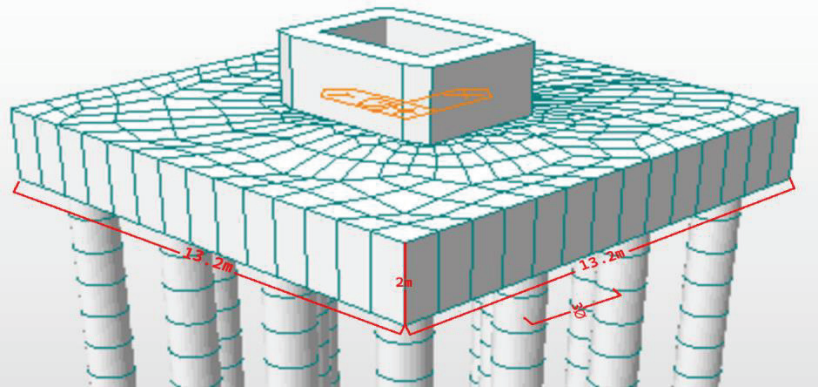


Figure IX-3 Les dimensions de la semelle.

IX.5.2 Chargement

Les charges appliquées sur le modèle sont directement tirées du modèle global de l'ouvrage, sous diverses combinaisons d'états limites (ELS, ELU, ELA). Ces charges sont ensuite combinées avec le poids propre des pieux et de la semelle, en utilisant un coefficient de majoration selon l'état limite. Les valeurs correspondantes sont présentées dans un tableau dans l'Annexe D.

Dans le tableau suivant, nous avons mentionné les valeurs des réactions maximales et minimales à la base des piles, extraites du modèle global.

Tableau IX-3 Surcharge sur modèle, cas ELS ELU ELA.

Node	Load	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
375	els_gr21_1_6(max)	1209.77	-301.43	-28638.3	11372.97	-22659.5	2.35
375	els_gr27_1_7(all)	700.62	23.28	-34359.05	-9342.92	-14409.85	2.31
375	els_gr23_3_3(all)	7333.65	-15.56	-32203.96	-2972.69	-152817.08	0.90
375	els_gr26_1_2(all)	989.49	-35.86	-34284.70	-9017.61	-20479.25	5.33
375	els_gr13_4_1(all)	-2743.40	-22.61	-32185.59	-2796.29	57598.03	2.58
375	els_gr21_2_4(all)	2696.81	-349.91	-34306.93	16453.98	-56100.59	-4.62
375	els_gr22_1_7(min)	1687.73	-353.80	-36759.09	-1508.11	-37239.93	-3.46
375	els_gr21_1_7(min)	2165.23	-356.56	-36757.85	-1438.56	-47202.49	-2.73

Node	Load	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
375	els_gr13_4_2(min)	-2744.42	-22.61	-32104.93	-2796.29	56509.01	1.13
375	els_gr11_3_2(min)	793.17	-330.82	-32809.78	3682.80	-17532.03	-5.52
375	els_gr23_3_4(min)	7290.30	-15.56	-32123.30	-2972.69	-152856.02	-0.56
375	els_gr27_1_4(min)	1715.46	-22.89	-34309.32	-9342.92	-36967.41	-1.94
375	elu_gr23_3_3(max)	-10405.97	471.51	-44048.26	-15771.22	-216622.59	-3.22
375	elu_gr27_1_2(all)	3116.78	-34.45	-47071.28	13564.43	65796.39	3.19
375	elu_gr22_1_7(all)	-1794.79	530.12	-50653.32	-16798.53	-37074.32	-4.92
375	elu_gr21_2_6(all)	182.70	524.05	-47063.25	-24255.95	4570.56	-6.69
375	elu_gr23_3_4(all)	-10404.43	512.02	-43927.26	-15771.22	-216681.00	-3.22
375	elu_gr11_3_1(all)	-640.91	492.60	-44995.18	-11087.98	-12936.43	-8.84
375	elu_gr13_4_2(min)	5414.39	35.26	-39487.82	3992.69	113606.03	4.30
375	elu_gr21_1_2(all)	428.34	535.06	-50548.30	-16922.90	9791.57	3.72
375	elu_gr21_1_6(min)	-896.79	535.06	-38874.27	1653.82	-17865.10	3.72
375	elu_gr27_1_6(min)	1791.64	32.50	-39247.23	13564.43	38139.72	3.19
375	elu_gr13_4_1(min)	5412.85	35.26	-39608.81	3992.69	113664.44	4.30
375	elu_gr26_1_1(min)	-797.25	55.36	-39313.49	12991.34	-15811.89	8.48
375	ELA_gr23_217_1(max)	-4924.63	-822.2	-28663.60	-21252.40	-102348.65	-22.9
375	ELA_gr27_20_8(all)	1465.45	-2735	-29218.09	-69497.88	31043.04	-76.5
375	ELA_gr22_83_11(all)	-1217.13	924.59	-30095.70	20854.06	-25209.61	23.27
375	ELA_gr22_173_5(max)	-1116.24	-2637	-29303.92	-72937.86	-22941.96	-77.4
375	ELA_gr23_229_1(max)	-4924.32	-822.2	-28639.40	-21252.40	-102360.33	-22.9
375	ELA_gr22_104_8(all)	1238.69	-2637	-29232.02	-72937.86	26322.80	-77.4
375	ELA_gr26_116_8(min)	1831.94	-2722	-27629.91	-66882.61	38673.58	-75.6
375	ELA_gr22_24_12(min)	1148.98	924.59	-27655.73	20854.06	24208.94	23.27

Node	Load	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
375	ELA_gr22_68_8(min)	884.98	-2622	-27522.76	-67553.17	18948.33	-75.4
375	ELA_gr27_83_11(all)	-890.23	825.31	-29375.69	23204.54	-18360.64	23.47
375	ELA_gr26_104_8(all)	1831.75	-2734	-29163.44	-69512.52	38680.58	-76.3
375	ELA_gr26_12_12(all)	795.12	829.21	-29363.07	23106.92	16818.99	24.38

IX.5.3 Modèle

Pour le calcul des piles nous allons exploiter les résultats du modèle global fait par MIDAS CIVIL V.23, en plus d'un modèle sur MIDAS de la semelle et les pieux.

La semelle est représentée par une plaque d'épaisseur de2.00 m désaxée vers le bas. Reposant sur des éléments barre de section circulaire avec un diamètre D = 1.20m.

Pour représenter la section des futs, nous avons créé une ligne sur la semelle au centre de fut qui constitue la pile. Cette ligne est liée avec des liaisons rigides au point central de la pile.

Pour prendre en considération la hauteur de la semelle nous avons ajouté une liaison entre le point central de la pile qui est sur l'élément plaque représentant la semelle et le point bas de fût sur une hauteur de 2.00m. L'interaction sol structure est représentée par des appuis élastiques en bas des pieux.

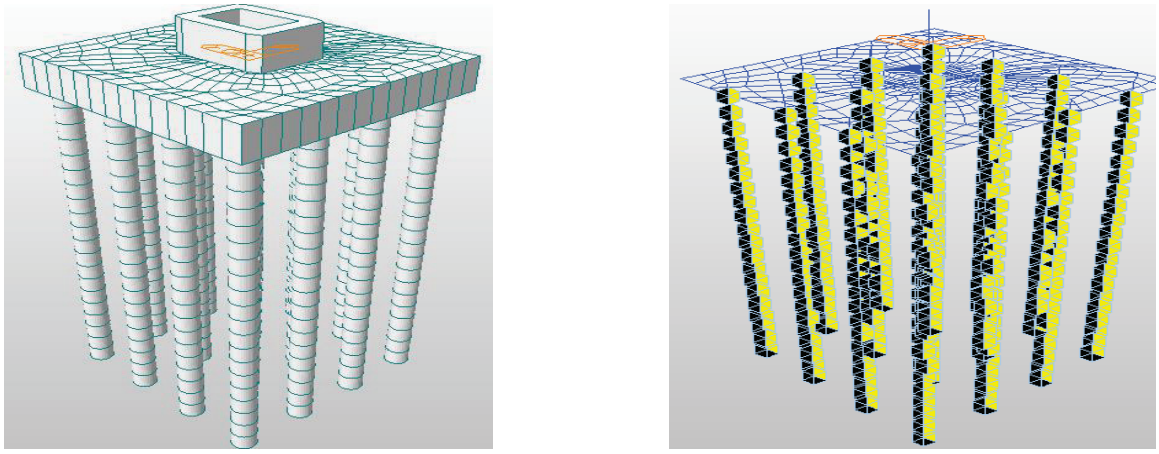


Figure IX-4 Modèle [Midas Civil].

IX.5.3.1 Modélisation du comportement transversal et axiale des pieux – Ressorts horizontaux et verticaux

– La modélisation du comportement transversal des pieux a été menée selon l'annexe C.5 du Fascicule 62 – V qui préconise des lois de mobilisation de la réaction frontale en fonction

du déplacement du pieu. Ces lois d'interaction vis-à-vis des sollicitations de courte durée et de longue durée sont illustrées par les figures suivantes

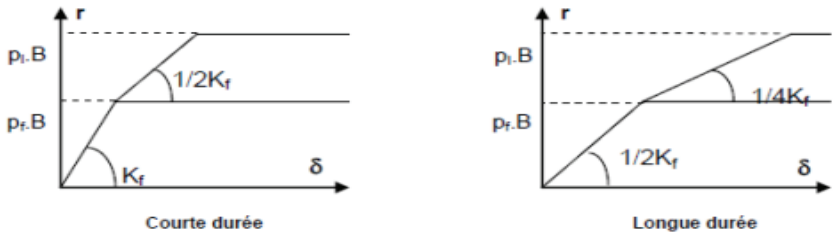


Figure IX-5 lois d'interaction vis-à-vis des sollicitations de courte durée et de longue durée.

Le module de réaction horizontale Kf est calculé à partir du module pressiométrique EM en utilisant la formule :

$$K_f = E_M \frac{12}{\frac{4}{3}\cdot\left(2{,}65\frac{B}{B_0}\right)^{\alpha}\frac{B_0}{B}+\alpha} \qquad \text{(module linéique: } K_f = B.k_f\text{)}$$

– L'évaluation de la rigidité axiale vis-à-vis de l'effort normal d'un pieu isolé est faite à partir des lois de mobilisation du frottement latéral et de l'effort en pointe déterminées selon l'annexe G.4 du Fascicule 62 – V.

La loi de mobilisation du frottement latéral **τ** en fonction du déplacement vertical s du pieu en chaque section de celui-ci et la loi de mobilisation de l'effort en pointe **q** en fonction du déplacement vertical **sp** de celle-ci sont illustrées par les figures suivantes.

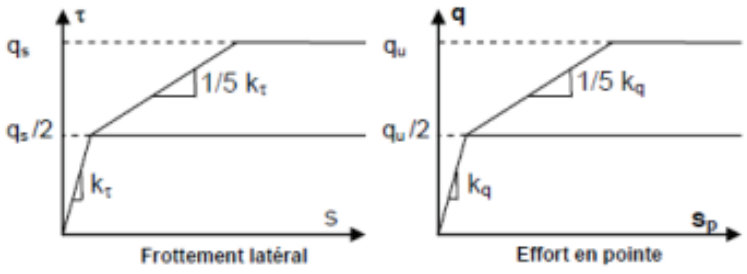


Figure IX-6 La loi de mobilisation du frottement latéral τ et la loi de mobilisation de l'effort en pointe q .

Les paramètres **kτ** et **kq** sont déterminés à partir du module pressiométrique EM en utilisant les formules :

- pour les sols fins: $k_\tau = \frac{2.00E_M}{B}$ $k_q = \frac{11.00E_M}{B}$
- pour les sols granulaires: $k_\tau = \frac{0.80E_M}{B}$ $k_q = \frac{4.80E_M}{B}$

Les valeurs des raideurs du sol sont calculées selon le Fascicule 62 – V et sont fournies dans le rapport géotechnique, comme indiqué dans l'Annexe A.

IX.6 Résultats

Dans ce qui suit nous allons présenter seulement les résultats des cas les plus défavorables. Les efforts dans les tableaux ci-dessous sont les efforts dans les pieux.

Tableau IX-4 Modèle EF, Résultats des cas extrêmes ELS ELU ELA.

Part	Elem	Load	Fx	Fy	Fz	Mx	My	MZ
Nmax	312	els_gr23_3_4(min)	-319.38	-26.87	-542.32	0	-690.44	-35.55
Nmin	313	els_gr23_3_3(all)	-5197.84	-157.26	-97.23	0	-38.22	-224.2
Nmax	312	elu_gr23_3_4(all)	2279.15	-85.35	553.88	0	-380.19	-50.96
Nmin	313	elu_gr23_3_4(all)	-8828.45	-264.6	1160.9	0	504.54	-312.31
Nmax	308	ELA_gr23_229_1(max)	599.13	41	239.5	0	-212.09	62.74
Nmin	313	ELA_gr23_217_1(max)	-4920.09	-75.49	615.35	0	331.34	-108.6

IX.7 Calcul des pieux

IX.7.1 Ancrage des pieux

La longueur des pieux est déterminée en comparant les réactions sur les têtes des pieux aux capacités portantes données dans le rapport géotechnique. La réaction de calcul est la plus grande force axiale dans les éléments barres qui représente les pieux. Pour déterminer la longueur idéale des pieux nous avons fait plusieurs modèles avec différentes longueurs de pieux. Et nous avons comparé la portance et les actions jusqu'à avoir un bon rapport entre ces deux derniers.

Tableau IX-5 Calcul d'ancrage des pieux.

EL	/	LC	Load	Elem	N	Z[m]
ELS	Nmax	756	els_gr23_3_4(min)	312	-319.38	3
ELS	Nmin	755	els_gr23_3_3(all)	313	-5197.84	23
ELU	Nmax	1512	elu_gr23_3_4(all)	312	2279.15	0
ELU	Nmin	1512	elu_gr23_3_4(all)	313	-8828.45	33
ELA	Nmax	4523	ELA_gr23_229_1(max)	308	599.13	0
ELA	Nmin	4511	ELA_gr23_217_1(max)	313	-4920.09	15

IX.7.1.1 Vérification des réactions à la traction

Cote d'ancrage minimale : Z min = -33 m

Cote de référence : Z ref = -3.00 m

Longueur minimale de pieu : Lp,min = 30 m

Longueur de pieu : Lp = 32.00 m

Arrachement

Longueur de pieu : Lp = 32.00 m

Cote d'ancrage : Z,anc = -35.00 m

Cote de calcul : Z,cal = -35.00 m

Résistance de frotement : Qs^{ELU} = 10678.7 kN Qs/1.3 = 8213.85 kN

Force d'arachement : Rmin = 2279.15 kN | Rmin < Qs/1.3 TRUE

Résistance de frotement : Qs^{ELA} = 10678.7 kN Qs/1.2 = 8898.92 kN

Force d'arachement : Rmin = 599.13 kN | Rmin < Qs/1.2 TRUE

IX.7.1.2 Vérification des réactions à la compression

Selon le calcul de la portance admissible d'un pieu de 1200 mm de diamètre et une longueur de 32 m, les Valeurs sont :

PMT 6-6 :

Tableau IX-6 Vérification des réactions à la compression.

Cote [m]	Combinaison	Qs	Qp	ESL-QP	ELS-Rare	ELU-Fond	ELU-Acc
-35	Q adm [KN]	11055.7	3113.1	6648.6	8476.6	10059.9	11760.1
	$Q_{calc} < Q_{adm}$			OK	OK	OK	OK

IX.7.2 Ferraillage longitudinale

Tableau IX-7 Pieux, Efforts de dimensionnement du ferraillage longitudinale.

Etat-L	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
ELS	52	els_gr23_3_4(min)	N max	-319.38	-690.44	-35.55
	313	els_gr23_3_3(all)	N min	-5197.84	-38.22	-224.2
	310	els_gr13_4_1(all)	My max	-2805.89	468.93	53.43
	315	els_gr23_3_3(all)	My min	-1901.74	-1086.54	12.91
	305	els_gr23_3_3(all)	Mz max	-3928.24	-84.01	429.95
	317	els_gr23_3_3(all)	Mz min	-4018.94	-72.79	-416.81
ELU	312	elu_gr23_3_4(all)	N max	2279.15	-380.19	-50.96

Etat-L	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
	313	elu_gr23_3_4(all)	N min	-8828.45	504.54	-312.31
	310	elu_gr13_4_1(min)	My max	-2865.5	560.46	7.44
	315	elu_gr23_3_4(all)	My min	-2121.08	-962.3	67.81
	305	elu_gr23_3_4(all)	Mz max	-6643.46	380.49	659.01
	317	elu_gr23_3_4(all)	Mz min	-7211.72	424.46	-637.44
ELA	308	ELA_gr23_229_1(max)	N max	599.13	-212.09	62.74
	313	ELA_gr23_217_1(max)	N min	-4920.09	331.34	-108.6
	315	ELA_gr23_217_1(max)	My max	-2021.48	-499.57	108.84
	317	ELA_gr22_173_5(max)	My min	-3273.6	380.23	-59.03
	318	ELA_gr22_83_11(all)	Mz max	-2360.64	92.15	-324.63
	311	ELA_gr22_104_8(all)	Mz min	-2817.11	31.44	484.16

– Le pieu est considérée soumis à la flexion composée, à l'aide des abaques de **WALTHER** on tire la section d'armature, on a :

Nmin=319.8 KN Mmax=1086.54 KN.m

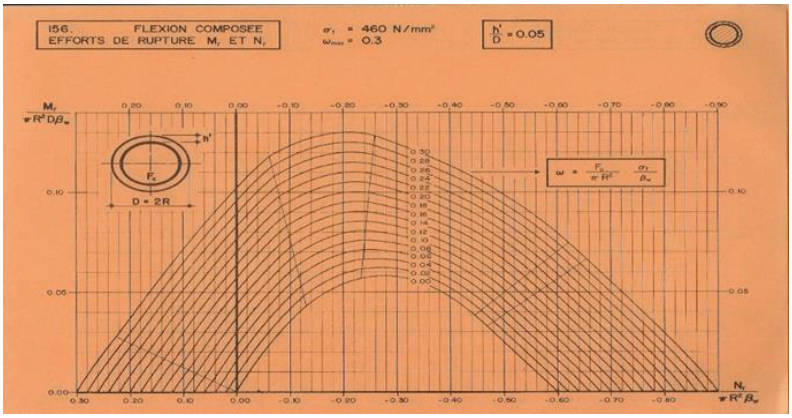


Figure IX-7 Abaque de Walther.

On tire :

m= $\frac{M}{\pi R^2 D B_w}$ = 0.027 n= $\frac{N}{\pi R^2 B_w}$ 0.01 Fa=$\frac{\omega\, \pi\, R^2\, f c_{28}}{\sigma_s}$

B_w : la résistance du béton à 28 jours (f_{c28}).

R : la dimension du pieux ($\emptyset/2$).

Pour h/d=0.05 et σ_s=460 MPa on tire :

ω = 0.08 et pour σ_s=500 Mpa ω = 0.087 ce qui donne Fa = 58.624 cm².

❖ Vérification d'armature minimal :

A_{smin} =0.50% B (selon RPOA) tels que B= 120²×π/4

A_{smin} =56.54 cm² donc on prend A_{sth}

Soit **20HA20** avec **e= 20 cm**

IX.7.2.1 Ferraillage transversal

$A_{sT}=\frac{A_{sL}}{3}$ = 24.43 cm² soit **20HA14** avec **e=20 cm** en zone courante et **e = 15 cm** en zone critique.

IX.8 Ferraillage de la semelle

Evaluation des efforts agissants sur la semelle :

Tableau-IX-8 efforts agissants sur la semelle

Moments (KN.m/m)	ELS	ELU	ELA
Mxmax	4992.29	7728.43	3308.10
Mxmin	-2830.34	-1899.88	-2464.36
Mymax	5280.00	5398.24	1026.93
Mymin	-3897.81	-2657.34	-1184.72

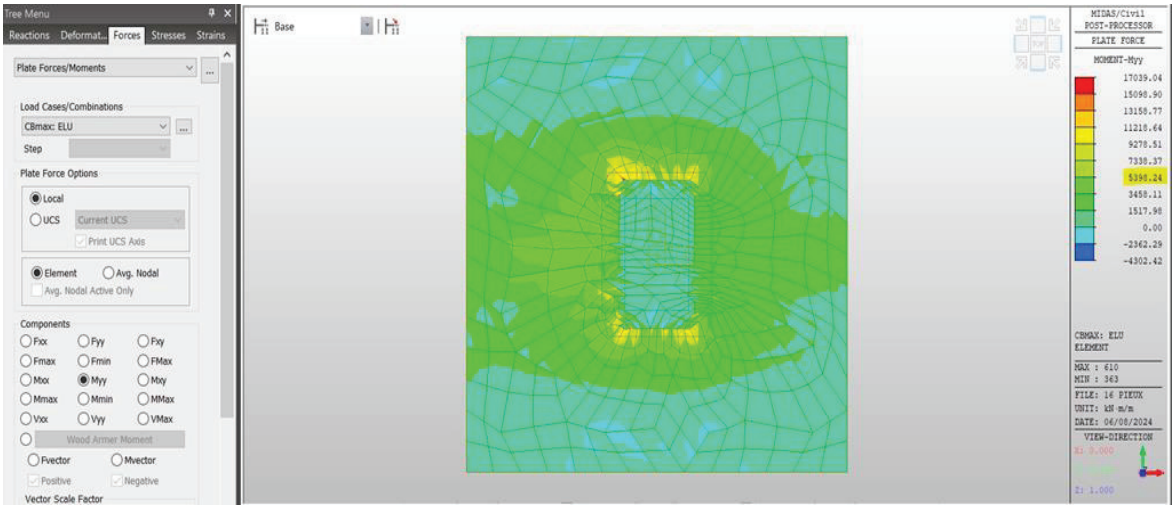


Figure IX-8 distribution du moment Mxx_elu pour l'élément plaque de la semelle.

IX.8.1 Résultats de calcul

Tableau IX-9 Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x. y-y.

AS/sens	∅(mm)	Espacement	Section/ml	Nbr des nappes	% d'armateur ρ
$A_{S\,x-x}$[nappe sup]	HA32	e=12 cm	128.29	Deux nappes/HA32	0.64 %

$A_{S\,x-x}$[nappe inf]	HA32	e=20 cm	72.89	Deux nappes/HA32	0.36%
$A_{S\,y-y}$[nappe sup]	HA32	e=10 cm	135.68	Deux nappes/HA32	0.67 %
$A_{S\,y-y}$[nappe inf]	HA32	e=15 cm	100.37	Deux nappes/HA32	0.1%
$A_{S\,z-z}$[armature latérale]	HA12	e=25 cm	/	/	/

Application Numérique : (fissuration jugée préjudiciable)

Nappe inférieure suivant X-X :

$M_{ser} =$ 4.992 MN. m ; $\overline{\sigma}_{bc}$ = 18.00 Mpa ; σ_{sc} =260 Mpa

b=1.00 m; h=2.00m; d=1.80 m

$x = \frac{15\times\sigma_{bc}}{1\,5\times\sigma_{bc}+\sigma_{sc}} \times d$ = 0.91 m ; $z = d - \frac{x}{3}$ = 1.496 m

M_1=0.5×b×x×σ_{bc} × z = 12.20 MN.m

$M_1 \geq M_{ser} \rightarrow$ sections sans acier comprimée (S.S.A.C)

$A_{serth} = \frac{M_{ser}}{z\times\sigma_{sc}}$ = 128.29cm²/ml

$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d$ = 19.87cm²/ml≤ $A_{serth} \rightarrow A_{serth} \geq$128.29 cm²

IX.9 ETUDE DE LA CULEE

IX.9.1 Introduction

L'objectif de cette partie est d'étudier la culée C1 située au départ de l'ouvrage ainsi que les fondations de cette dernière (semelle + pieux).

IX.9.2 Modélisation numérique

IX.9.3 Caractéristique géométrique de la culée

Les dimensions de la semelle sont comme suit :

- Forme cubique de $11m \times 13\,m \times 2.50\,m$
- Un entraxe des pieux de $3\phi = 3.6\,m$ et une distance $\phi = 1.2m$ entre l'axe des pieux de coin et la frontière de la semelle.

Les eppaisseurs des mur sont comme suit : e_{MF} = 2.00 m ; e_{MGG} = 0.50m ; e_{MR} = 0.50m

IX.9.4 Modèle

Pour le calcul de la culée nous allons modéliser la culée sur le logiciel MIDAS CIVIL. Les éléments des culées sont représentés par des éléments plaque avec des épaisseurs qui correspondent aux épaisseurs des éléments. Ils sont liés entre eux par des liaisons rigides complètement bloquées. Les pieux sont représentés par des éléments barres. Le sol est ajouté à l'aide de fonction "Bore and Soil Profiles" et a été affecté au pieux.

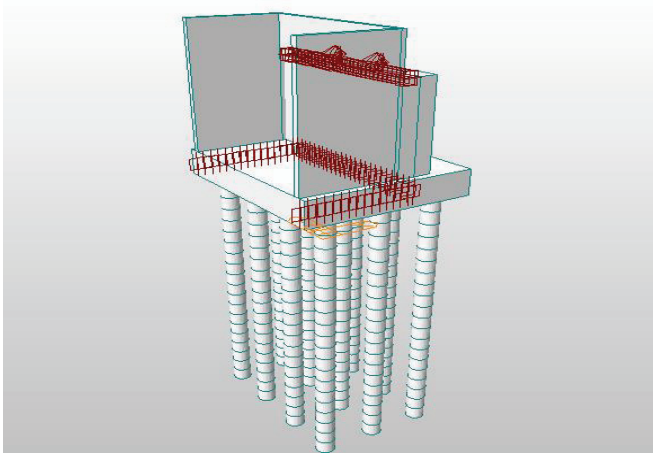


Tableau IX-10 Modèle [Midas Civil].

IX.9.5 Actions

Tableau IX-10 Cas de charges.

1	Poids Propre
2	Poussée des terres
3	Poids des terres
4	Ballast
5	Voies
6	SW2 LM71
7	Traction Freinage
8	Fad(+kv)
9	Fad(kv-)
10	Fadq(+kv)
11	Fadq(-kv)
12	Fih
13	Fiv
14	Fihr
15	Fivr
16	Q = 10 Kpa
-	Action du tablier ELU
-	Action du tablier ELS
-	Action du tablier ELA

IX.9.6 Combinaisons d'actions

Les combinaisons de charge sont établies selon la fiche UIC 776-1 Annexe A Tab.1 Tab.2, pages 37-38. Nous avons combiné les actions du tablier avec les cas de charges montrés dans le tableau précédent [Tableau I-1].

IX.10 Actions de calcul

IX.10.1 Action du tablier

Tableau IX-11 Actions du tablier [ELS ELU ELA].

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
183-Gauche	GELA_gr26_132_12(min)	314.056	106.3063	-1715.79
183-Gauche	GELA_gr23_205_1(max)	-770.885	-106.405	-3198.09
183-Gauche	GELA_gr26_17_5(max)	-298.85	-357.379	-4082.34
183-Gauche	GELA_gr22_206_2(all)	-590.762	119.0448	-2578.51
183-Gauche	GELA_gr26_53_5(max)	-249.041	-357.379	-4140.88
183-Gauche	GELA_gr22_144_12(min)	219.3482	118.1678	-1632.29
184-Droite	DELA_gr23_205_1(max)	-770.899	-106.405	-3183.65
184-Droite	DELA_gr26_132_12(min)	314.0648	106.3063	-1757.95
184-Droite	DELA_gr26_32_8(all)	143.6989	-357.379	-3944.76
184-Droite	DELA_gr22_228_12(min)	169.8059	119.0448	-1811.4
184-Droite	DELA_gr22_149_5(max)	-178.846	-341.455	-4122.64
184-Droite	DELA_gr27_48_12(min)	255.3517	107.1501	-1634.87
183-Gauche	Gelu_gr23_3_2(max)	-1628.18	52.13506	-5298.46
183-Gauche	Gelu_gr13_4_3(min)	1087.788	-17.2669	-3430.53
183-Gauche	Gelu_gr26_1_3(all)	5.141902	-27.2497	-6411.55
183-Gauche	Gelu_gr11_3_3(min)	41.615	84.60537	-3358.25
183-Gauche	Gelu_gr26_1_5(max)	-595.37	-27.2497	-6570.01
183-Gauche	Gelu_gr22_2_4(min)	414.2657	61.56043	-1834.07
184-Droite	Delu_gr23_3_2(max)	-1629.12	52.13506	-5469.07
184-Droite	Delu_gr13_4_3(min)	1086.729	-17.2669	-2671.98
184-Droite	Delu_gr26_1_3(all)	3.807029	-27.2497	-6037.82
184-Droite	Delu_gr11_3_3(min)	42.45803	84.60537	-2764.8
184-Droite	Delu_gr21_2_5(all)	-230.019	59.74929	-6474.26
184-Droite	Delu_gr27_1_4(min)	624.8614	7.465139	-1844.4
184-Droite	Dels_gr23_3_2(max)	-918.402	-2.073	-3250.26

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
184-Droite	Dels_gr13_4_3(min)	817.1994	-15.8992	-1421.25
184-Droite	Dels_gr26_1_5(max)	-230.344	54.14829	-3832.35
184-Droite	Dels_gr11_3_5(all)	-207.453	40.24973	-2343.74
184-Droite	Dels_gr21_2_5(all)	-21.3642	4.557151	-4026.74
184-Droite	Dels_gr27_1_4(min)	523.8934	4.557151	-851.595
183-Gauche	Gels_gr23_3_2(max)	-918.355	-2.073	-3298.39
183-Gauche	Gels_gr13_4_3(min)	817.8031	-9.78	-1939.63
183-Gauche	Gels_gr26_1_3(all)	170.8675	-15.8992	-3977.99
183-Gauche	Gels_gr11_3_3(min)	191.6182	54.14829	-1882.41
183-Gauche	Gels_gr26_1_5(max)	-229.577	-15.8992	-4083.62
183-Gauche	Gels_gr22_2_4(min)	403.8822	41.28164	-843.005

IX.10.2 Actions permanentes

IX.10.2.1 Poids propre des structures en béton armé

Le poids propre des structures de fondation et d'élévation est calculé sur la base des volumes et du poids spécifique du béton armé

$$\gamma béton \ = \ 2.50 \ kN/m^3$$

IX.10.2.2 Poids et poussée des terres

On considère le poids des terres qui se trouve sur les semelles, et la poussée des terres qui se trouve derrière les semelles des culées.

Nous avons une surface plane (β=0) donc, sous une profondeur « z » sous la surface, la pression verticale vaut :

$$F_{v,terre} \ = \ \gamma_{sol} z$$

Et la pression horizontale (poussée) :

$$F_{h,terre} \ = \ \gamma_{sol} \, z \, k_a$$

Avec une forme triangulaire, la résultante des poussées vaut :

$$P_{h,terre} \ = \ 0.5 \gamma_{sol} \, z^2 \, k_a$$

Appliquée à une profondeur :

$$Z_p \ = \frac{2}{3} \, z$$

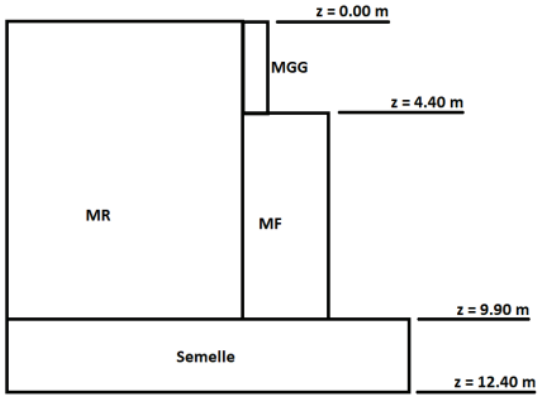


Figure IX- 11 Cotes de la culée.

Tableau IX-12 Caractéristique du sol.

γ,sol [KN/m^3]	ϕ_r	Angle d'inclinaison du sol [β]	Coefficient de poussée au repos [k0]	Coefficient de poussée active [ka]	Coefficient de butée [kb]
20.00	30.00°	0.00°	0.50	0.33	3.00

Tableau IX-13 Poids et poussées des terres.

Profondeur (z) [m]	Fv [KPa]	Fh [KPa]
0.00	0.00	0.00
4.40	88.00	29.33
9.90	198.00	66.00
12.40	248.00	82.67
Résultant des poussées sur la semelle [KPa]	-	185.83
Point d'application [m]	-	11.23
Moment à la base de la semelle [KN.m/m]	-	216.68

IX.10.2.3 Poids et poussée des voies sur la culée

- **Ballast**

Tableau IX-14 Caractéristiques du Ballast.

γ,blst [KN/m^3]	ep,blst [m]	Lar,blst [m]	Poids,blst FV[ml]	ϕ_r
20.00	0.65	9.60	115.2	30.00 °

Tableau IX-15 Poids et poussée du ballast.

Profondeur (z) [m]	Largeur d'application L_{ar}[m]	Fv [KPa]	Fh [KPa]
0.00	9.60	13.00	4.93
2.77	12.80	9.75	3.25
4.40	14.68	8.50	2.83

9.90	21.03	5.93	1.98
12.40	23.92	5.22	1.74
Résultant des poussées sur la semelle [KPa]	-	-	4.65
Point d'application [m]	-	-	11.12
Moment à la base de la semelle [KN.m/m]	-	-	5.93

- **Voies**

Tableau IX-16 Caractéristique de la voie.

Rails utilisées	ϕ_r	Poids du rail [KN/m]	Poids de la voie [KN/m] Fv,voie	ep,bls [m]	Angle de diffusion dans le ballast ϕ, bls
UIC 54	30.00°	0.55	5.30	0.35	14.04°

Tableau IX-17 Poids et poussées des rails, traverses et attaches.

Profondeur (z) [m]	Largeur d'application L_{ar} [m]	Fv [KPa]	Fh [KPa]
0.00	0.86	6.19	2.06
4.40	5.94	0.89	0.30
5.36	7.04	0.75	0.25
8.05	10.15	0.52	0.17
9.90	12.29	0.43	0.14
12.40	15.17	0.35	0.12
Résultant des poussées sur la semelle [KPa]	-	-	0.32
Point d'application [m]	-	-	11.11
Moment à la base de la semelle [KN.m/m]	-	-	0.42

IX.10.3 Action variable

Pour avoir le cas le plus défavorable nous allons considérer le cas où nous avons SW/2 sur une voie, et la partie centrale de LM71 sur l'autre : LM71 (4*250 KN).

Tableau IX-18 Caractéristique de la charge UIC 71.

Longueur [m]	Charge [Qvk]	Lar,trv [m]	Ep,blst [m]	ϕ_r	ϕ_{bslst}
6.40	156.25	2.23	0.35	30.00°	14.04°

Tableau IX-19 Poids et poussées de la charge mobile LM71.

Profondeur (z) [m]	Largeur d'application L_{ar} [m]	Longueur application Lan [m]	Fv [KPa]	Fh [KPa]
0.00	2.41	6.58	63.24	21.08
4.40	7.49	11.66	11.46	3.82
4.53	7.64	11.81	11.09	3.70
9.90	13.84	18.01	4.01	1.34
12..40	16.72	20.89	2.86	0.95
Résultant des poussées sur la semelle [KPa]	-	-	-	2.86
Point d'application [m]	-	-	-	11.08
Moment à la base de la semelle [kNm/m]	-	-	-	3.78

Tableau IX-20 Caractéristique de la charge SW2.

Longueur [m]	Charge [Qvk]	Lar,trv [m]	Ep,blst [m]	ϕ_r	ϕ_{bslst}
25.00	150.00	2.23	0.35	30.00°	14.04°

Tableau IX-21 Poids et poussées de la charge mobile SW2.

Profondeur (z) [m]	Largeur d'application L_{ar} [m]	Longer d`application Lan [m]	Fv [KPa]	Fh [KPa]
0.00	2.41	25.18	61.94	20.65
4.40	7.49	30.26	16.56	5.52
4.53	7.64	30.41	16.15	5.38
9.90	13.84	36.61	7.40	2.47
12..40	16.72	39.49	5.68	1.89
Résultant des poussées sur la semelle [KPa]	-	-	-	5.45
Point d'application [m]	-	-	-	11.10
Moment à la base de la semelle [KN.m/m]	-	-	-	7.11

- **Action de 10 KPa**

Charge de 10 kPa : Q = 10.00 kPa

Poussée : Fh = 5.00 kPa

Poussée sur la semelle : Fh,sml = 12.50 kN/m

Moment à la base de la semelle : M,sml = 15.63 kNm/m

IX.10.4 Actions sismiques

Tableau IX-22 Caractéristiques sismiques.

TH culée [m]	Poids volumique du sol γ_s []KN/m^3]	ϕ_r	Zone sismique	Groupe de pont	Coef d'acceleration de zone
12.40	20.00	30.00°	IIa	1	0.25

IX.10.4.1 Efforts d'inertie sismiques de la structure

La force d'inertie des élévations et du massif a été évaluée en multipliant les masses par l'accélération au sol.

Conformément au règlement RPOA 2008, par 5.5.2.4, les coefficients sismiques horizontaux (Kh) et verticaux (Kv) qui intéressent toutes les masses sont calculées comme ci-suit :

$$k_h = \frac{a_g}{g} \quad k_v = \pm 0.3 \frac{a_g}{g}$$

Par conséquent les forces d'inertie des masses sont :

$$F_{i,h} = 0.25W \qquad F_{i,v} = \pm 0.075W$$

Où par « w » on indique le poids des masses qui participent au séisme.

Tableau IX-23 Efforts d'inertie sismiques de la structure.

	Poids volumique de BA $\gamma_c = 25.00\ KN/m^3$		
	Epaisseur [m]	Force d'inertie horizontale $F_{i,h}$ [Kpa]	Force d'inertie verticale $F_{i,v}$ [Kpa]
Mur gard grève	0.50	3.13	0.94 Kpa
Mur de front	2.00	12.50	3.75
Mur en retour	0.50	3.13	0.94
Semelle	2.50	15.63	4.69

IX.10.4.2 Effort d'inertie du remblai

Nous allons considérer les rembalis qui se trouve sur la semelle entre les murs en t=retours.

Cette force est calculé de la même façon que la force d'inertie des éléments de la culée.

Largeur du talon : Lar,tal = 6.50 m

Espace entre les MRs : Esp,mr = 11.80 m

Force d'inertie verticale du remblais : Fiv,rmb = 115.05 KPa

Force d'inertie horizontale du remblais : Fih,rmb = 383.50 KPa

IX.10.4.3 Poussée dynamique globale

La poussée dynamique des terres est calculée par tout la méthode de mononbé-okabé.

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamique de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) :

$$F_{ad} = \frac{1}{2}\gamma(1 \pm k_v)H^2 k_{ad}$$

Avec :

$$K_{ad} = \frac{(\cos(\phi - \theta))^2}{\cos^2(\theta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{sin\varphi \times \sin(\varphi - \beta - \theta)}{cos\theta \times cos\beta}}\right]}$$

$$\theta = Arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Tableau IX-24 Poussée dynamique globale.

$k_h = 0.25$	$k_v = 0.075$	$v(+k_v) = 0.23rad$	$v(-k_v) = 0.26rad$	$k_{ad}(+k_v) = 0.17$	$k_{ad}(+k_v) = 0.18$
Hauteur de la semelle					
Poussée dynamique globale Fad (+kv)	Poussée dynamique globale Fad (-kv)		Poussée dynamique sur la semelle Fad,sml (+kv)	Poussée dynamique sur la semelle Fad,sml (-kv)	
1.40 kPa	1.32 kPa		3.49 kN/m	3.30 kN/m	
Moment à la base de la semelle M,Fad,sml (+kv)			Moment à la base de la semelle M,Fad,sml (-kv)		
4.36 [kNm/m]			4.13 [kNm/m]		

IX.11 Résultats

IX.11.1 Pieux

IX.11.1.1 Efforts dans les pieux

Nous allons dans les tableaux suivants représenter les efforts max et min dans les pieux.

Tableau IX-25 Efforts extrêmes dans les pieux à l'ELU.

Cas	Load	Fx(kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	My (kN·m)	Mz (kN·m)
Nmin	ELU_14	-7669.68	10.47	-394.21	783.99	-2.74
Nmax	ELU_7	1245.29	0	0.14	0	0
Fy max	ELU_10	-7114.74	25.18	-379.78	701.14	1.4
Fy min	ELU_11	-1661.45	-24.89	-404.16	770.07	2.19

Cas	Load	Fx(kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	My (kN·m)	Mz (kN·m)
Fz max	ELU_13	-995.13	0.52	220.31	489.8	6.19
Fz min	ELU_13	-7216.94	-20.75	-440.83	883.18	-9.23
My max	ELU_13	-983.77	-11.72	-399.63	898.91	0.58
My min	ELU_13	-857.66	0.37	1.62	-44.17	-0.11
Mz max	ELU_12	-3107.5	17.44	-302.33	554.9	18.5
Mz min	ELU_8	-7170.08	2.51	140.99	631.12	-13.81

Tableau IX-IX-26 Efforts extrêmes dans les pieux à l'ELS.

Cas	Load	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	My (kN·m)	Mz (kN·m)
Nmin	ELS_2	-563	-8.47	-0.02	-0.8	13.02
Nmax	ELS_9	-5213.52	0.13	-270.46	510.37	6.83
Fy max	ELS_5	-4965.47	18.2	-264.22	476.96	-0.62
Fy min	ELS_9	-5090.72	-20.68	-271.07	500.07	2.82
Fz max	ELS_8	-926.36	0.25	147.38	332	4.98
Fz min	ELS_8	-4965.69	-14.33	-303.81	589.55	-6.52
My max	ELS_8	-926.03	-9.92	-276.62	600.02	-0.36
My min	ELS_8	-803.19	0.32	1.4	-29.55	-0.05
Mz max	ELS_10	-4491.99	-0.06	84.87	409.27	14.94
Mz min	ELS_5	-4834.27	2.05	86.56	405.28	-10.28

Tableau IX-IXIX-27 Efforts extrêmes dans les pieux à l'ELA.

Cas	Load	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	My (kN·m)	Mz (kN·m)
Nmin	ELA_5	1819.88	642.86	84.83	-84.75	525.87
Nmax	ELA_9	-5079.71	0	0	0	0
Fy max	ELA_8	-4310.18	660.82	-5.26	13.67	538.81
Fy min	ELA_2	-3065.31	-748.79	4.82	-10.36	-826.61
Fz max	ELA_9	156.47	-636.59	105.97	-137.36	-610.15
Fz min	ELA_8	-51.18	-626.6	-106.65	134.37	-584.26
My max	ELA_13	-51.18	-626.6	-106.65	134.37	-584.26
My min	ELA_13	156.47	-636.59	105.97	-137.36	-610.15
Mz max	ELA_12	-3143.85	90.07	0.48	1.91	627.06
Mz min	ELA_5	-3065.31	-748.79	4.82	-10.36	-826.61

IX.11.1.2 Ancrages des pieux

D'après les tableaux des résultats des effort extrêmes nous avons comparé la portance du pieux avec l'effort axial maximal et minimal dans chaque Etat limite.

Tableau IX-IX-28 Calcul d'ancrage des pieux.

EL	/	LC	Load	Elem	N	Z[m]
ELS	Nmax	756	els_gr23_3_4(min)	312	-563	3
ELS	Nmin	755	els_gr23_3_3(all)	313	-5213.52	22
ELU	Nmax	1512	elu_gr23_3_4(all)	312	1245.29	Arrachement
ELU	Nmin	1512	elu_gr23_3_4(all)	313	-7669.68	30

EL	/	LC	Load	Elem	N	Z[m]
ELA	Nmax	4523	ELA_gr23_229_1(max)	308	156.47	Arrachement
ELA	Nmin	4511	ELA_gr23_217_1(max)	313	-5079.71	17

IX.11.1.3 Vérification des réactions à la traction

Cote d'ancrage minimale : Z min = -30 m

Cote de référence : Z ref = -3.00 m

Longueur minimale de pieu : Lp,min = 27 m

Longueur de pieu : Lp = 29.00 m

Arrachement

Longueur de pieu : Lp = 29 m

Cote d'ancrage : Z,anc = -32.00 m

Cote de calcul : Z,cal = -32.00 m

Résistance de frotement : Qs^{ELU} = 9924.7 kN Qs/1.3 = 7634.38 kN

Force d'arachement : Rmin = 1245.29 kN | Rmin < Qs/1.3 TRUE

Résistance de frotement : Qs^{ELA} = 9924.7 kN Qs/1.2 = 8270.58 kN

Force d'arachement : Rmin = 156.47 kN | Rmin < Qs/1.2 TRUE

IX.11.1.4 Vérification des réactions à la compression

Selon le calcul de la portance admissible d'un pieu de 1200 mm de diamètre et une longueur de 32 m, les Valeurs sont : PMT 6-6 :

Tableau IX-IX-29 Vérification des réactions à la compression.

Cote [m]	Combinaison	Qs	Qp	ESL-QP	ELS-Rare	ELU-Fond	ELU-Acc
-35	Q adm [KN]	9924.7	2682.7	5928.1	7559.0	8951.3	10464.2
	$Q_{calc} < Q_{adm}$			OK	OK	OK	OK

IX.11.1.5 Ferraillage longitudinale

Tableau IX-IX-30 Efforts de dimensionnement du ferraillage longitudinale.

Etat-L	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
ELS	52	ELS_2	N max	-563	-0.8	13.02
	313	ELS_9	N min	-5213.52	510.37	6.83
	310	ELS_8	My max	-926.03	600.02	-0.36
	315	ELS_8	My min	-803.19	-29.55	-0.05
	305	ELS_10	Mz max	-4491.99	409.27	14.94
	317	ELS_5	Mz min	-4834.27	405.28	-10.28
ELU	312	ELU_14	N max	-7669.68	783.99	-2.74
	313	ELU_7	N min	1245.29	0	0
	310	ELU_13	My max	-983.77	898.91	0.58
	315	ELU_13	My min	-857.66	-44.17	-0.11

Etat-L	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
	305	ELU_12	Mz max	-3107.5	554.9	18.5
	317	ELU_8	Mz min	-7170.08	631.12	-13.81
ELA	308	ELA_5	N max	1819.88	-84.75	525.87
	313	ELA_9	N min	-5079.71	0	0
	315	ELA_13	My max	-51.18	134.37	-584.26
	317	ELA_13	My min	156.47	-137.36	-610.15
	318	ELA_12	Mz max	-3143.85	1.91	627.06
	311	ELA_5	Mz min	-3065.31	-10.36	-826.61

– Le pieu est considérée soumis à la flexion composée , à l'aide des abaques de **WALTHER** on tire la section d'armature , on a :

Nmin=563 KN Mmax=898.91 KN.m

On tire :

m= $\frac{M}{\pi R^2 D B_w}$ = 0.022 n= $\frac{N}{\pi R^2 B_w}$ 0.016 Fa=$\frac{\omega\, \pi\, R^2\, fc_{28}}{\sigma_s}$

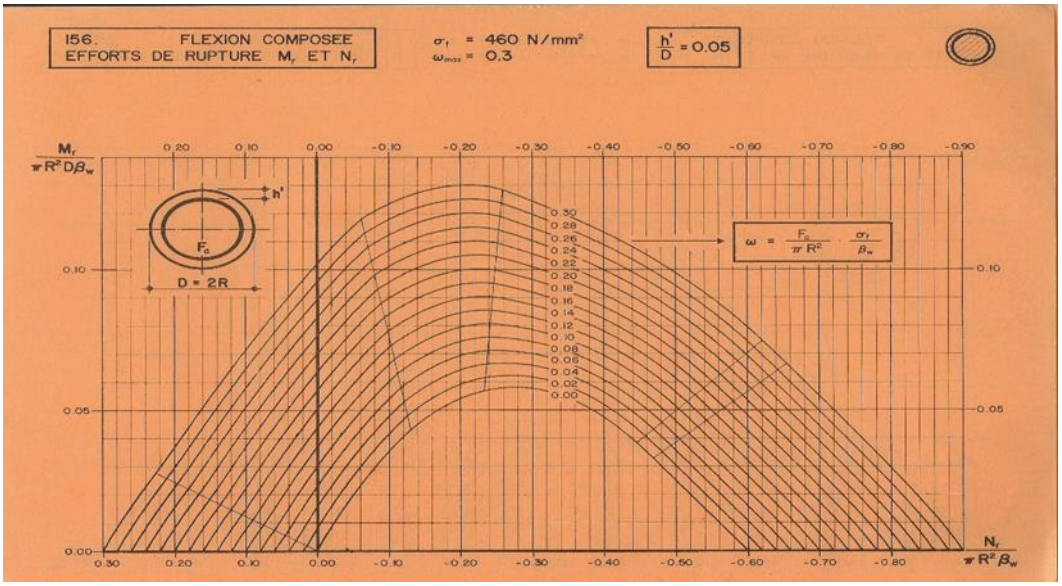


Figure IX-IX-9 abaque de WALTHER pour h/d=0.05

Pour h/d=0.05 et pour σ_s=460 Mpa on tire :

ω = 0.062 et pour σ_s=500 Mpa ω = 0.074 ce qui donne Fa = 50.21 cm²

❖ Vérification d'armature minimal

A_{smin} =0.50% B (selon RPOA) tels que B= 120²×π/4

A_{smin} = 56.54 cm² donc on prend $A_{s\,min}$

Soit **20 HA20** avec **e= 20 cm**

IX.11.1.6 Ferraillage transversal:

A_{sT}= $\frac{A_{sL}}{3}$ = 20.93 cm² soit **20HA14** avec **e=20 cm** en zone courante et **e = 15 cm** en zone critique.

IX.12 Ferraillage de la semelle

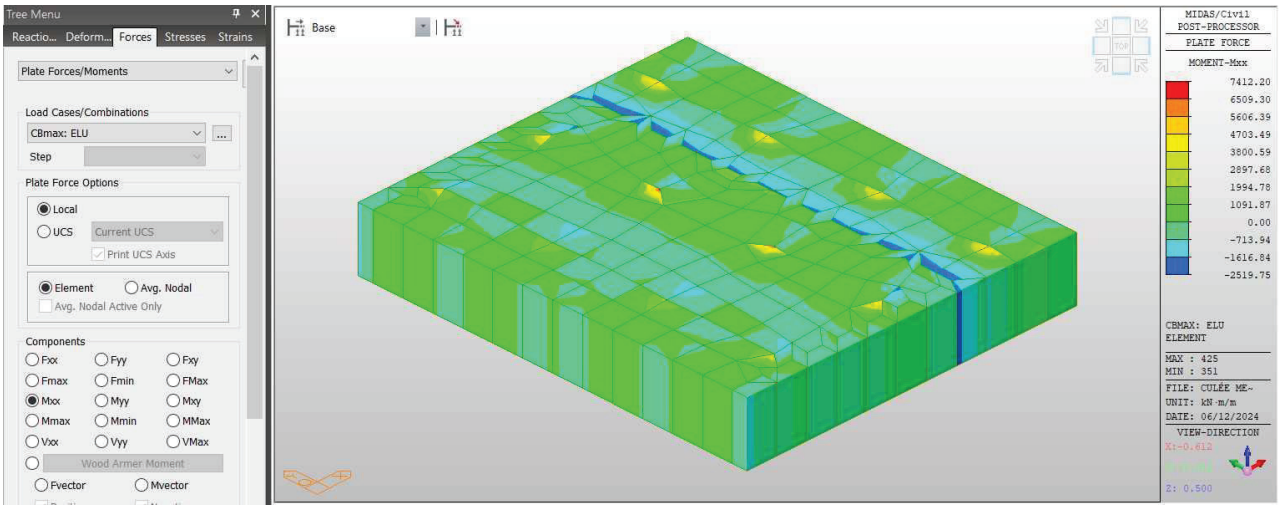


Tableau IX-31 Efforts agissants sur la semelle.

Moments (Kn.m/m)	ELS	ELU	ELA
Mxmax	2130.54	3800.59	3195.81
Mxmin	-1047.95	-1409.09	-1194.66
Mymax	618.51	1160.19	1065.27
Mymin	-389.91	-857.04	532.63

Figure IX-IX-10 distribution du moment Mxx_els pour l'élément plaque de la semelle

IX.12.1 résultats de calcul

Tableau IX-IX-32 évaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x . y-y

AS/sens	**∅(mm)**	**Espacement**	**Section/ml**	**% d'armateur ρ**
$A_{S\,x-x}$[nappe sup]	**HA32**	**15 cm**	**54.76 cm²/ml**	**0.27 %**
$A_{S\,x-x}$[nappe inf]	**HA25**	**15 cm**	**26.93 cm²/ml**	**0.13%**
$A_{S\,y-y}$[nappe sup]	**HA 25**	**20 cm**	**19.87 cm²/ml**	**0.1%**
$A_{S\,y-y}$[nappe inf]	**HA25**	**20 cm**	**19.87 cm²/ml**	**0.1%**
$A_{S\,z-z}$[armature latérale]	**HA12**	**e=25cm**	/	/

❖ **Application Numérique** (fissuration jugée préjudiciable)

Nappe inférieure suivant X-X :

$M_{ser} = 2.13$ MN. m/m ; $\bar{\sigma}_{bc}$ = 18.00 Mpa ; $\bar{\sigma}_{sc}$ =260 Mpa

b=1.00 m ; h=2.00m ;d=1.80 m

$x = \frac{15\times\bar{\sigma}_{bc}}{1\,5\times\bar{\sigma}_{bc}+\bar{\sigma}_{sc}} \times d = 0.91$ m ; $z = d - \frac{x}{3} = 1.496$ m

$M_1 = 0.5\times b\times x\times\bar{\sigma}_{bc} \times z = 12.20$ MN.m

$M_1 \geq M_{ser} \rightarrow$ sections sans acier comprimée (S.S.A.C)

$A_{serth} = \frac{M_{ser}}{z\times\bar{\sigma}_{sc}} = 54.76$ cm²/ml.

$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 19.87$cm² $\leq A_{serth} \rightarrow A_{serth} \geq 54.76$ cm²/ml.

IX.13 Ferraillage des éléments de la culée

IX.13.1 Ferraillage de mur garde grève

Tableau IX-33 Evaluation des efforts agissant sur le mur garde grève.

Moments (Kn.m/m)	ELS	ELU	ELA
Mxmax	105.91	89.51	
Mxmin	-144.77	-175.689	
Mymax	48.42	70.02	
Mymin	-247.35	-331.10	

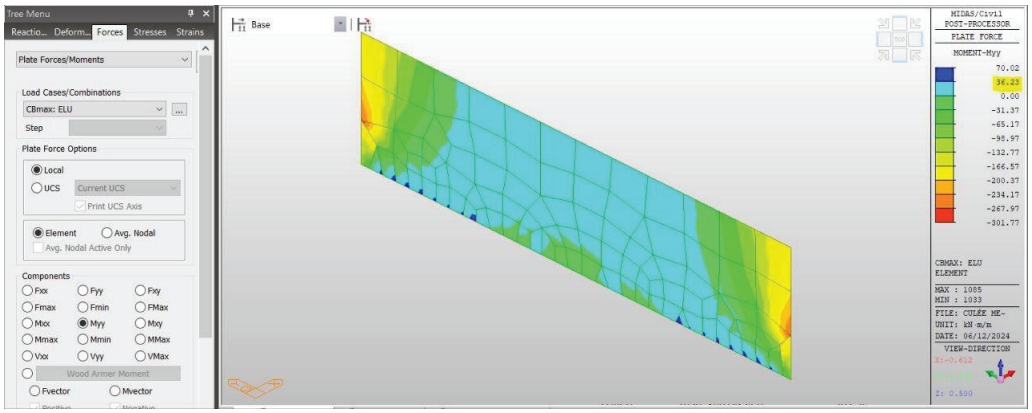


Figure IX-11 Mur garde grève [MIDAS CIVIL].

Tableau IX-34 Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x , y-y.

AS/sens	∅(mm)	Espacement(cm)	Section/ml	% d'armateur ρ
$A_{S\,x-x}$[côté remblais]	25	15	25 cm²/ml	0.50
$A_{S\,x-x}$[côté extérieure]	25	15	25 cm²/ml	0.50
$A_{S\,y-y}$[côté remblais]	25	15	25 cm²/ml	0.50
$A_{S\,y-y}$[côté extérieure]	25	15	25 cm²/ml	0.50

AN :

section côté remblai X-X :

$M_{ser} = -0.247$ MN. m/m ; $\bar{\sigma}_{bc}$ = 18.00 Mpa ; $\bar{\sigma}_{sc}$ =260 Mpa

b=1.00 m; h=0.50 m; d=0.45 m

$x = \frac{15\times\bar{\sigma}_{bc}}{15\times\bar{\sigma}_{bc}+\bar{\sigma}_{sc}} \times d = 0.50$ m; $z = d - \frac{x}{3} = 0.28$ m

$M_1 = 0.5\times b\times x\times\bar{\sigma}_{bc} \times z = 1.26$ MN.m/m

$M_1 \geq M_{ser} \rightarrow$ sections sans acier comprimée (S.S.A.C)

$$A_{serth} = \frac{M_{ser}}{z \times \bar{\sigma}_{sc}} = 20.19 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 4.96 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_{serth}$$

Par conséquent :

$A_{serth} \geq 20.19 \text{ cm}^2/\text{ml}$

IX.13.2 Ferraillage de mur frontal

Tableau IX-35 Evaluation des efforts agissant sur le mur frontal.

Moments (Kn.m/m)	ELS	ELU
Mxmax	1048.89	1400.00
Mxmin	-1858.62	-2580.94
Mymax	1383.48	1689.31
Mymin	-4811.73	-6020.56

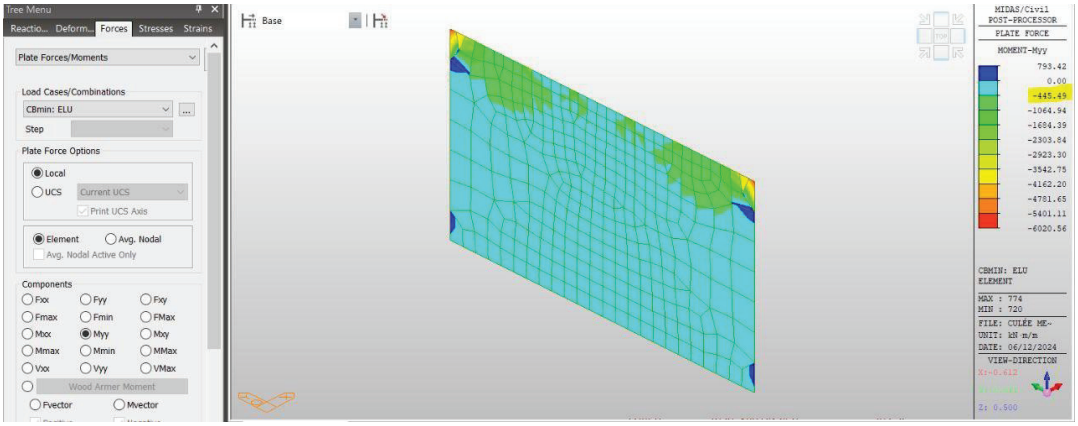


Figure IX-12 Mur frontal [MIDAS CIVIL].

Tableau IX-36 Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x , y-y.

AS/sens	∅(mm)	Espacement(cm)	Section/ml	% d'armateur ρ
$A_{S\,x-x}$[côté remblais]	HA32	15	47.8 cm²/ml	0.24
$A_{S\,x-x}$[côté extérieure]	HA32	25	26.56 cm²/ml	0.13
$A_{S\,y-y}$[côté remblais]	HA32/deux nappes	12	123.74 cm²/ml	0.62
$A_{S\,y-y}$[côté extérieure]	HA32	20	35.58 cm²/ml	0.17

AN :

section côté remblai X-X :

$M_{ser} = -1.86$ MN. m/m ; $\bar{\sigma}_{bc}$ = 18.00 Mpa ; $\bar{\sigma}_{sc}$ =260 Mpa

b=1.00 m; h=2.00 m; d=1.80 m

$x = \frac{15\times\bar{\sigma}_{bc}}{1\,5\times\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{sc}} \times d$ = 0.91 m; $z = d - \frac{x}{3}$ = 1.496 m

M_1=0.5×b×x×$\bar{\sigma}_{bc}$ × z = 12.25 MN.m/m

$M_1 \geq M_{ser} \rightarrow$ sections sans acier comprimée (S.S.A.C)

$A_{serth} = \frac{M_{ser}}{z\times\bar{\sigma}_{sc}}$ = 47.8 cm²/ml.

$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d$ = 4.96 cm²/ml≤ A_{serth}

Par conséquent :

$A_{serth} \geq$ 47.80 cm²/ml

IX.13.3 Ferraillage de mur en retour

Tableau IX-37 Evaluation des efforts agissant sur le mur frontal.

Moments (Kn.m/m)	ELS	ELU
Mxmax	915.94	1118.96
Mxmin	-99.75	-126.80
Mymax	628.32	807.34
Mymin	-160.53	-211.77

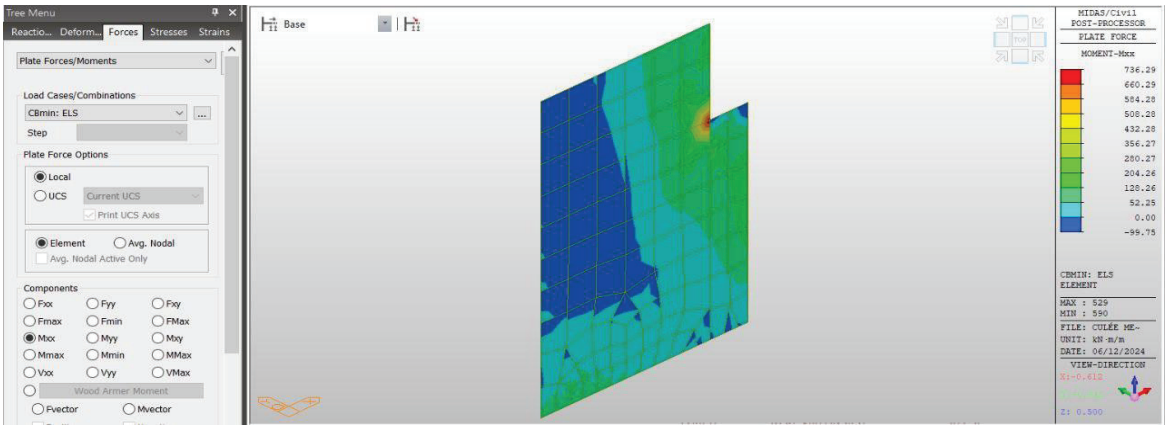


Figure IX-13 Mur en retour [MIDAS CIVIL].

Tableau IX-38 Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x . y-y

AS/sens	$\emptyset(mm)$	Espacement(cm)	Section/ml	% d'armateur ρ
$A_{S\,x-x}$[côté remblais]	HA32/deux nappes	15	96.48 cm²	1.92 %
$A_{S\,x-x}$[côté extérieure]	HA25	25	15.7 cm²	0.31%
$A_{S\,y-y}$[côté remblais]	HA32/deux nappes	20	66.50 ²cm	1.32%
$A_{S\,y-y}$[côté extérieure]	HA25	25	15.70 cm²	0.31%

AN :

section côté remblai X-X :

$M_{ser} = -1.86$ MN. m/m ; $\bar{\sigma}_{bc}$ = 18.00 Mpa ; $\bar{\sigma}_{sc}$ =260 Mpa

b=1.00 m; h=0.50 m; d=0.91m

$x = \frac{15\times\bar{\sigma}_{bc}}{15\times\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{sc}} \times d$ = 0.91 m ; $z = d - \frac{x}{3}$ = 1.496 m

M_1=0.5×b×x×$\bar{\sigma}_{bc}$ × z = 12.25 MN.m/m

$M_1 \geq M_{ser} \rightarrow$ sections sans acier comprimée (S.S.A.C)

$A_{serth} = \frac{M_{ser}}{z\times\bar{\sigma}_{sc}}$ = 47.8 cm²/ml.

$A_{(C.N.F)} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d$ = cm²/ml≤ A_{serth}

Par conséquent :

$A_{serth} \geq$ 47.80 cm²/ml

CHAPITRES X

L'INTERACTION RAIL STRUCTURE

CHAPITRE X INTERACTION RAIL STRUCTURE

X.1 Introduction à l'IRS

Avec le développement récent des trains à grande vitesse dans le monde, l'interaction structurelle joue un rôle important dans l'estimation de l'impact des rails sur le pont et dans la conception optimale du système de pont pour le passage sûr des trains sans perturber le confort des passagers. La norme UIC 774-3, l'Eurocode en 1991-2, RDSO, le code coréen, l'ACI, et diverses normes et directives fournissent des méthodologies pour considérer les problèmes d'interaction rail-pont dans la conception et l'analyse des ponts ferroviaires. Ces directives prennent en compte les interactions dynamiques entre les trains et les ponts, ce qui peut affecter la contrainte, le déplacement et la stabilité du rail lors du passage des trains. Basées sur des études expérimentales et numériques, ces directives fournissent des valeurs limites pour la contrainte, le déplacement et la stabilité du rail afin d'assurer une performance sûre et fiable des ponts ferroviaires. Ces valeurs limites sont dérivées pour prévenir des déformations excessives et des contraintes dans le rail qui pourraient entraîner une défaillance du rail ou d'autres composants du pont.

X.1.1 Qu'est-ce que l'interaction rail-structure

L'interaction rail-structure (IRS) est un phénomène complexe qui se produit entre le rail et la structure lorsqu'un rail soudé continu (LRS) est utilisé sur une voie ferrée. Contrairement aux rails conventionnels, les LRS sont des rails continus, donc chaque déplacement qui se produit sur les ponts et les rails est influencé par l'autre en raison de la charge du train (direction verticale et longitudinale) et des changements de température. En raison de ces effets de suivi, des problèmes de sécurité tels que le flambage ou la rupture peuvent se produire. Par conséquent, lors de l'utilisation de LRS, il est nécessaire de considérer le type de voie du train ou la voie (rail de ballast, rail de dalle en béton, etc.). De nombreux paramètres influencent l'interaction rail-structure. Dans la plupart des cas, les effets des changements de température, de l'accélération/freinage et de la courbure due à la charge verticale jouent un rôle important.

X.2 Actions et exigences de calcul

X.2.1 Actions à considérer

(Actions Selon UIC 774-3)

Pour les charges de conception, l'analyse de l'interaction rail structure concentre sur les clés suivantes :

- Rail :
  - Les forces additionnelles dans les rails et les contraintes résultantes due aux combinaisons des effets de la température, de actions verticales et des actions de freinage/démarrage ;
  - Le déplacement relatif entre les rails et le tablier sous ces effets pour assurer la stabilité du ballast ;
- Pont :
  - Les forces additionnelles dans l'infrastructure incluant les fûts, les semelles et les pieux ;

X.2.1.1 Température

La température de référence pour un pont est la température du tablier à laquelle les rails sont fixés.

Par rapport à cette valeur, les variations de température du pont n'excèdent pas ± 35° C pour le tablier et celles du rail ± 50°C.

La différence de température entre le tablier et les rails n'excède pas ± 20°C.

En cas d'absence d'appareilles de dilatation (AD) en considère seulement les variations de de température du tablier. Dans le cas de longs rails soudés sans AD, une variation de température des rails n'entraîne pas de déplacement de la voie et c'est pourquoi il n'y a pas d'effet d'interaction provenant de la variation de température de la voie.

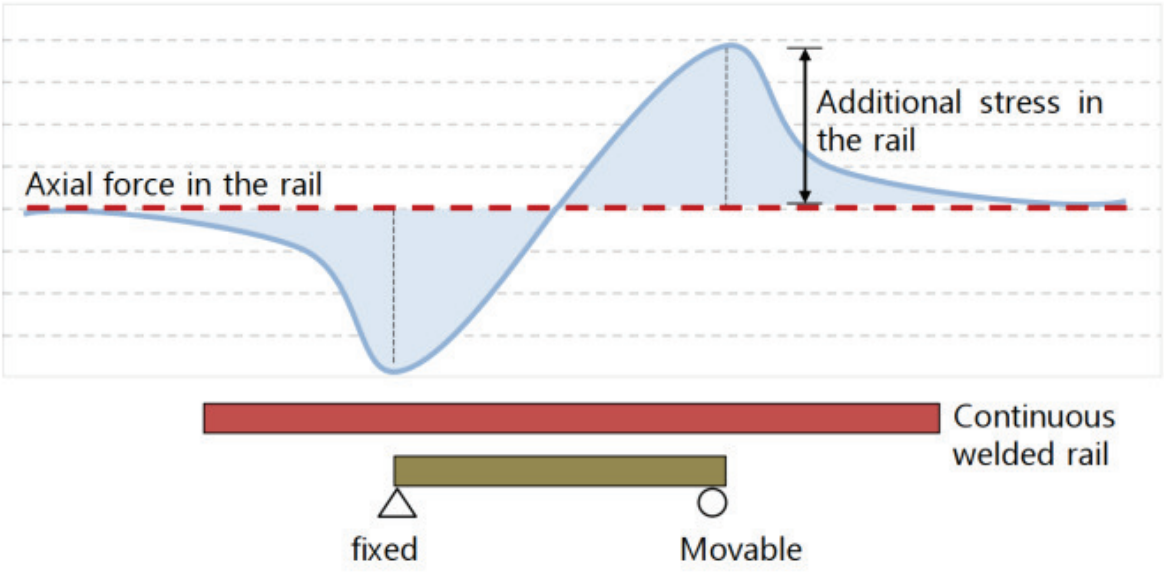


Figure X-1 Les efforts axiale dans LRS [MIDAS.COM]

X.2.1.2 Actions verticales

Les charges verticales d'exploitation génèrent une flexion du tablier et donc une rotation des sections d'extrémité, avec un déplacement de l'arête supérieure d'about du tablier. Les charges peuvent être appliquées sur le tablier, sur la plate-forme aux deux extrémités du tablier, ou à une extrémité seulement et les phénomènes de rotation et de déplacement s'appliquent sous convois de charge théoriques comme sous trains réels, spécialisés.

Ces effets sont à considérer pour chacun des appuis d'extrémité du tablier, et ont une incidence différente suivant que le tablier est du type à poutres par dessous ou à poutres latérales.

X.2.1.3 Actions due à la traction et le frienage

Lorsque le véhicule circule le long du rail, en fonction du type de véhicule, de la charge longitudinale et de la direction de déplacement due à l'accélération et au freinage du véhicule, il essaiera de déplacer le rail dans la direction du mouvement. Des forces de résistance longitudinales sont générées par le déplacement longitudinal du rail en raison des forces de freinage et d'accélération.

Conformément à l'UIC 774-3, la charge de freinage/accélération suivante doit être considérée pour l'IRS.

- Accélération : qlak= 33 kN/m par voie, avec L x qlak ≤ 1000 kN
- Freinage : qlbk= 20 kN/m par voie, avec L x qlbk ≤ 6000 kN

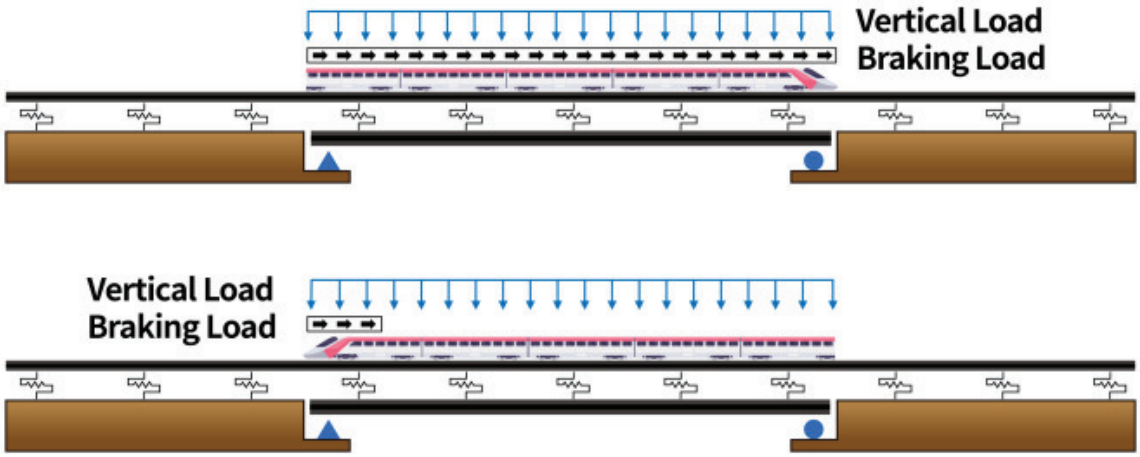


Figure X-2 Actions des forces de freinage et d'accélération sur le pont [MIDAS.COM].

X.3 Exigences de calcul IRS

X.3.1.1 Contraintes supplémentaires admissible dans les LRS

Les Contraintes supplémentaires admissibles dans les LRS

- Compression : 72.00 MPa ;
- Traction : 92.00 MPa.

Sous conditions que :

- Rails UIC 60 ;
- Nuance d'acier minimale = 900 MPa ;
- Rayon horizontal ≥ 1 500.00 m ;
- Voies ballastées avec traverses lourdes en béton, espacées au maximum de 65.00 cm ;
- Epaisseur du ballast sous traverses ≥ 30.00 cm ;

Lorsque les conditions ci-dessus ne sont pas satisfaits, il convient de procéder à une étude particulière ou de prendre des mesures supplémentaires.

X.3.1.2 Déplacements relatifs et absolus

Sous l'effet de l'accélération et du freinage.

- Le déplacement longitudinal relatif entre deux tabliers consécutifs, ou entre l'extrémité d'un tablier et la culée adjacente (δ_B) ne doit pas dépasser :
  - 05.00 mm en cas d'absence d'AD ;
  - 30.00 mm si nous avons un AD ou plus.
- Le déplacement entre les rails et le tablier ou la plateforme ne doit pas dépasser 4.00 mm.

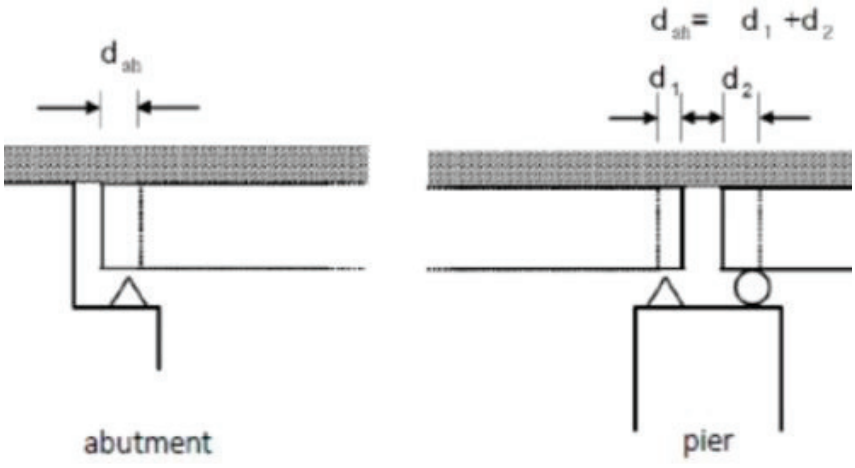


Figure X-3 Déplacements relatifs et absolus.

En cas de présence d'AD et que $\delta_B \geq 30.00\ mm$, nous devons ajouter des dispositifs coupe-ballast permettant la dilatation.



Figure X-4 Appareille de dilatation.

X.3.1.3 Rotations d'extrémité du tablier

Dans le cas de voies ballastées avec longs rails soudés continus, le déplacement horizontal admissible de l'arête supérieure à l'extrémité du tablier ou entre les arêtes supérieures aux extrémités de 2 tabliers consécutifs sous l'effet de la flexion verticale est limitée à 8.00 mm.

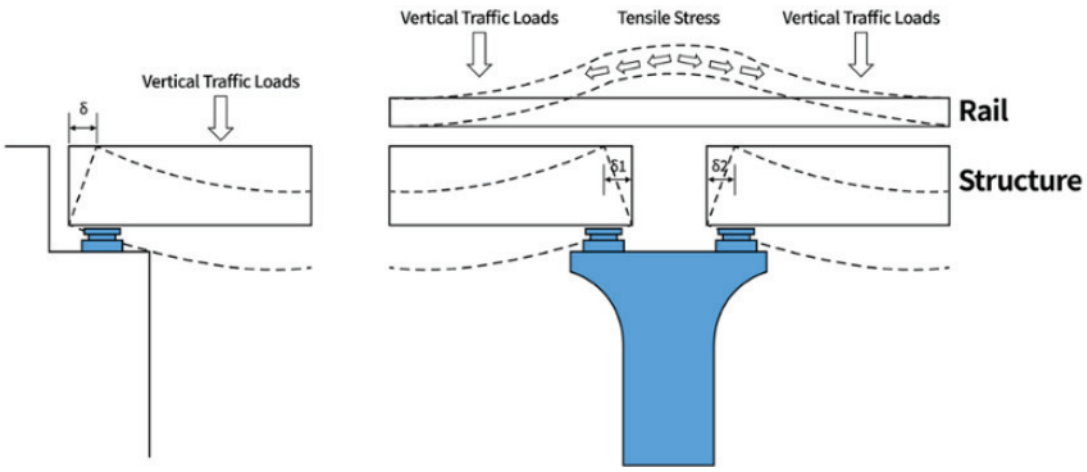


Figure X-5 Rotations d'extrémité du tablier.

Pour un tablier à une voie, cette rotation est déterminée sous le schéma de charge 71, multiplié par le coefficient de majoration dynamique de UIC 776-1 § 2.4.2.
Dans le cas d'un tablier à plusieurs voies, 2 voies sont chargées au maximum.

X.4 IRS avec MIDAS CIVIL ASsisatant (RSI wizard)

Pour l'étude de l'interaction rail-structure (IRS) de notre ouvrage, nous avons utilisé l'option (RSI Wizard) dans MIDAS Civil.



Le wizard est divisé en plusieurs sections

X.4.1 Layout Tab

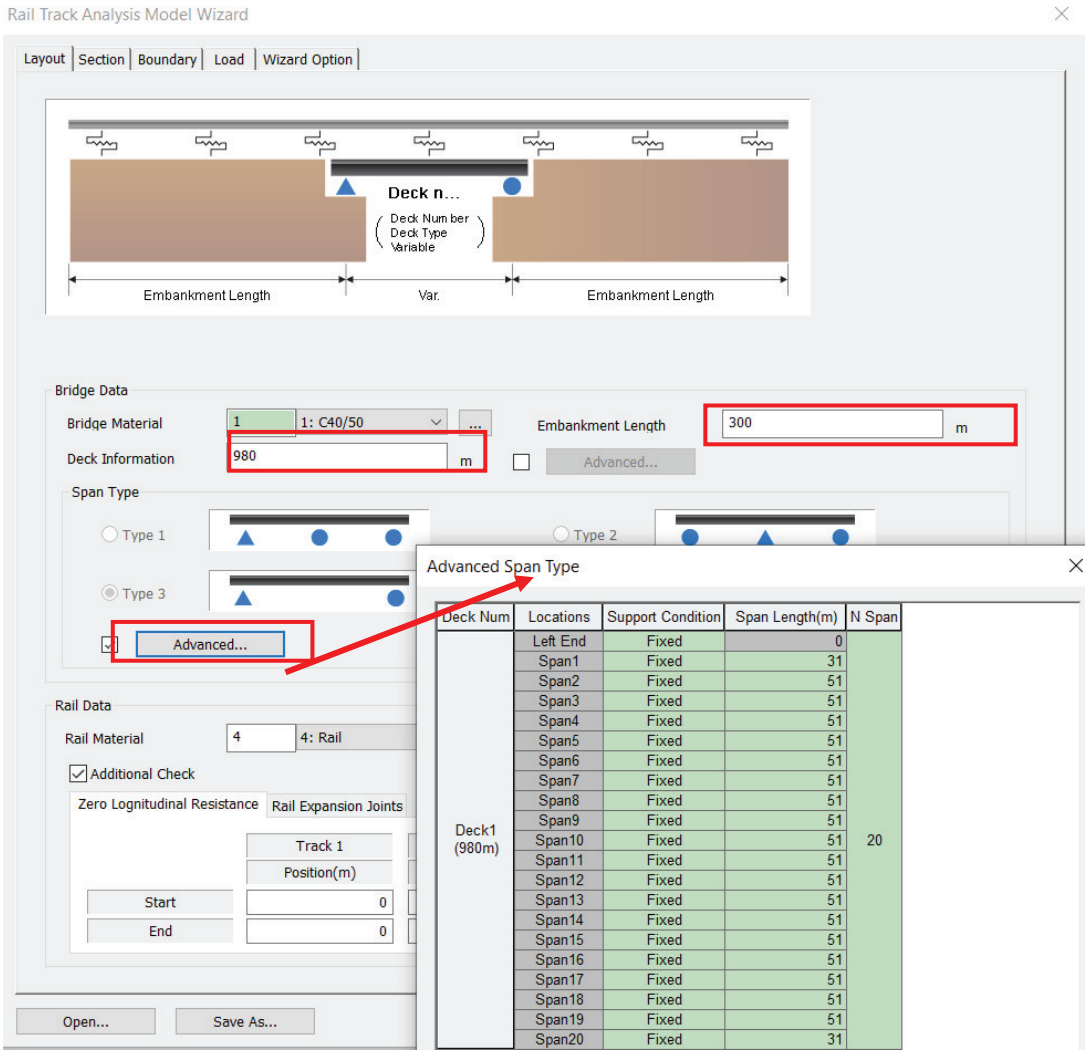


Figure X-6 RSI Wizard, latout tab.

X.4.2 Section Tab

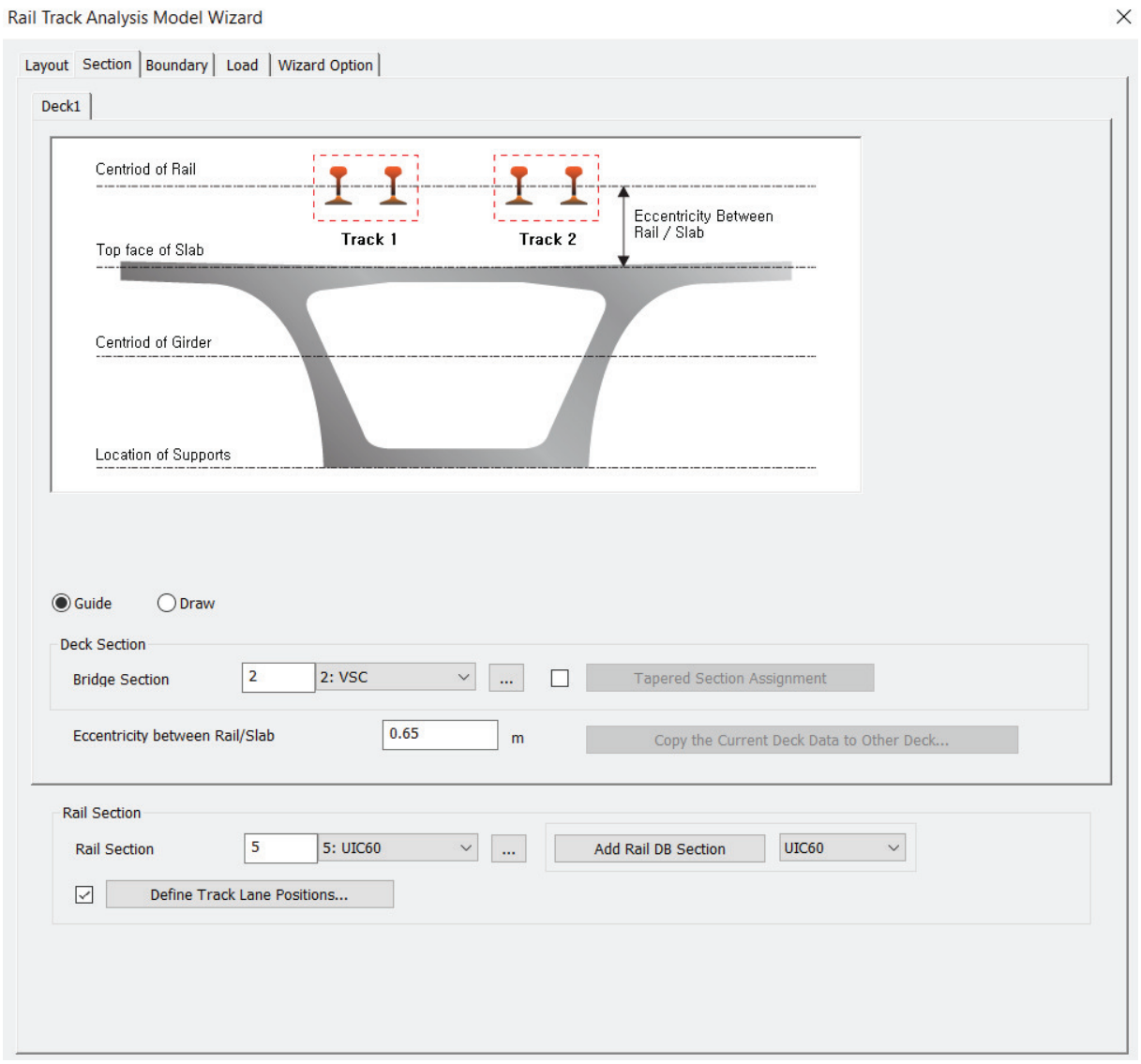


Figure X-7 RSI Wizard section tab.

X.4.3 Boundary Tab

L'option boundary définit les conditions aux limites des modèles d'éléments. Il fournit des types de ressorts et de roulements. L'entrée essentielle dans les deux cas est la rigidité horizontale. L'option Guide montre la différence entre les types et permet également à l'utilisateur de vérifier les autres conditions aux limites à l'avance.

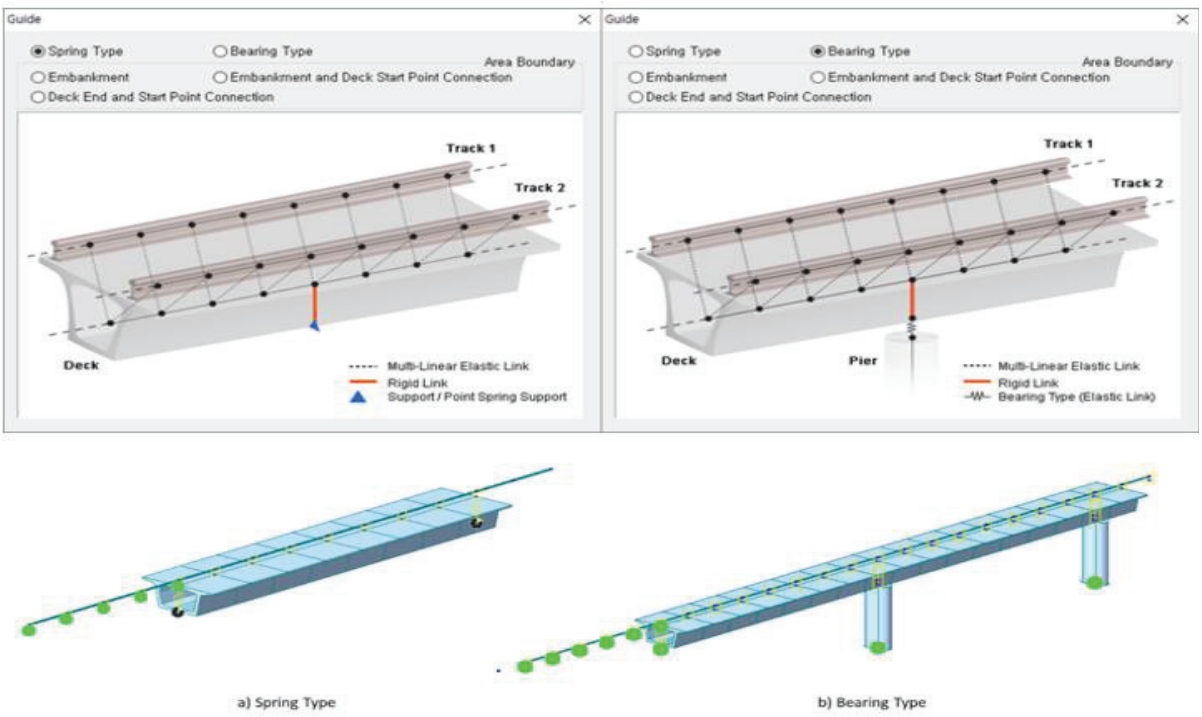
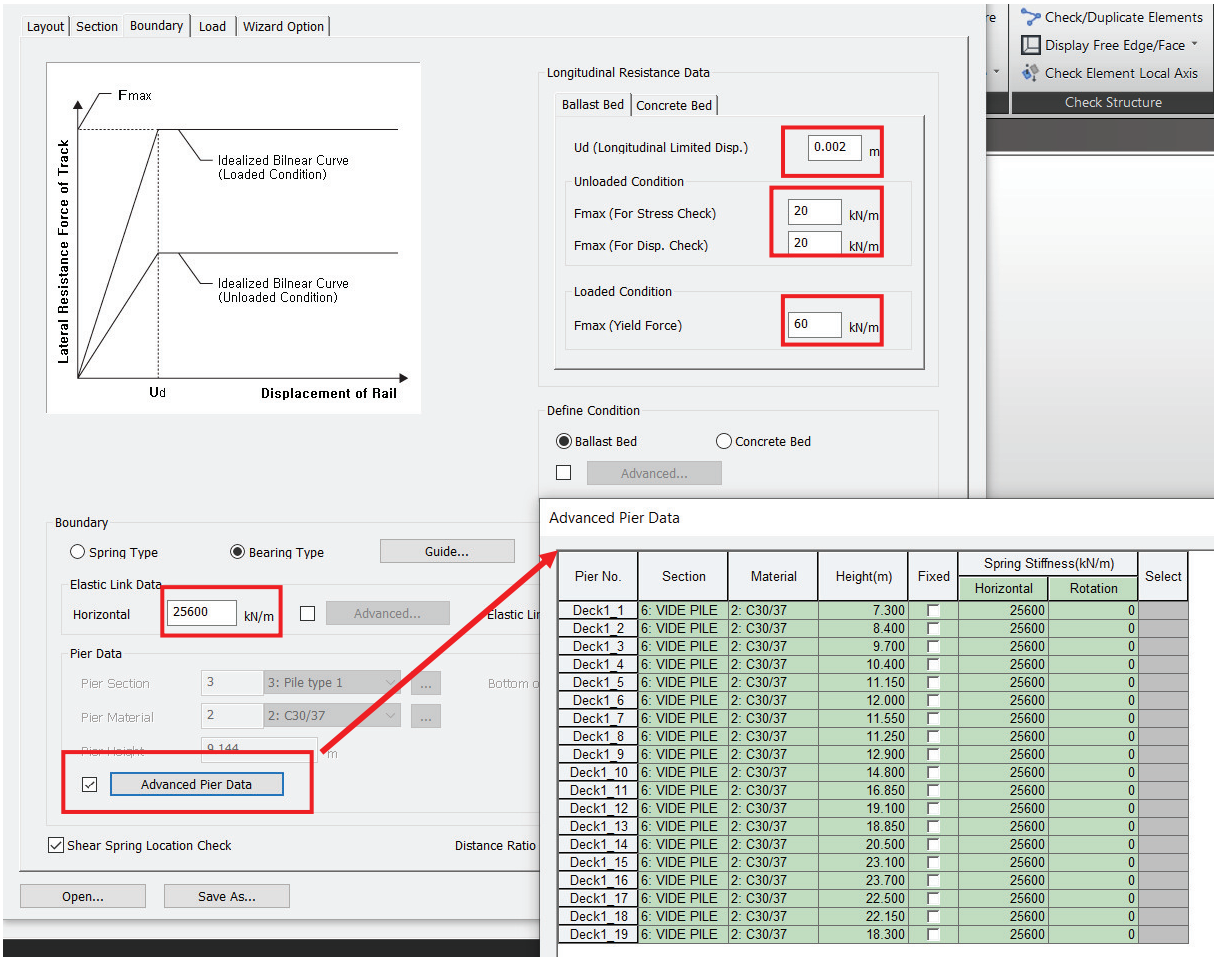


Figure X-8 Boundary Types, Spring(left) & Bearing(right).



Pier No.	Section	Material	Height(m)	Fixed	Spring Stiffness(kN/m)		Select
					Horizontal	Rotation	
Deck1_1	6: VIDE PILE	2: C30/37	7.300		25600	0	
Deck1_2	6: VIDE PILE	2: C30/37	8.400		25600	0	
Deck1_3	6: VIDE PILE	2: C30/37	9.700		25600	0	
Deck1_4	6: VIDE PILE	2: C30/37	10.400		25600	0	
Deck1_5	6: VIDE PILE	2: C30/37	11.150		25600	0	
Deck1_6	6: VIDE PILE	2: C30/37	12.000		25600	0	
Deck1_7	6: VIDE PILE	2: C30/37	11.550		25600	0	
Deck1_8	6: VIDE PILE	2: C30/37	11.250		25600	0	
Deck1_9	6: VIDE PILE	2: C30/37	12.900		25600	0	
Deck1_10	6: VIDE PILE	2: C30/37	14.800		25600	0	
Deck1_11	6: VIDE PILE	2: C30/37	16.850		25600	0	
Deck1_12	6: VIDE PILE	2: C30/37	19.100		25600	0	
Deck1_13	6: VIDE PILE	2: C30/37	18.850		25600	0	
Deck1_14	6: VIDE PILE	2: C30/37	20.500		25600	0	
Deck1_15	6: VIDE PILE	2: C30/37	23.100		25600	0	
Deck1_16	6: VIDE PILE	2: C30/37	23.700		25600	0	
Deck1_17	6: VIDE PILE	2: C30/37	22.500		25600	0	
Deck1_18	6: VIDE PILE	2: C30/37	22.150		25600	0	
Deck1_19	6: VIDE PILE	2: C30/37	18.300		25600	0	

Figure X-9 RSI Wizard Boundary Tab

X.4.4 Load Tab

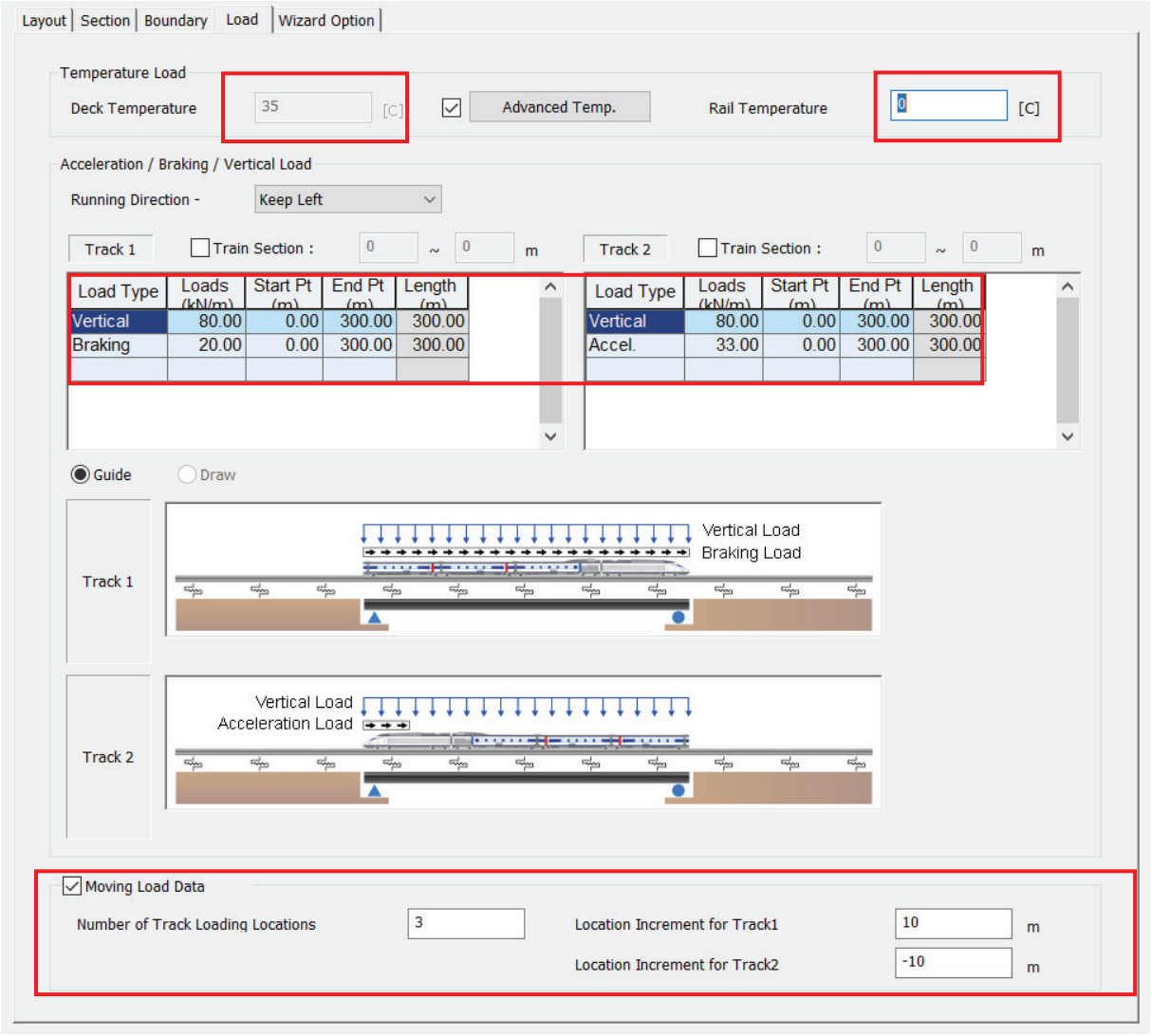
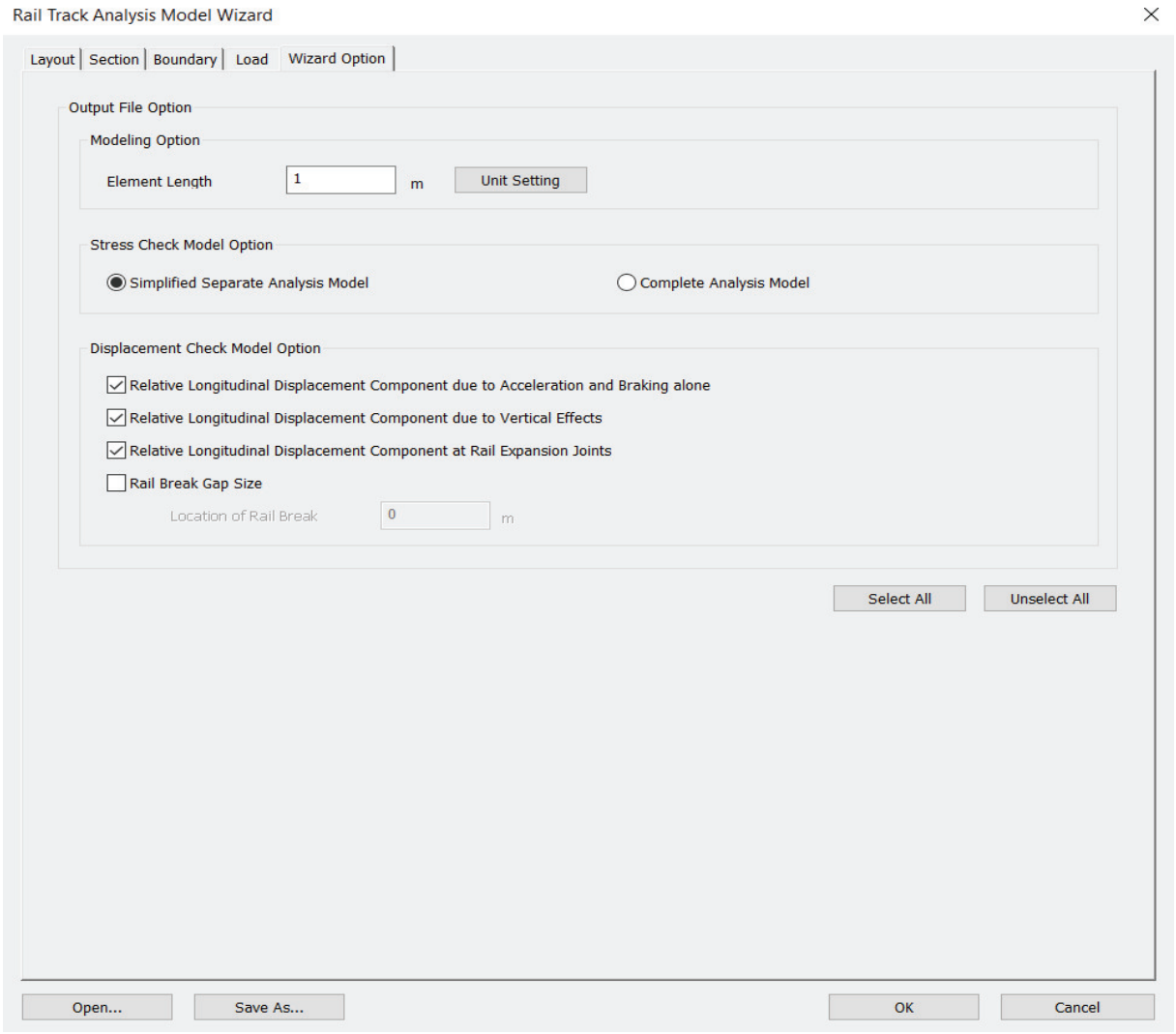


Figure X-10 RSI Wizard Load Tab.

X.4.5 Wizard Option Tab



Après avoir atteint ce point, cliquez sur OK. L'assistant va générer les modèles nécessaires pour le calcul d'interaction. Nous allons vous montrer ci-dessous les modèles générés par l'assistant RSI.

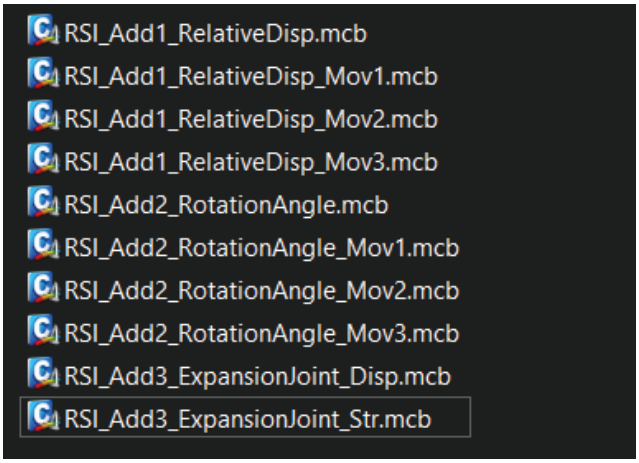


Figure X-11 Les modèles générés par le WIZARD.

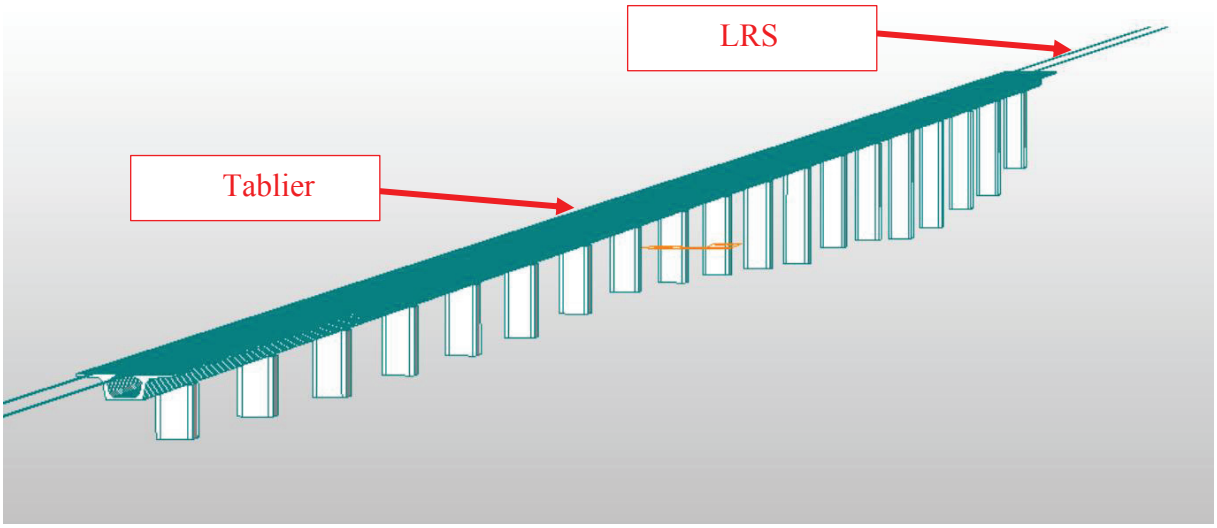


Figure X-12 Modèle global.

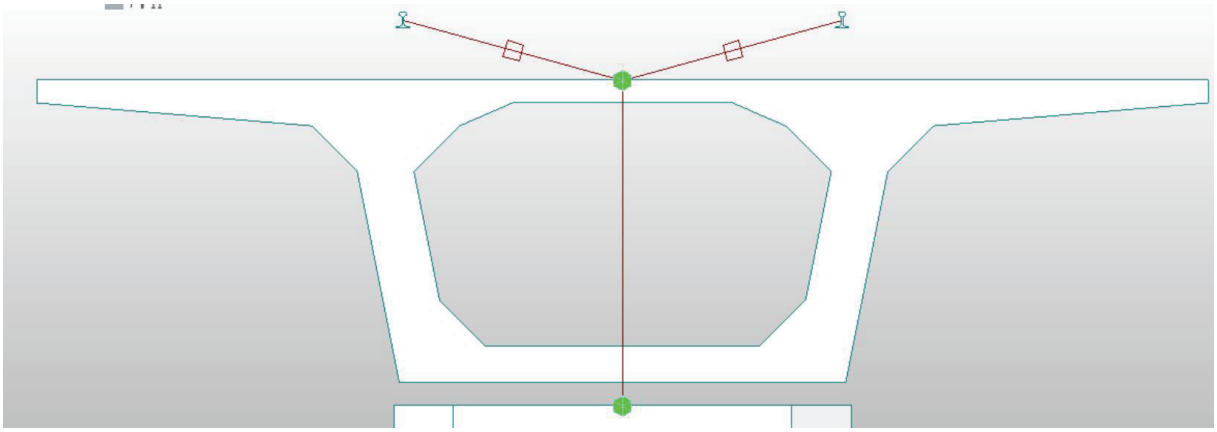


Figure X-13 Les liaisons crée par l'RSI WIZARD.

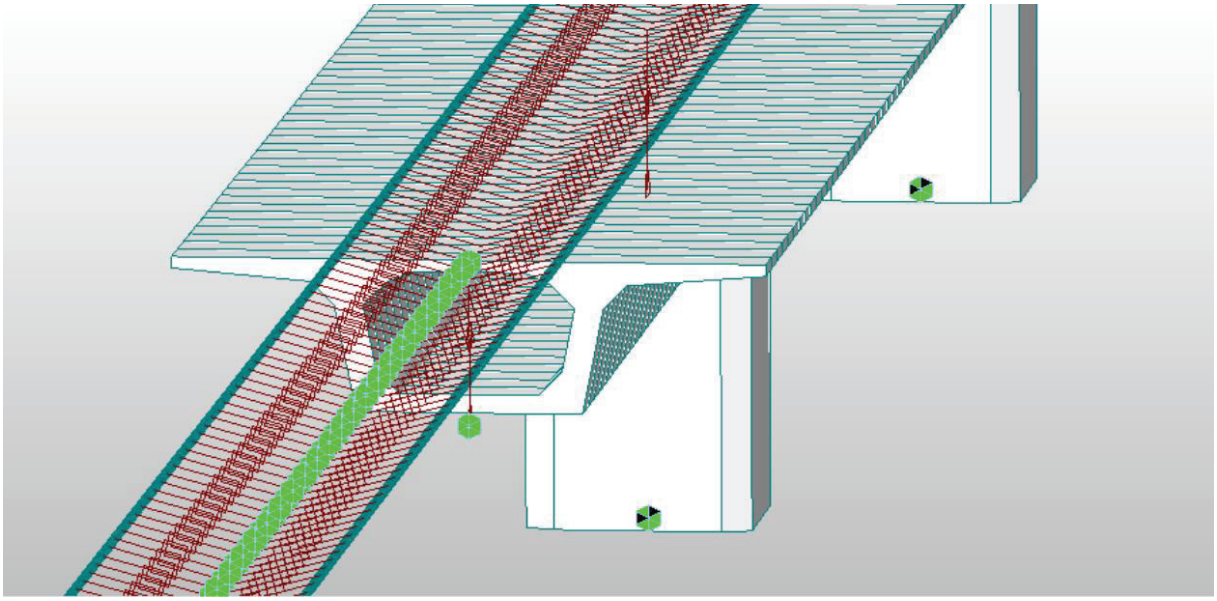


Figure X-14 Vue en perspective du modèle.

Et maintenant, nous arrivons à la dernière étape, qui consiste à assembler les résultats. Nous examinerons les contraintes admissibles sur le rail ainsi que les déplacements admissibles. Cette étape peut être fournie par la fonction du wizard. Les résultats du rapport seront mentionnés dans les prochaines étapes.

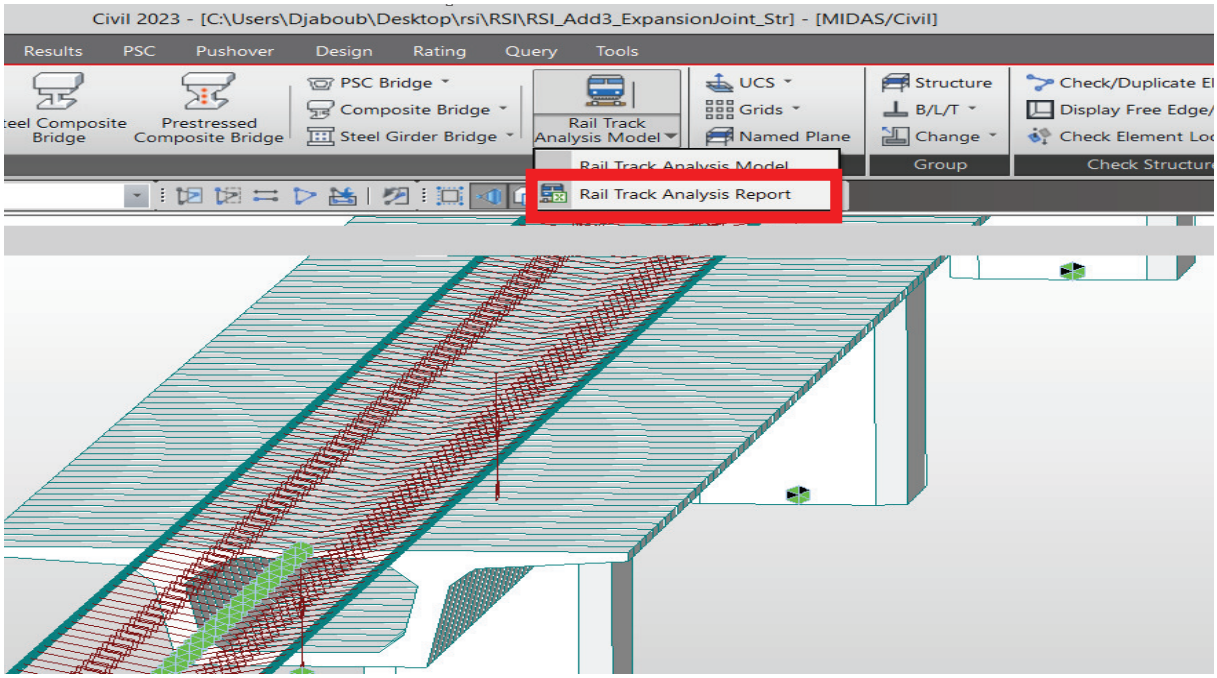


Figure X-15 La fonction du "Rail Track Analysis Report".

X.5 Les résultats de l'IRS

X.5.1 Contraintes dans le rail dues à la température

Max tensile Stress in Rail 1=	74.2154	Mpa
Max Compressive Stress in Rail 1=	74.2154	Mpa
Max tensile Stress in Rail 2=	74.2154	Mpa
Max Compressive Stress in Rail 2=	74.2154	Mpa

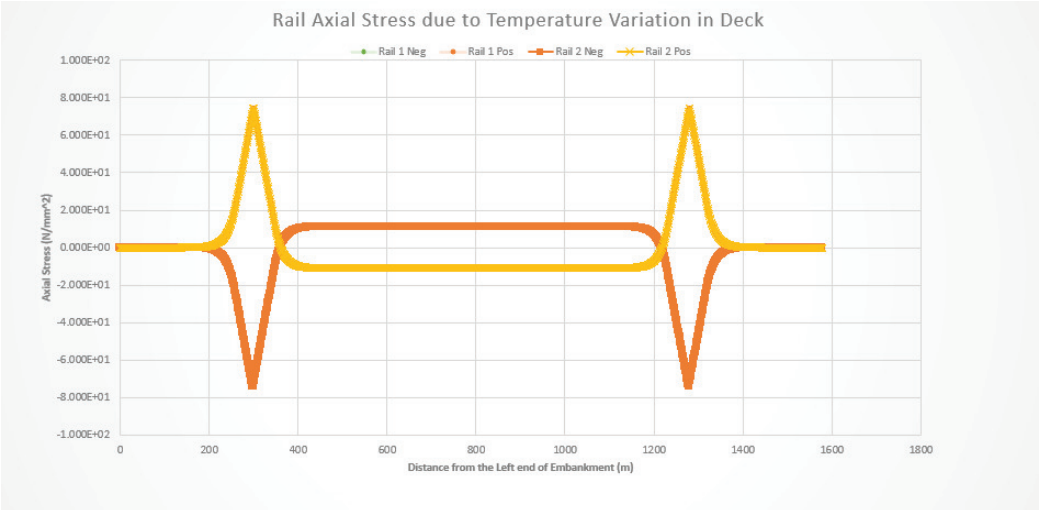


Figure X-16 Contraintes dans le rail dues à la température

X.5.2 Contraintes dans le rail dues à la traction et frienage

Max tensile Stress in Rail =	31.7473 Mpa
Max Compressive Stress in Rail =	31.7473 Mpa



Figure X-17 Contraintes dans le rail dues à la flexion verticale.

X.5.3 Contraintes dans le rail dues flexion vertical

Max tensile Stress in Rail =	1.54659 Mpa
Max Compressive Stress in Rail =	1.54659 Mpa

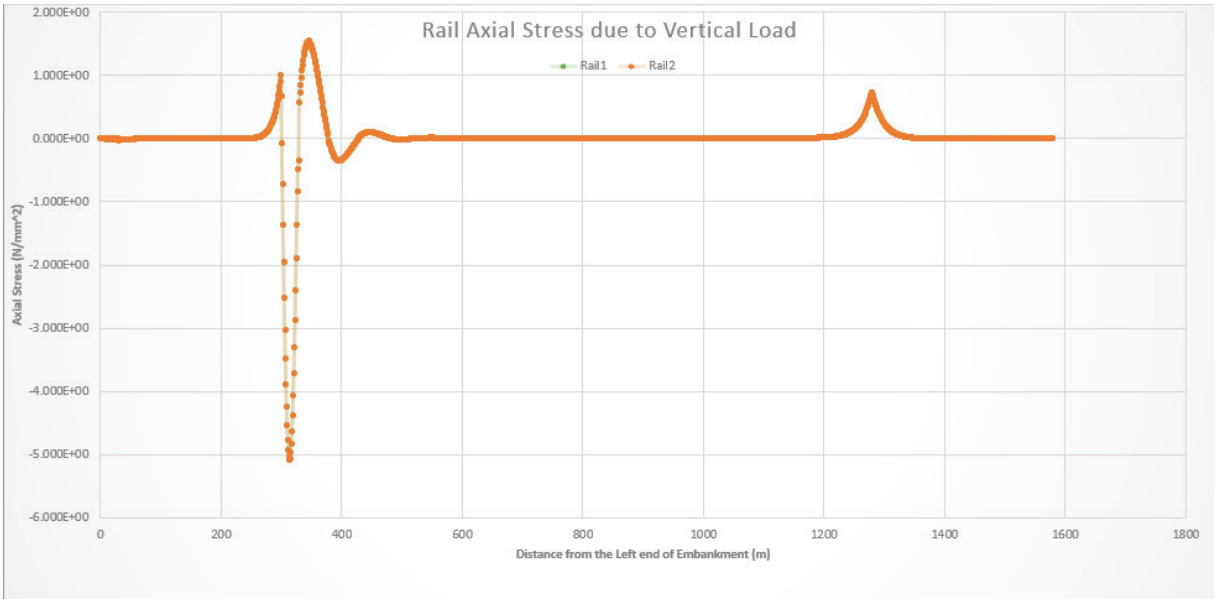


Figure X-18 Contraintes dans le rail dues à la température, freinage-traction et à l'effet vertical

X.5.4 Contraintes dans le rail dues à la température, freinage-traction et à l'effet vertical

Max tensile Stress in Rail =	106.973 Mpa	>92Mpa Hence NG
Max Compressive Stress in Rail =	106.973 Mpa	>72Mpa Hence NG

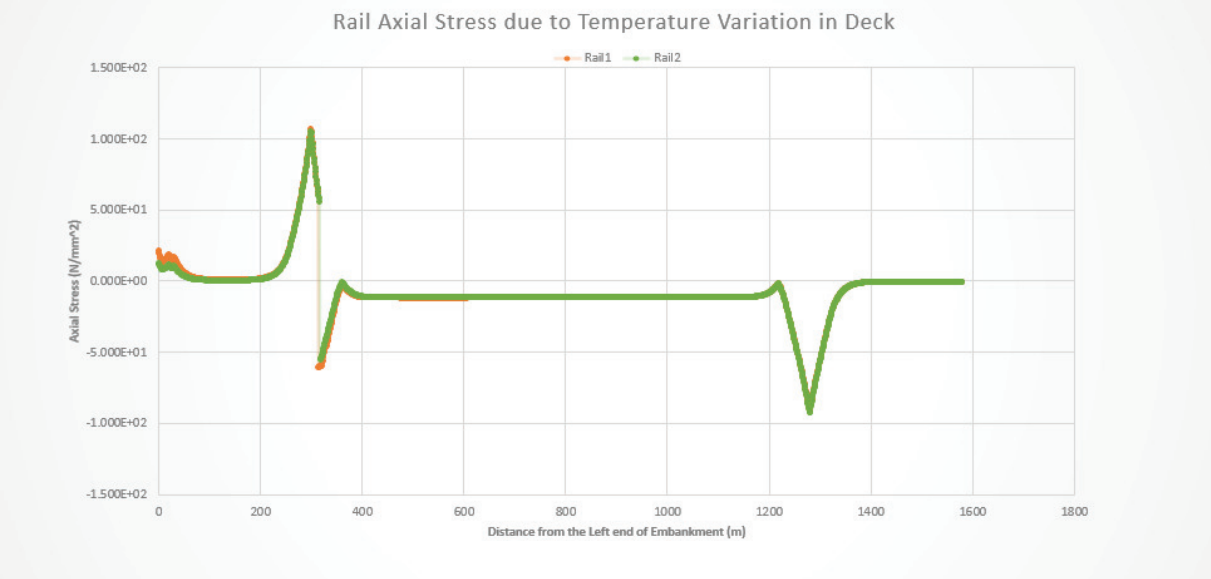


Figure X-19 Contraintes dans le rail dues à la température, freinage-traction et à l'effet vertical.

X.5.5 Déplacement horizontal absolu du tablier dues au freinage et traction

Max deformation=	5.3764 mm	>5mm Hence NG

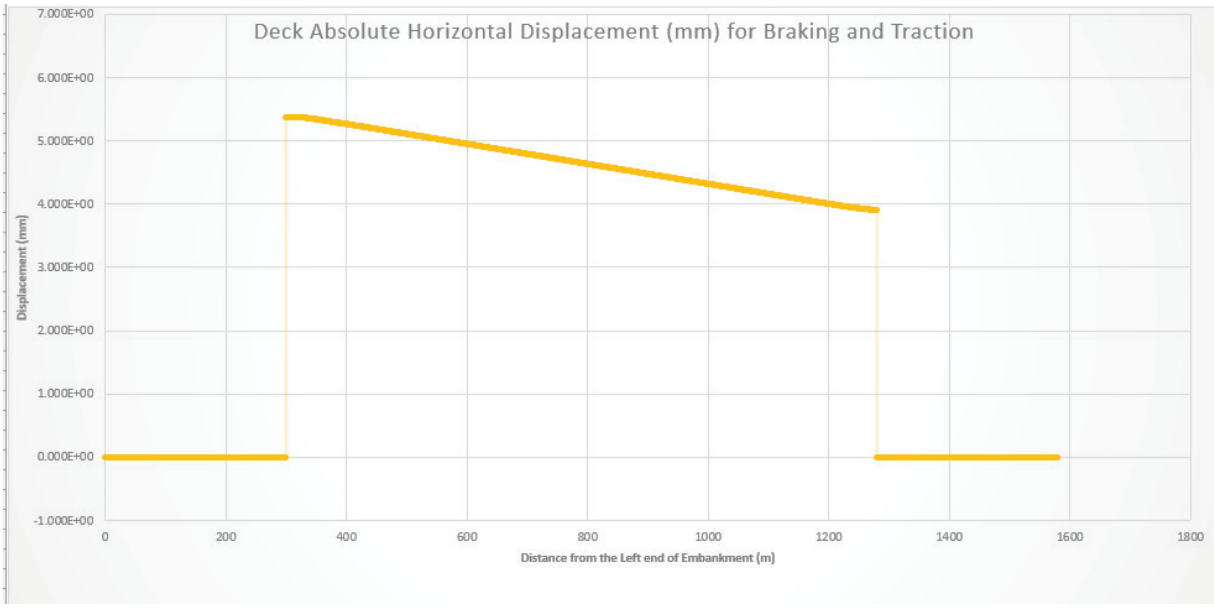


Figure X-20 Déplacement horizontal absolu du tablier dues au freinage et traction.

X.5.6 Déformation horizontale relative entre le Rail 1 et le tablier due au freinage et à la traction :

Max deformation= 5.56099 mm >4mm Hence NG as per UIC 774-3R, Cl 1.72

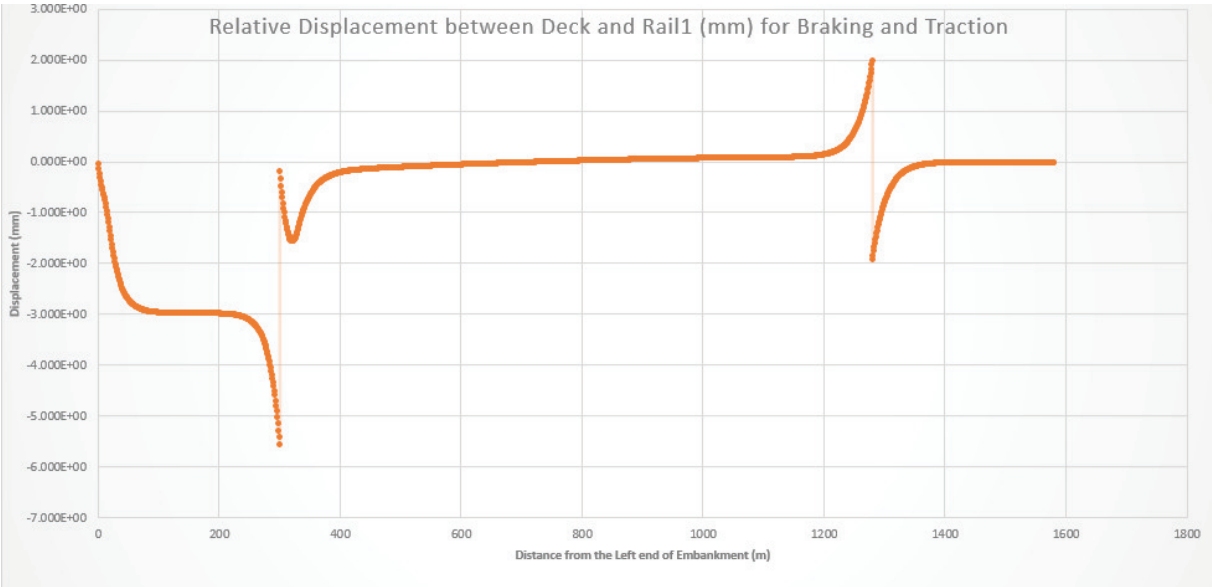


Figure X-21 Déformation horizontale relative entre le Rail 1 et le tablier due au freinage et à la traction.

X.5.7 Déformation horizontale relative entre le Rail 2 et le tablier due au freinage et à la traction :

Max deformation= 4.27179 mm >4mm Hence NG as per UIC 774-3R, Cl 1.72

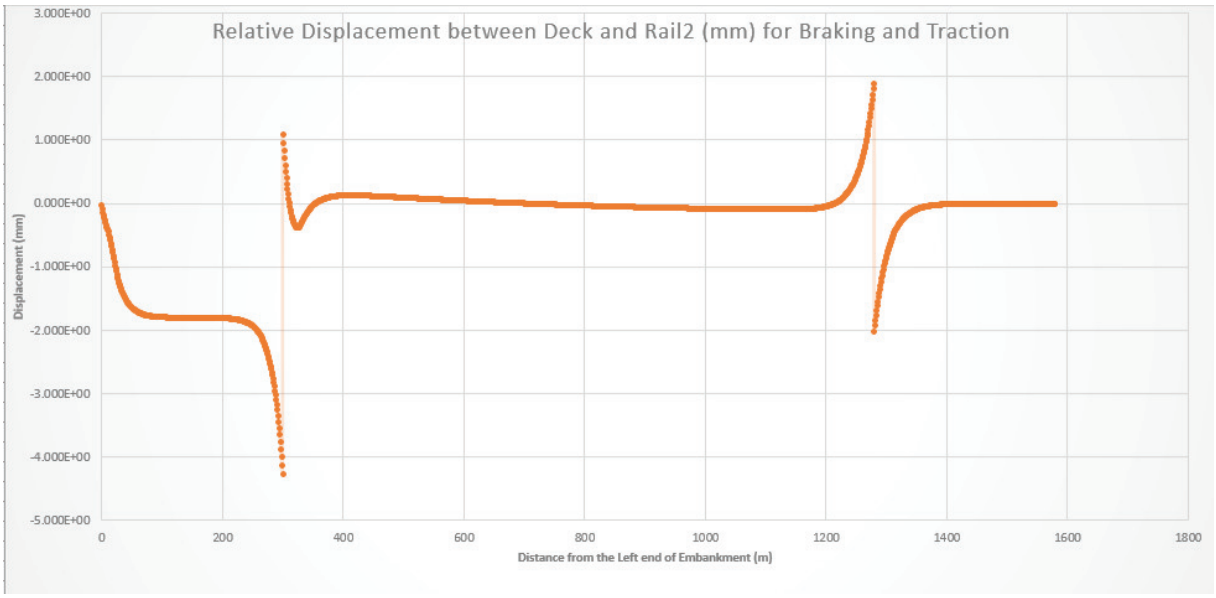
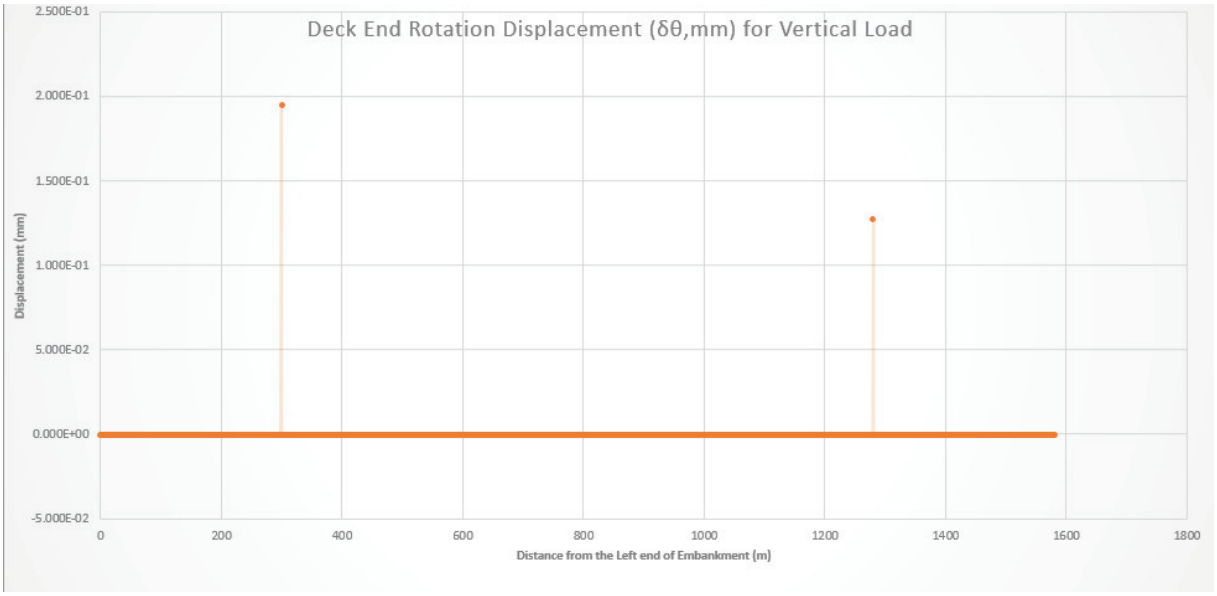


Figure X-22 Déformation horizontale relative entre le Rail 2 et le tablier due au freinage et à la traction

X.5.8 Déplacement rotatif de l'extrémité du tablier (δθ, mm) dû à la charge verticale

Max Rotational Displacement = 1.951E-01 mm <=8mm Hence OK as per UIC 774-3R, Cl 1.72



X.5.9 Déplacement vertical de l'extrémité du tablier (dZ, mm) dû à la température, au freinage/traction et aux charges verticales

Max Vetical Displacement = 0.109359 mm

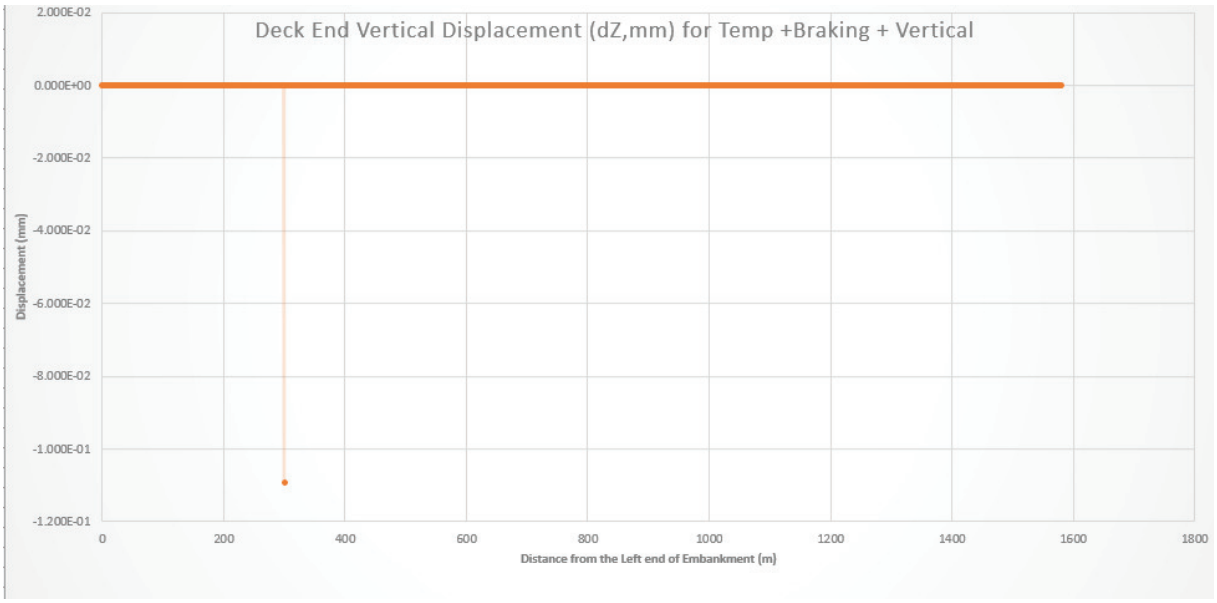


Figure X-23 Déplacement vertical de l'extrémité du tablier (dZ, mm) dû à la température, au freinage/traction et aux charges verticales

X.6 Conclusion

D'après les résultats obtenus dans les rapports du RSI Wizard, il est observé que les contraintes sur les rails et les déplacements ne sont pas acceptables. Par conséquent, une nouvelle étude IRS incluant l'installation d'appareils de dilatation est requise. Cette étude devra être réalisée manuellement, sans recourir au RSI Wizard.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion Générale

Le projet de fin d'étude que nous avons mise en place est une étape très importante dans notre formation, Il nous a permis d'appliquer les connaissances théoriques acquise durant nos années a L'ECOLE NATIONALE SUPERIEUR DES TRAVAUX PUBLICS.

Notre projet de fin d'étude, qui était : étude et conception d'un pont rail, nous a appris plusieurs disciplines des sciences de l'ingénieure comme le béton précontrainte, le béton armé et la résistance des matériaux.

Nous avons appris que la conception d'un pont est une phase déterminante, car elle nous a permis de chercher des solutions qui convient et qui répond aux contraintes et obstacles imposées sur le site, et bien sur toute en respectant les aspects techniques et économique, pour la fin arriver à faire le choix de type d'ouvrage le plus adapter.

La phase d'étude pour nous elle était très enrichissante, puisque nous avons réalisé un pont avec un tablier réaliser par encorbellement successif ce qui donne la possibilité de passer deux état mécanique différents « isostatique pour la partie de fléau et hyperstatique après le clavage de dernier voussoir », ce qui a rendu le travail très avantageux car nous avons intensifier l'esprit de cherche pour avoir plus d'informations.

Ce travail, nous a aidé à élargir notre connaissance, à exercer et maitriser la modélisation, à améliorer nos compétences à travers les vérifications manuels, avoir l'occasion d'appliquer les différentes règlements

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrage

[1] guide de conception SETRA ponts en béton précontrainte construit par encorbellements successif .

[2] livre de CALGARO , conception des ponts .

[3] EUROCODES 1,2,3 .

[4] Règlements de BAEL 1991 rev 99

[5] Règlements de BPEL

[6] Thonier. H " le projet de béton armé " $5^{éme}$ Edition , France, 2005

[7] Thonier. H ,le béton précontrainte aux états limites $2^{éme}$ Edition , France, 1992

[8] livret 2.01 "règles de conception et de calcul des ouvrages en béton , en métal ou mixte "

[9] Fiches UIC " UIC 774-1 , UIC774-3 , UIC 776-1 "

[10] Fascicule 62 " règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil"

[11] Guide RPOA 2008 "règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art "

[12] SETRA appuis des tabliers PP73

[13] WALTHER .R , Abaques pour le dimensionnement des section en béton Armé.

Sites internet

- www.setra.fr
- www.freyssinet.com
- www.infociments.fr
- www.techniques-ingénieur.fr
-MIDAS SITE (midasuser.com)

Thèses

- Conception et étude du viaduc v18 du PK 32+700 au PK 33+500 relevant de la pénétrante de Tizi-Ouzou présenté par : CHAMI Said Encadré par : Mr. Y BABAKHOUYA, Mr. ZOURGUI soutenu à ENSTP. (Promotion 2020).

-étude d'un viaduc e d'un viaduc en béton précontraint par encorbellement successif sur la RN 25 à Tizi Ouzou du PK10+840 jusqu'à PK11+420 (OA2) présenté par : Mr. Guerfi moussa ; Mr. Zadi Mohamed tayeb Abdou Encadré par : Mr.Hammoudi Fateh (promotion 2013).

ANNEXE

figure A. 1 : données de l'essai pressiométrique

Données

Titre du projet : calcul de fondations viaduc PK 44+095 (pieu n°1)

Numéro d'affaire : 000

Commentaires : N/A

Titre du calcul : PMT 6-12

Cadre réglementaire : Fascicule 62

Méthode de dimensionnement : A partir des résultats pressiométriques

Traitement des données : Traitement par mesures

Pas du calcul (m) : 0,50

Section de calcul : Section de calcul circulaire

Diamètre de calcul (m) : 1,00

Type de fondation : Pieu

Mode de mise en oeuvre : Sans refoulement

Mode de chargement : Travail en compression

Combinaisons

	Fluage	ELS - QP	ELS - RARE	ELU - FOND	ELU - ACC
Pondérations combinées sur Qs	0,70	0,50	0,64	0,71	0,83
Pondérations combinées sur Qp	0,50	0,36	0,45	0,71	0,83

Cote de référence (m) : -3,00

Définition des couches de sol

No	Nom	Couleur	Zbase	qsl	ps	pl*	kp	pp
1	Couche 1		-3,10	78,86	1,00	1463,00	1,10	1,00
2	Couche 2		-4,00	79,34	1,00	1764,00	1,10	1,00
3	Couche 3		-5,00	79,32	1,00	1845,00	1,10	1,00
4	Couche 4		-6,00	120,00	1,00	3006,00	1,10	1,00
5	Couche 5		-7,00	120,00	1,00	2947,00	1,20	1,00
6	Couche 6		-8,00	120,00	1,00	2908,00	1,20	1,00
7	Couche 7		-9,00	120,00	1,00	2869,00	1,20	1,00
8	Couche 8		-10,00	120,00	1,00	3000,00	1,20	1,00
9	Couche 9		-11,00	120,00	1,00	6161,00	1,20	1,00
10	Couche 10		-12,00	120,00	1,00	2982,00	1,20	1,00
11	Couche 11		-13,00	120,00	1,00	2863,00	1,20	1,00
12	Couche 12		-14,00	120,00	1,00	3004,00	1,20	1,00
13	Couche 13		-15,00	120,00	1,00	2825,00	1,20	1,00
14	Couche 14		-16,00	120,00	1,00	3616,00	1,80	1,00
15	Couche 15		-17,00	120,00	1,00	3737,00	1,80	1,00
16	Couche 16		-18,00	160,00	1,00	4688,00	1,80	1,00
17	Couche 17		-19,00	160,00	1,00	4649,00	1,80	1,00
18	Couche 18		-20,00	160,00	1,00	4610,00	1,80	1,00
19	Couche 19		-21,00	160,00	1,00	4701,00	1,80	1,00
20	Couche 20		-22,00	160,00	1,00	4682,00	1,80	1,00
21	Couche 21		-23,00	160,00	1,00	5673,00	1,80	1,00
22	Couche 22		-24,00	160,00	1,00	4654,00	1,80	1,00
23	Couche 23		-25,00	160,00	1,00	4645,00	1,80	1,00
24	Couche 24		-26,00	160,00	1,00	4636,00	1,80	1,00
25	Couche 25		-27,00	160,00	1,00	4637,00	1,80	1,00
26	Couche 26		-28,00	160,00	1,00	4628,00	1,80	1,00
27	Couche 27		-29,00	160,00	1,00	4629,00	1,80	1,00
28	Couche 28		-30,00	160,00	1,00	4620,00	1,80	1,00
29	Couche 29		-31,00	160,00	1,00	4601,00	1,80	1,00
30	Couche 30		-32,00	160,00	1,00	4592,00	1,80	1,00
31	Couche 31		-33,00	160,00	1,00	4593,00	1,80	1,00
32	Couche 32		-34,00	160,00	1,00	4584,00	1,80	1,00
33	Couche 33		-35,00	160,00	1,00	4575,00	1,80	1,00
34	Couche 34		-36,00	160,00	1,00	4566,00	1,80	1,00
35	Couche 35		-37,00	160,00	1,00	4557,00	1,80	1,00
36	Couche 36		-38,00	160,00	1,00	4548,00	1,80	1,00
37	Couche 37		-39,00	160,00	1,00	4539,00	1,80	1,00
38	Couche 38		-40,00	160,00	1,00	4530,00	1,80	1,00

Tableau A.1 : résultats de l'essai pressiométrique

couche	cote	qsl	ple	kp	Qs	Qp	Fluage	ELS-QP	ELS-Rare	ELU-FOND	ELU-ACC
01	-3.00	78.86	1660.4	1.100	0.0	1434.5	717.2	516.4	645.5	1018.5	1190.6
01	-3.10	78.86	1669.6	1.100	24.8	1442.5	738.6	531.7	665.0	1041.7	1217.8
02	-3.10	79.34	1683.4	1.100	24.8	1454.4	744.5	536.0	670.3	1050.2	1227.7
02	-3.60	79.34	1723.5	1.100	149.4	1489.0	849.1	610.7	765.7	1163.2	1359.9
02	-4.00	79.34	1856.2	1.100	249.1	1603.6	976.2	701.9	881.0	1315.4	1537.7
03	-4.00	79.32	1914.8	1.100	249.1	1654.2	1001.5	720.1	903.8	1351.4	1579.8
03	-4.50	79.32	2115.0	1.100	373.7	1827.2	1175.2	844.7	1061.4	1562.7	1826.8
03	-5.00	79.32	2416.8	1.100	498.3	2087.9	1392.8	1000.8	1258.5	1836.2	2146.6
03	-5.00	79.32	2416.8	1.100	498.3	2087.9	1392.8	1000.8	1258.5	1836.2	2146.6
04	-5.00	120.00	2614.1	1.100	498.3	2258.4	1478.0	1062.2	1335.2	1957.3	2288.1
04	-5.50	120.00	2701.0	1.100	686.8	2333.5	1647.5	1183.5	1489.6	2144.4	2506.8
04	-6.00	120.00	2901.5	1.100	875.3	2506.7	1866.1	1340.1	1688.2	2401.2	2807.1
04	-6.00	120.00	2901.5	1.100	875.3	2506.7	1866.1	1340.1	1688.2	2401.2	2807.1
05	-6.00	120.00	2963.4	1.200	875.3	2793.0	2009.2	1443.1	1817.0	2604.5	3044.6
05	-6.50	120.00	2952.0	1.200	1063.8	2782.2	2135.7	1533.5	1932.8	2730.6	3192.2
05	-7.00	120.00	2928.8	1.200	1252.3	2760.3	2256.7	1619.8	2043.6	2848.9	3330.4
05	-7.00	120.00	2928.8	1.200	1252.3	2760.3	2256.7	1619.8	2043.6	2848.9	3330.4
06	-7.00	120.00	2917.8	1.200	1252.3	2749.9	2251.6	1616.1	2038.9	2841.6	3321.8
06	-7.50	120.00	2908.0	1.200	1440.8	2740.7	2378.9	1707.0	2155.4	2968.9	3470.6
06	-8.00	120.00	2899.1	1.200	1629.3	2732.4	2506.7	1798.3	2272.3	3096.8	3620.2
06	-8.00	120.00	2899.1	1.200	1629.3	2732.4	2506.7	1798.3	2272.3	3096.8	3620.2
07	-8.00	120.00	2892.9	1.200	1629.3	2726.5	2503.7	1796.2	2269.7	3092.6	3615.3
07	-8.50	120.00	2911.5	1.200	1817.8	2744.0	2644.4	1896.7	2398.2	3238.9	3786.3
07	-9.00	120.00	3134.5	1.200	2006.3	2954.2	2881.5	2066.6	2613.4	3521.9	4117.2
07	-9.00	120.00	3134.5	1.200	2006.3	2954.2	2881.5	2066.6	2613.4	3521.9	4117.2
08	-9.00	120.00	3219.8	1.200	2006.3	3034.5	2921.7	2095.6	2649.5	3579.0	4183.9
08	-9.50	120.00	3757.5	1.200	2194.8	3541.4	3307.0	2372.3	2998.3	4072.6	4761.0
08	-10.00	120.00	4373.6	1.200	2383.2	4122.0	3729.3	2675.6	3380.2	4618.8	5399.4
08	-10.00	120.00	4373.6	1.200	2383.2	4122.0	3729.3	2675.6	3380.2	4618.8	5399.4
09	-10.00	120.00	4842.4	1.200	2383.2	4563.9	3950.2	2834.6	3579.0	4932.5	5766.1
09	-10.50	120.00	4576.0	1.200	2571.7	4312.8	3956.6	2838.5	3586.7	4888.0	5714.2
09	-11.00	120.00	4366.5	1.200	2760.2	4115.3	3989.8	2861.6	3618.5	4881.7	5706.7
09	-11.00	120.00	4366.5	1.200	2760.2	4115.3	3989.8	2861.6	3618.5	4881.7	5706.7
10	-11.00	120.00	4031.8	1.200	2760.2	3799.8	3832.1	2748.1	3476.5	4657.7	5444.9
10	-11.50	120.00	3747.0	1.200	2948.7	3531.5	3829.8	2745.7	3476.4	4600.9	5378.6
10	-12.00	120.00	3130.0	1.200	3137.2	2950.0	3671.0	2630.6	3335.3	4321.9	5052.4
10	-12.00	120.00	3130.0	1.200	3137.2	2950.0	3671.0	2630.6	3335.3	4321.9	5052.4
11	-12.00	120.00	2914.4	1.200	3137.2	2746.8	3569.4	2557.5	3243.9	4177.6	4883.7
11	-12.50	120.00	2928.0	1.200	3325.7	2759.6	3707.8	2656.3	3370.3	4320.6	5050.8
11	-13.00	120.00	2929.8	1.200	3514.2	2761.2	3840.6	2751.2	3491.7	4455.6	5208.6
11	-13.00	120.00	2929.8	1.200	3514.2	2761.2	3840.6	2751.2	3491.7	4455.6	5208.6
12	-13.00	120.00	2942.1	1.200	3514.2	2772.8	3846.4	2755.3	3496.9	4463.8	5218.3
12	-13.50	120.00	2924.0	1.200	3702.7	2755.8	3969.8	2843.4	3609.9	4585.6	5360.6
12	-14.00	120.00	2955.1	1.200	3891.2	2785.1	4116.4	2948.3	3743.7	4740.2	5541.4
12	-14.00	120.00	2955.1	1.200	3891.2	2785.1	4116.4	2948.3	3743.7	4740.2	5541.4
13	-14.00	120.00	2950.6	1.200	3891.2	2780.9	4114.3	2946.7	3741.8	4737.2	5537.8
13	-14.50	120.00	3067.5	1.200	4079.7	2891.1	4301.3	3080.6	3912.0	4949.2	5785.7
13	-15.00	120.00	3239.2	1.200	4268.2	3052.9	4514.2	3233.2	4105.5	5198.0	6076.5
13	-15.00	120.00	3239.2	1.200	4268.2	3052.9	4514.2	3233.2	4105.5	5198.0	6076.5
14	-15.00	120.00	3362.4	1.800	4268.2	4753.5	5364.5	3845.4	4870.7	6405.4	7488.0
14	-15.50	120.00	3448.5	1.800	4456.7	4875.2	5557.3	3983.4	5046.1	6625.7	7745.5
14	-16.00	120.00	3686.5	1.800	4645.2	5211.7	5857.5	4198.8	5318.2	6998.4	8181.2
14	-16.00	120.00	3686.5	1.800	4645.2	5211.7	5857.5	4198.8	5318.2	6998.4	8181.2
15	-16.00	120.00	3775.9	1.800	4645.2	5338.1	5920.7	4244.3	5375.1	7088.1	8286.1
15	-16.50	120.00	3944.5	1.800	4833.7	5576.4	6171.8	4424.4	5602.9	7391.2	8640.4
15	-17.00	120.00	4202.5	1.800	5022.2	5941.1	6486.1	4649.9	5887.7	7784.0	9099.6
15	-17.00	120.00	4202.5	1.800	5022.2	5941.1	6486.1	4649.9	5887.7	7784.0	9099.6
16	-17.00	160.00	4367.8	1.800	5022.2	6174.8	6602.9	4734.0	5992.8	7949.8	9293.5
16	-17.50	160.00	4440.5	1.800	5273.5	6277.6	6830.3	4896.7	6200.0	8201.3	9587.4
16	-18.00	160.00	4606.6	1.800	5524.8	6512.5	7123.6	5106.9	6466.5	8546.5	9991.0
16	-18.00	160.00	4606.6	1.800	5524.8	6512.5	7123.6	5106.9	6466.5	8546.5	9991.0
17	-18.00	160.00	4658.8	1.800	5524.8	6586.2	7160.5	5133.4	6499.7	8598.8	10052.1
17	-18.50	160.00	4649.0	1.800	5776.2	6572.4	7329.5	5254.1	6654.3	8767.5	10249.3
17	-19.00	160.00	4637.6	1.800	6027.5	6556.3	7497.4	5374.0	6807.9	8934.5	10444.5
17	-19.00	160.00	4637.6	1.800	6027.5	6556.3	7497.4	5374.0	6807.9	8934.5	10444.5
18	-19.00	160.00	4630.6	1.800	6027.5	6546.3	7492.4	5370.4	6803.4	8927.4	10436.3
18	-19.50	160.00	4642.5	1.800	6278.8	6563.2	7676.8	5502.2	6971.9	9117.8	10658.9
18	-20.00	160.00	4656.8	1.800	6530.2	6583.3	7862.8	5635.1	7141.8	9310.6	10884.2
18	-20.00	160.00	4656.8	1.800	6530.2	6583.3	7862.8	5635.1	7141.8	9310.6	10884.2

19	-20.00	160.00	4669.1	1.800	6530.2	6600.8	7871.5	5641.4	7149.6	9322.9	10898.7
19	-20.50	160.00	4673.5	1.800	6781.5	6607.0	8050.5	5769.3	7313.3	9505.8	11112.4
19	-21.00	160.00	4747.8	1.800	7032.8	6712.0	8279.0	5932.7	7521.4	9758.8	11408.2
19	-21.00	160.00	4747.8	1.800	7032.8	6712.0	8279.0	5932.7	7521.4	9758.8	11408.2
20	-21.00	160.00	4770.9	1.800	7032.8	6744.7	8295.3	5944.5	7536.1	9782.0	11435.4
20	-21.50	160.00	4934.5	1.800	7284.1	6976.0	8586.9	6153.4	7801.0	10124.7	11835.9
20	-22.00	160.00	5115.0	1.800	7535.5	7231.2	8890.4	6370.9	8076.7	10484.3	12256.3
20	-22.00	160.00	5115.0	1.800	7535.5	7231.2	8890.4	6370.9	8076.7	10484.3	12256.3
21	-22.00	160.00	5257.8	1.800	7535.5	7433.0	8991.3	6443.6	8167.5	10627.6	12423.8
21	-22.50	160.00	5170.5	1.800	7786.8	7309.6	9105.6	6524.9	8272.9	10718.5	12530.0
21	-23.00	160.00	5101.0	1.800	8038.1	7211.4	9232.4	6615.2	8389.5	10827.1	12657.1
21	-23.00	160.00	5101.0	1.800	8038.1	7211.4	9232.4	6615.2	8389.5	10827.1	12657.1
22	-23.00	160.00	4992.9	1.800	8038.1	7058.6	9156.0	6560.1	8320.8	10718.6	12530.2
22	-23.50	160.00	4906.5	1.800	8289.4	6936.4	9270.8	6641.8	8426.6	10810.4	12637.5
22	-24.00	160.00	4712.6	1.800	8540.8	6662.3	9309.7	6668.8	8464.1	10794.2	12618.6
22	-24.00	160.00	4712.6	1.800	8540.8	6662.3	9309.7	6668.8	8464.1	10794.2	12618.6
23	-24.00	160.00	4647.2	1.800	8540.8	6569.9	9263.5	6635.5	8422.5	10728.6	12541.9
23	-24.50	160.00	4645.0	1.800	8792.1	6566.7	9437.8	6760.1	8582.0	10904.8	12747.8
23	-25.00	160.00	4641.1	1.800	9043.4	6561.2	9611.0	6883.8	8740.3	11079.3	12951.9
23	-25.00	160.00	4641.1	1.800	9043.4	6561.2	9611.0	6883.8	8740.3	11079.3	12951.9
24	-25.00	160.00	4639.1	1.800	9043.4	6558.3	9609.6	6882.7	8739.1	11077.3	12949.5
24	-25.50	160.00	4638.5	1.800	9294.8	6557.5	9785.1	7008.1	8899.5	11255.1	13157.4
24	-26.00	160.00	4636.5	1.800	9546.1	6554.7	9959.6	7132.7	9059.1	11431.6	13363.6
24	-26.00	160.00	4636.5	1.800	9546.1	6554.7	9959.6	7132.7	9059.1	11431.6	13363.6
25	-26.00	160.00	4635.9	1.800	9546.1	6553.9	9959.2	7132.4	9058.7	11431.0	13363.0
25	-26.50	160.00	4634.5	1.800	9797.4	6551.9	10134.1	7257.4	9218.7	11608.0	13569.9
25	-27.00	160.00	4632.5	1.800	10048.7	6549.0	10308.6	7382.0	9378.3	11784.4	13776.2
25	-27.00	160.00	4632.5	1.800	10048.7	6549.0	10308.6	7382.0	9378.3	11784.4	13776.2
26	-27.00	160.00	4631.1	1.800	10048.7	6547.0	10307.6	7381.3	9377.4	11783.0	13774.5
26	-27.50	160.00	4630.5	1.800	10300.1	6546.2	10483.2	7506.7	9537.8	11960.9	13982.4
26	-28.00	160.00	4628.5	1.800	10551.4	6543.4	10657.7	7631.3	9697.4	12137.3	14188.7
26	-28.00	160.00	4628.5	1.800	10551.4	6543.4	10657.7	7631.3	9697.4	12137.3	14188.7
27	-28.00	160.00	4627.9	1.800	10551.4	6542.6	10657.3	7631.0	9697.0	12136.7	14188.0
27	-28.50	160.00	4626.5	1.800	10802.7	6540.6	10832.2	7756.0	9857.0	12313.7	14394.9
27	-29.00	160.00	4623.2	1.800	11054.0	6536.0	11005.8	7880.0	10015.8	12488.9	14599.7
27	-29.00	160.00	4623.2	1.800	11054.0	6536.0	11005.8	7880.0	10015.8	12488.9	14599.7
28	-29.00	160.00	4621.4	1.800	11054.0	6533.4	11004.5	7879.0	10014.6	12487.1	14597.6
28	-29.50	160.00	4617.5	1.800	11305.4	6527.8	11177.7	8002.7	10173.0	12661.6	14801.6
28	-30.00	160.00	4610.5	1.800	11556.7	6517.9	11348.7	8124.8	10329.4	12833.0	15002.0
28	-30.00	160.00	4610.5	1.800	11556.7	6517.9	11348.7	8124.8	10329.4	12833.0	15002.0
29	-30.00	160.00	4606.6	1.800	11556.7	6512.4	11345.9	8122.8	10326.9	12829.1	14997.4
29	-30.50	160.00	4603.5	1.800	11808.0	6508.0	11519.6	8246.9	10485.8	13004.4	15202.3
29	-31.00	160.00	4597.8	1.800	12059.4	6499.9	11691.5	8369.6	10642.9	13177.1	15404.2
29	-31.00	160.00	4597.8	1.800	12059.4	6499.9	11691.5	8369.6	10642.9	13177.1	15404.2
30	-31.00	160.00	4595.1	1.800	12059.4	6496.1	11689.6	8368.3	10641.3	13174.4	15401.1
30	-31.50	160.00	4594.5	1.800	12310.7	6495.3	11865.1	8493.7	10801.7	13352.3	15609.0
30	-32.00	160.00	4592.5	1.800	12562.0	6492.5	12039.7	8618.3	10961.3	13528.7	15815.2
30	-32.00	160.00	4592.5	1.800	12562.0	6492.5	12039.7	8618.3	10961.3	13528.7	15815.2
31	-32.00	160.00	4591.9	1.800	12562.0	6491.7	12039.2	8618.0	10960.9	13528.1	15814.6
31	-32.50	160.00	4590.5	1.800	12813.3	6489.7	12214.2	8742.9	11120.9	13705.1	16021.5
31	-33.00	160.00	4587.9	1.800	13064.7	6486.0	12388.2	8867.3	11280.1	13880.9	16227.0
31	-33.00	160.00	4587.9	1.800	13064.7	6486.0	12388.2	8867.3	11280.1	13880.9	16227.0
32	-33.00	160.00	4586.2	1.800	13064.7	6483.7	12387.1	8866.4	11279.0	13879.3	16225.1
32	-33.50	160.00	4584.0	1.800	13316.0	6480.5	12561.4	8991.0	11438.5	14055.5	16431.1
32	-34.00	160.00	4579.5	1.800	13567.3	6474.1	12734.2	9114.3	11596.4	14229.4	16634.4
32	-34.00	160.00	4579.5	1.800	13567.3	6474.1	12734.2	9114.3	11596.4	14229.4	16634.4
33	-34.00	160.00	4577.2	1.800	13567.3	6470.9	12732.6	9113.2	11595.0	14227.2	16631.8
33	-34.50	160.00	4575.0	1.800	13818.6	6467.8	12906.9	9237.7	11754.4	14403.3	16837.7
33	-35.00	160.00	4570.5	1.800	14070.0	6461.4	13079.7	9361.1	11912.4	14577.3	17041.0
33	-35.00	160.00	4570.5	1.800	14070.0	6461.4	13079.7	9361.1	11912.4	14577.3	17041.0
34	-35.00	160.00	4568.2	1.800	14070.0	6458.2	13078.1	9359.9	11911.0	14575.0	17038.4
34	-35.50	160.00	4566.0	1.800	14321.3	6455.0	13252.4	9484.5	12070.4	14751.2	17244.4
34	-36.00	160.00	4561.5	1.800	14572.6	6448.7	13425.2	9607.8	12228.4	14925.1	17447.7
34	-36.00	160.00	4561.5	1.800	14572.6	6448.7	13425.2	9607.8	12228.4	14925.1	17447.7
35	-36.00	160.00	4559.2	1.800	14572.6	6445.5	13423.6	9606.7	12227.0	14922.9	17445.0
35	-36.50	160.00	4557.0	1.800	14824.0	6442.3	13597.9	9731.2	12386.4	15099.0	17651.0
35	-37.00	160.00	4552.5	1.800	15075.3	6435.9	13770.7	9854.6	12544.4	15273.0	17854.3
35	-37.00	160.00	4552.5	1.800	15075.3	6435.9	13770.7	9854.6	12544.4	15273.0	17854.3

figure A.2 : capacite portante d'un pieu sous les combinaison [ELU , ELS ,ELA]

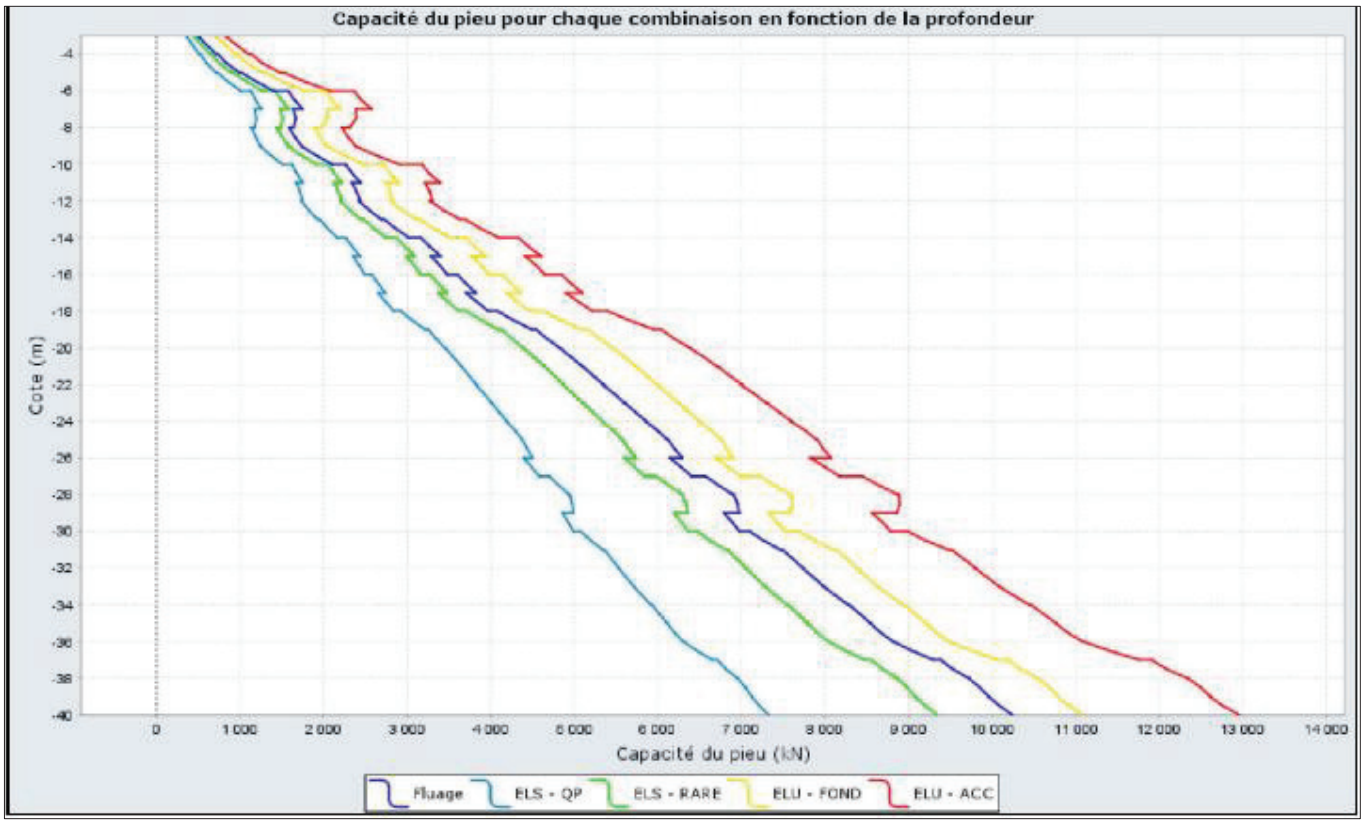


Figure B-1 diagramme de moment isostatique

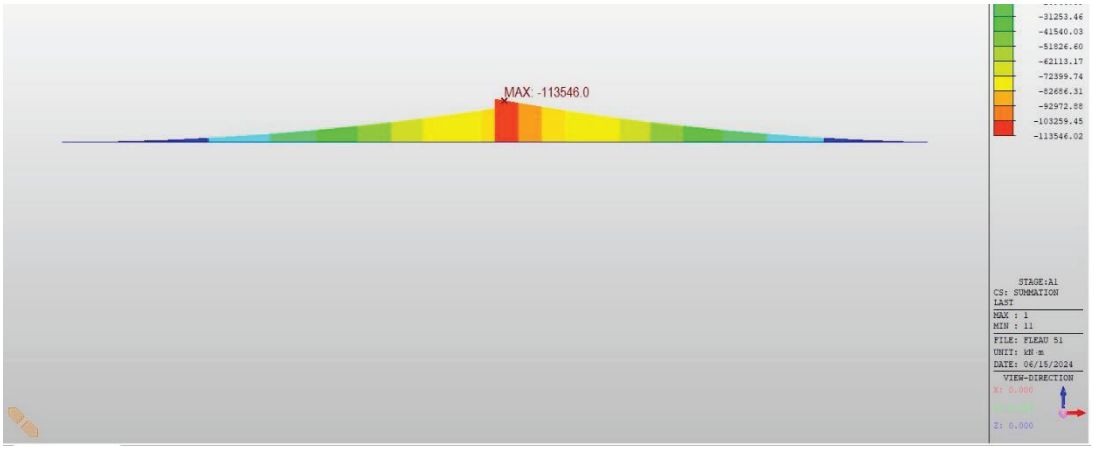


Figure B-2 diagramme de moment hyperstatique elu gr22 (max à mi travée)

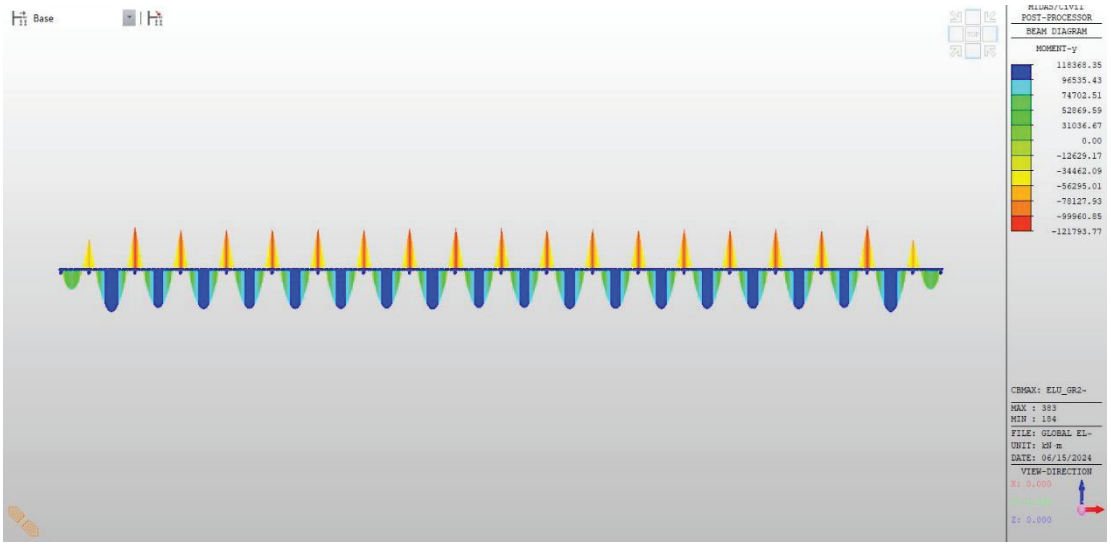


Figure B-3 diagramme de moment hyperstatique elu gr22 (max sur pile)



Figure B-4 diagramme de l'effort tranchant a elu gr21

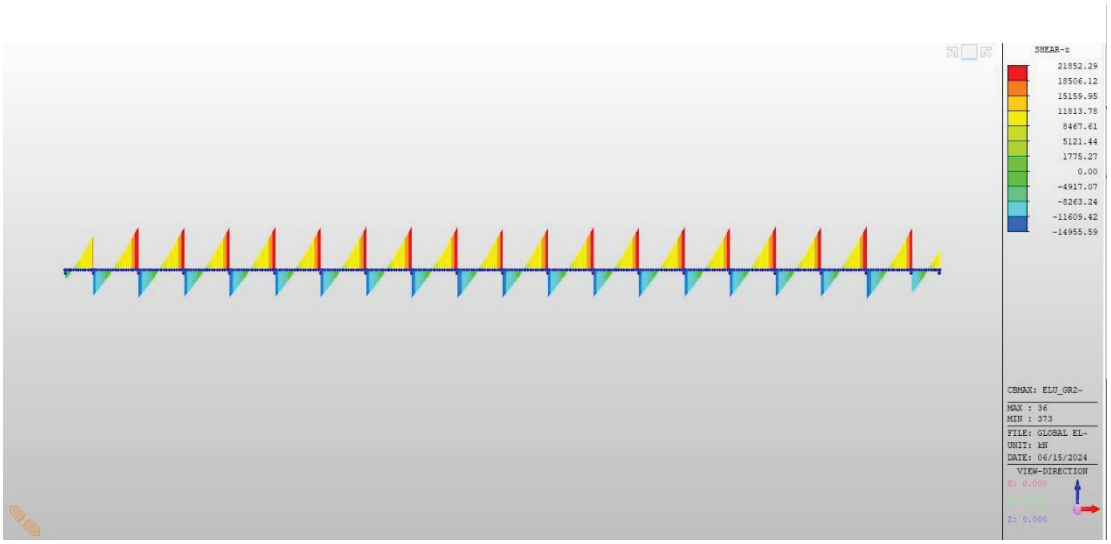


Figure B-5 diagramme de moment hyperstatique els gr22 (max à mi travée)

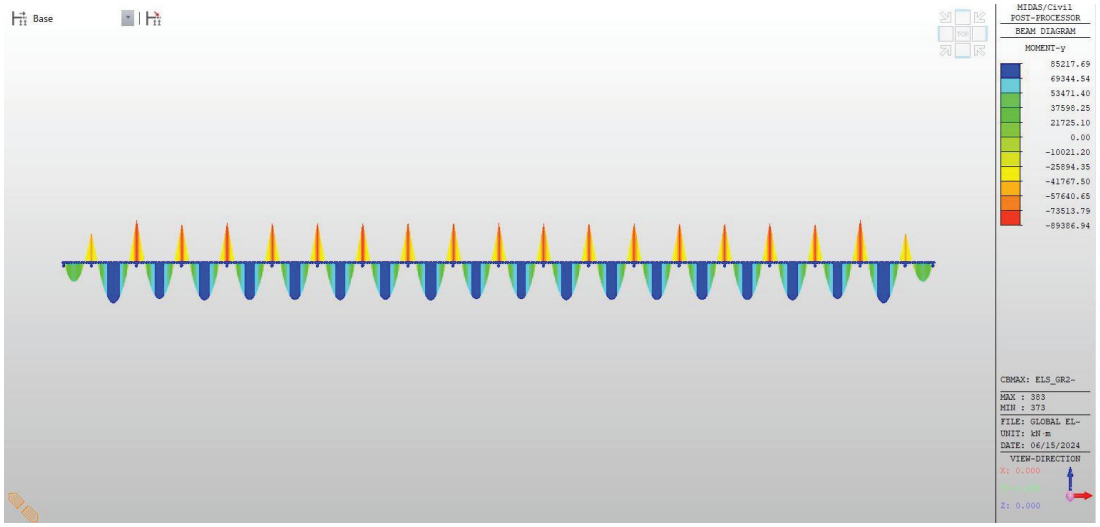


Figure B-6 diagramme de moment hyperstatique els gr22 (max sur pile)



Figure B-7 diagramme de l'effort tranchant a els gr22

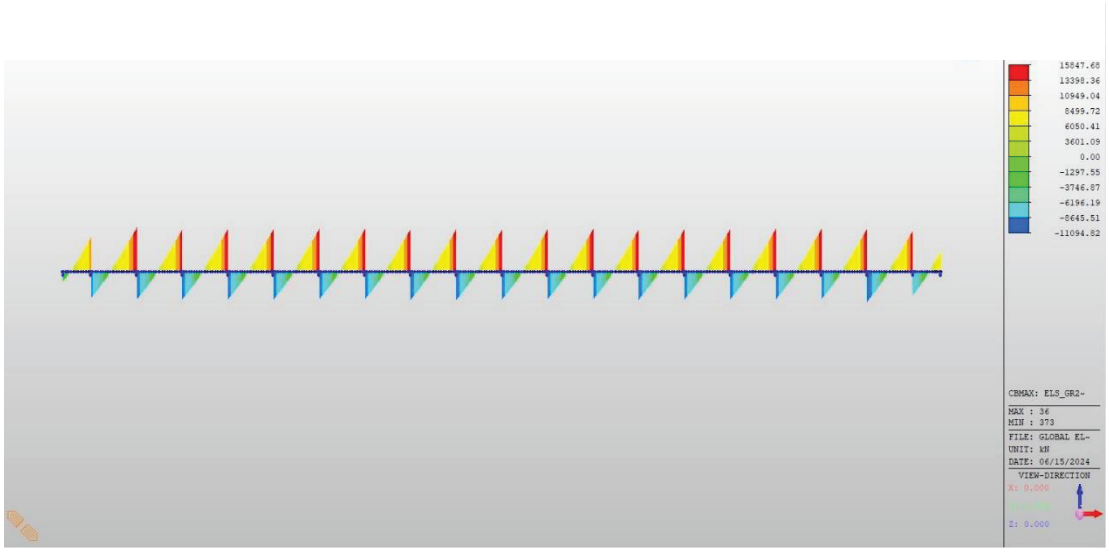


Figure B-8 diagramme de moment transversale (LM71+SW2)

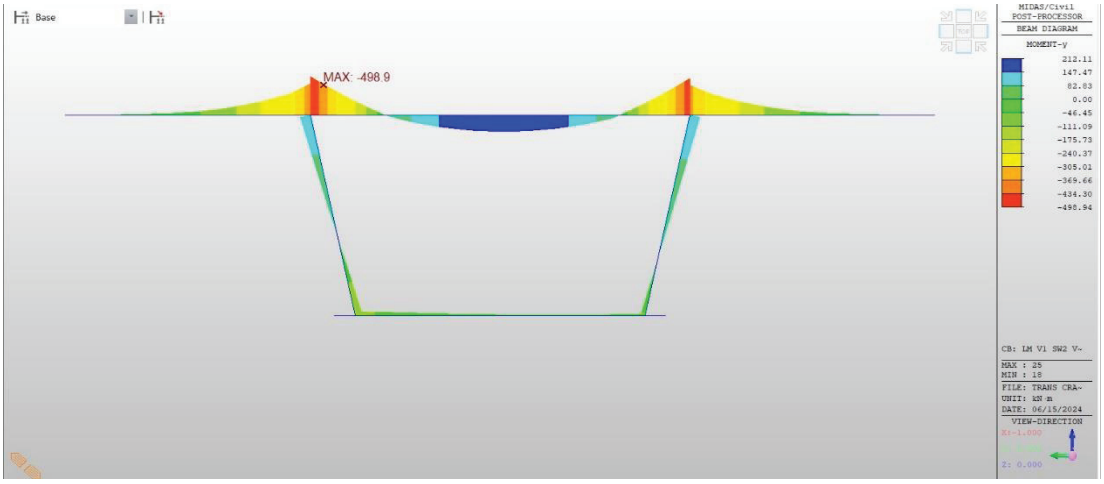


Figure B-9 diagramme de l'effort normal (LM71+SW2)

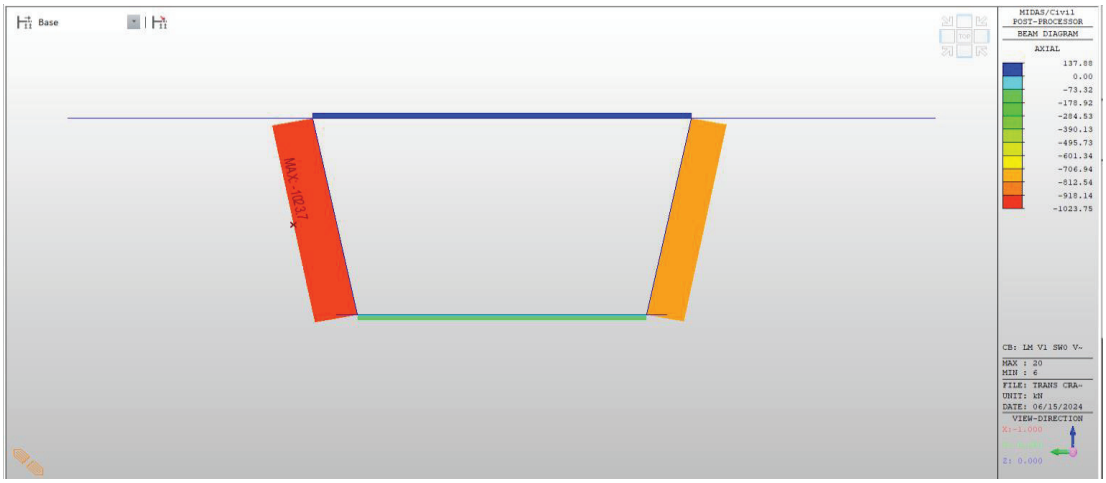


Figure B-10 diagramme de moment transversale sur l'hourdis supérieur à els

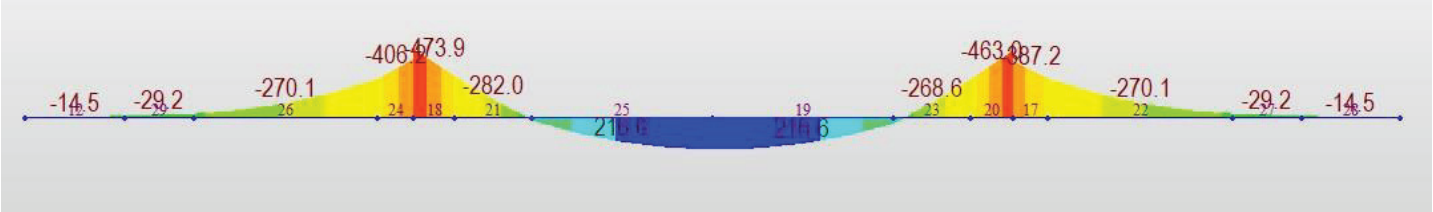


Figure B-11 diagramme de moment transversale sur l'hourdis supérieur à elu

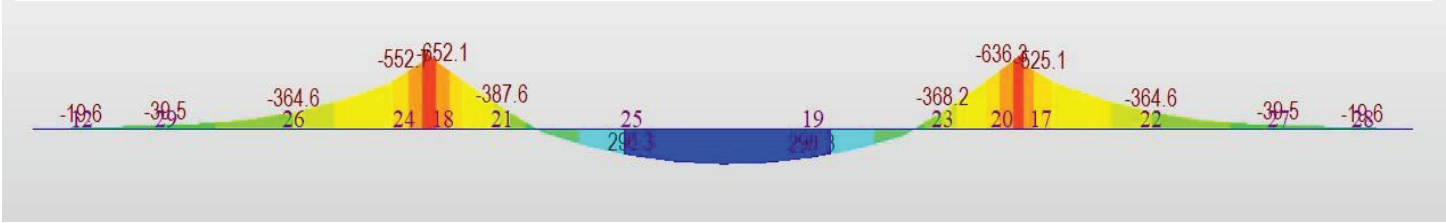
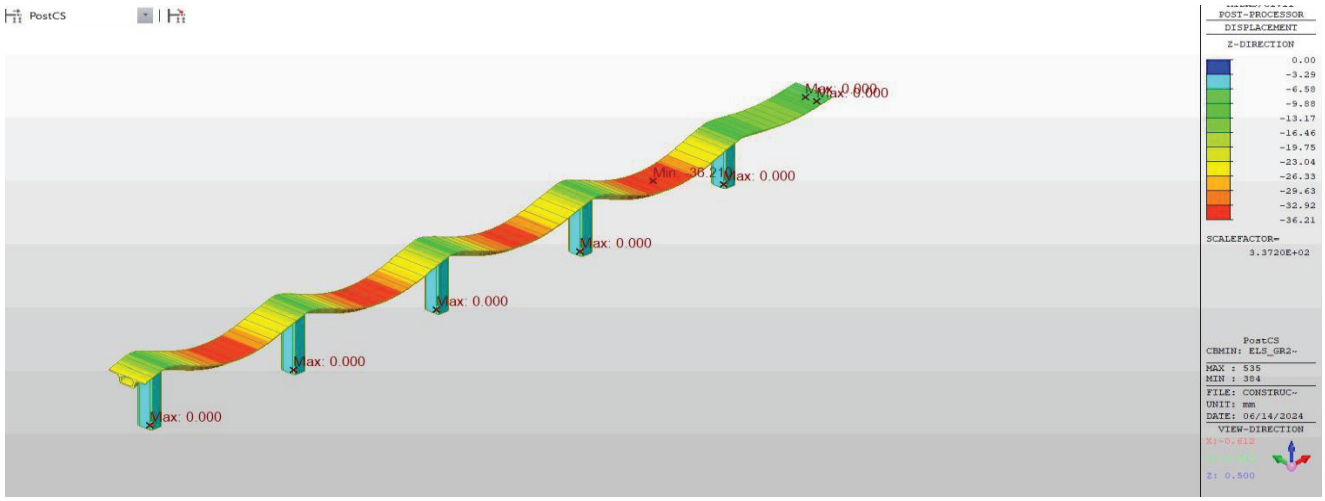


Figure B-12 flèche à els



9++x	câble	α (rad)	β (rad)	θ (rad)	AXE VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8
2.5	C1	0	0	0	7.42	0								
5.3	C2	0.1418	0.1176	0.2595	75.58	68.50	0							
8.1	C3	0.1418	0.1176	0.2595	83.46	76.42	68.50	0						
10.9	C4	0.1418	0.2061	0.3480	110.94	104.04	96.26	88.45	0					
13.7	C5	0.1418	0.2061	0.3480	118.63	111.77	104.30	96.26	88.45	0				
16.50	C6	0.2782	0.1176	0.3959	136.68	129.90	122.27	114.61	106.90	99.14	0			
19.30	C7	0.2782	0.1176	0.3959	144.22	137.49	129.90	122.28	114.61	106.90	99.14	0		
22.1	C8	0.2782	0.2061	0.4844	170.51	163.90	156.48	149.00	141.48	133.91	126.31	118.66	0	
24.9	C9	0.2782	0.2061	0.4844	177.87	171.30	163.90	156.47	149.00	141.47	133.91	126.31	118.66	0
Moyenne					113.87	107.03	93.49	80.78	66.71	53.49	39.92	27.22	13.18	0
EN(%)					7.65	7.19	6.28	5.42	4.48	3.59	2.68	1.83	0.88	0

Tableau C. 1 : Pertes par frottement.

- X : abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage
- θ : la déviation angulaire total du câble a la distance x indépendamment de leur direction et de leur signe .

X(m)	câble	α (rad)	β (rad)	θ (rad)	AXE VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8
2.5	C1	0	0	0	7.42	0								
5.3	C2	0.1418	0.1176	0.2595	75.58	68.50	0							
8.1	C3	0.1418	0.1176	0.2595	83.46	76.42	68.50	0						
10.9	C4	0.1418	0.2061	0.3480	110.94	104.04	96.26	88.45	0					
13.7	C5	0.1418	0.2061	0.3480	118.63	111.77	104.30	96.26	88.45	0				
16.50	C6	0.2782	0.1176	0.3959	136.68	129.90	122.27	114.61	106.90	99.14	0			
19.30	C7	0.2782	0.1176	0.3959	144.22	137.49	129.90	122.28	114.61	106.90	99.14	0		
22.1	C8	0.2782	0.2061	0.4844	170.51	163.90	156.48	149.00	141.48	133.91	126.31	118.66	0	
24.9	C9	0.2782	0.2061	0.4844	177.87	171.30	163.90	156.47	149.00	141.47	133.91	126.31	118.66	0
Moyenne					113.87	107.03	93.49	80.78	66.71	53.49	39.92	27.22	13.18	0
EN(%)					7.65	7.19	6.28	5.42	4.48	3.59	2.68	1.83	0.88	0

Tableau c.2 : pertes par recul d'ancrage

x	Cable	α (rad)	k	d	AXE VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8
2.5	**C1**	**0**	**0.002**	**11.3**	**114.5**	**159.4**								
5.3	**C2**	**0.1418**	**0.010**	**5.03**	**-**	**66.97**	**151.2**							
8.1	**C3**	**0.1418**	**0.010**	**5.03**	**-**	**-**	**66.97**	**151.2**						
10.9	**C4**	**0.1418**	**0.010**	**5.03**	**-**	**-**	**-**	**66.97**	**151.22**					
13.7	**C5**	**0.1418**	**0.010**	**5.03**	**-**	**-**	**-**	**-**	**66.97**	**151.22**				
16.50	**C6**	**0.2782**	**0.018**	**3.78**	**-**	**-**	**-**	**-**	**-**	**17.06**	**201.22**			
19.30	**C7**	**0.2782**	**0.018**	**3.78**	**-**	**-**	**-**	**-**	**-**	**0.37**	**22.25**	**201.22**		
22.1	**C8**	**0.2782**	**0.018**	**3.78**	**-**	**-**	**-**	**-**	**-**	**-**	**0.37**	**22.25**	**201.22**	
24.9	**C9**	**0.2782**	**0.018**	**3.78**	**-**	**-**	**-**	**-**	**-**	**-**	**-**	**0.37**	**22.25**	**135.35**
Moyenne					**16.06**	**25.17**	**27.27**	**31.17**	**20.17**	**33.73**	**55.96**	**74.62**	**111.74**	**135.35**
EN(%)					**1.08**	**1.69**	**1.83**	**2.09**	**1.35**	**2.26**	**3.76**	**5.01**	**7.51**	**9.09**

- **C1** : cas de câbles rectilignes courts avec grands glissement (d>longueur de câble)
- **C2,c3,c4,c5,c6,c7,c8,c9 :**cas de câbles qui présente un recule d'ancrage sur une seul pente avec(d< longueur de câble)

Tableau c.3 : pertes par non-simultanéités de mise en tension des câbles.

section	N Câble	ϑ	d_{moy} (m)	e_{moy} (m)	I (m^4)	S (m^2)	Mg (MN.m)	P (MN)	σ_I (Mpa)	$\Delta\sigma_e$	$\Delta\sigma_e$%	$\Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g$%
AXE VSP	18	1.66	0.38	1.28	20.11	18.56	81.68	64.55	3.53	8.92	0.59	9.33
FIN VSP	18	1.28	0.38	0.90	14.95	10.56	65.62	64.30	5.61	14.81	0.99	10.09
FIN VS1	16	1.28	0.35	0.93	14.95	10.56	50.26	58.30	5.77	15.22	1.02	8.30
FIN VS2	14	1.28	0.36	0.92	14.95	10.56	36.9	50.88	5.52	14.58	0.98	8.50
FIN VS3	12	1.28	0.32	0.96	14.95	10.56	25.63	44.44	5.32	14.03	0.94	6.70
FIN VS4	10	1.24	0.29	0.95	14.95	10.56	16.4	36.97	4.84	12.77	0.86	6.78
FIN VS5	8	1.28	0.25	1.03	14.95	10.56	9.27	29.76	4.29	11.33	0.76	6.09
FIN VS6	6	1.28	0.25	1.03	14.95	10.56	4.1	22.31	3.41	9.01	0.61	5.97
FIN VS7	4	1.28	0.25	1.03	14.95	10.56	1.025	14.75	2.37	6.26	0.43	6.60
FIN VS8	2	1.28	0.25	1.03	14.95	10.56	0	7.14	1.18	3.12	0.21	9.30

Pertes total instantanée total

SECTION	AXE VSP	FIN VSP	FIN VS1	FIN VS2	FIN VS3	FIN VS4	FIN VS5	FIN VS6	FIN VS7	FIN VS8
PERTES INSTANTANEES %	9.92	11.08	9.32	9.48	7.64	7.64	6.85	6.58	7.03	9.51

ε_r	$E_P(Mpa)$	$\Delta\sigma_r$(Mpa)	$\Delta\sigma_r$%
0.0002	190 000	38	2.55

Tableau C. 5 : Pertes per retrait de béton.

Tableau C. 6 : Pertes par fluage.

section	N Câble	Perte Instantanées	ϑ	d_{moy} (m)	e_{moy} (m)	I (m^4)	S (m^2)	Mg (MN.m)	P (MN)	σ_I (Mpa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (Mpa)	$\Delta\sigma_{fl}$%
AXE VSP	18	9.92	1.66	0.38	1.28	20.11	18.56	81.68	64.07	43.69	43.69	2.94
FIN VSP	18	11.08	1.28	0.38	0.90	14.95	10.56	65.62	63.35	55.33	55.33	3.72
FIN VS1	16	9.32	1.28	0.35	0.93	14.95	10.56	50.26	57.73	69.87	69.87	6.51
FIN VS2	14	9.48	1.28	0.36	0.92	14.95	10.56	36.9	50.40	66.89	66.89	4.50
FIN VS3	12	7.64	1.28	0.32	0.96	14.95	10.56	25.63	44.09	64.47	64.47	4.33
FIN VS4	10	7.64	1.24	0.29	0.95	14.95	10.56	16.4	36.71	58.72	58.72	3.95
FIN VS5	8	6.85	1.28	0.25	1.03	14.95	10.56	9.27	29.56	52.06	52.06	3.50
FIN VS6	6	6.85	1.28	0.25	1.03	14.95	10.56	4.1	22.23	41.55	41.55	2.79
FIN VS7	4	7.03	1.28	0.25	1.03	14.95	10.56	1.025	14.71	28.90	28.90	1.94
FIN VS8	2	9.51	1.28	0.25	1.03	14.95	10.56	0	7.13	14.42	14.42	0.97

Tableau C. 7 : Pertes par relaxation.

SECTION	N câbles	σ_{pi}	μ	μ_0	$\Delta\sigma_p$	$\Delta\sigma_p$%
AXE VSP	18	1347.86	0.724	0.43	59.57	4
FIN VSP	18	1332.69	0.716	0.43	57.27	3.85
FIN VS1	16	1366.21	0.734	0.43	62.41	4.19
FIN VS2	14	1363.16	0.733	0.43	61.93	4.16
FIN VS3	12	1391.07	0.748	0.43	66.33	4.58
FIN VS4	10	1390.14	0.74	0.43	66.19	4.45
FIN VS5	8	1398.95	0.752	0.43	67.60	4.54
FIN VS6	6	1402.70	0.754	0.43	68.20	4.58
FIN VS7	4	1392.34	0.748	0.43	66.53	4.47
FIN VS8	2	1349.63	0.725	0.43	59.84	3.89

Tableau C. 8 : Pertes totales différées

SECTION	AXE VSP	FIN VS1	FIN VS2	FIN VS3	FIN VS4	FIN VS5	FIN VS6	FIN VS7	FIN VS8
PERTE DIFFEREES %	9.25	9.91	10.28	10.08	9.82	9.38	8.07	7.43	6.88

Tableau C.9 : Pertes Totales.

SECTION	AXE VSP	FIN VSP	FIN VS1	FIN VS2	FIN VS3	FIN VS4	FIN VS5	FIN VS6	FIN VS7	FIN VS8
PERTES INSTANTANEES %	9.92	11.08	9.32	9.48	7.64	7.64	6.85	6.58	7.03	9.51
PERTES DIFFEREES %	9.25	9.91	10.28	10.08	9.82	9.28	9.38	8.07	7.43	6.87
TOTAL(%)	19.17	21.00	19.16	19.56	17.46	16.92	16.23	14.65	14.46	16.38

Tableau C.10: conditions d'appui (appareille d'appui à pot)

Appuis	Fx	Fy	Fz	Rx	Ry	Rz
$App_{C1-GAUCHE}$	LIBRE	Bloquée	Bloquée	LIBRE	LIBRE	LIBRE
$App_{C1-DROITE}$	/	/	Bloquée	/	/	/
$App_{p1-GAUCHE}$	/	Bloquée	Bloquée	/	/	/
$App_{p1-DROITE}$	/	/	Bloquée	/	/	/
$App_{p2-GAUCHE}$	/	Bloquée	Bloquée	/	/	/
$App_{p2-DROITE}$	/	/	Bloquée	/	/	/
$App_{P3-GAUCHE}$	/	Bloquée	Bloquée	/	/	/
$App_{P3-DROITE}$	/	/	Bloquée	/	/	/
$App_{P4-GAUCHE}$	/	Bloquée	Bloquée	/	/	/
$App_{P4-DROITE}$	/	/	Bloquée	/	/	/
$App_{P5-GAUCHE}$	/	Bloquée	Bloquée	/	/	/
$App_{P5-DROITE}$	/	/	Bloquée	/	/	/
$App_{P6-GAUCHE}$	/	Bloquée	Bloquée	/	/	/
$App_{P6-DROITE}$	/	/	Bloquée	/	/	/
$App_{P7-GAUCHE}$	/	Bloquée	Bloquée	/	/	/
$App_{P7-DROITE}$	/	/	Bloquée	/	/	/
$App_{P8-GAUCHE}$	/	Bloquée	Bloquée	/	/	/
$App_{P8-DROITE}$	/	/	Bloquée	/	/	/
$App_{P9-GAUCHE}$	Bloquée	Bloquée	Bloquée	/	/	/
$App_{P9-DROITE}$	Bloquée	/	Bloquée	/	/	/
$App_{P10-GAUCHE}$	Bloquée	Bloquée	Bloquée	/	/	/
$App_{P10-DROITE}$	Bloquée	/	Bloquée	/	/	/
$App_{P11-GAUCHE}$	Bloquée	Bloquée	Bloquée	/	/	/
$App_{P11-DROITE}$	Bloquée	/	Bloquée	/	/	/
$App_{P12-GAUCHE}$	Bloquée	Bloquée	Bloquée	/	/	/
$App_{P12-DROITE}$	Bloquée	/	Bloquée	/	/	/
$App_{P13-GAUCHE}$	Bloquée	Bloquée	Bloquée	/	/	/
$App_{P13-DROITE}$	Bloquée	/	Bloquée	/	/	/
$App_{P14-GAUCHE}$	Bloquée	Bloquée	Bloquée	/	/	/
$App_{P14-DROITE}$	Bloquée	/	Bloquée	/	/	/

$App_{P15-GAUCHE}$	**Bloquée**	**Bloquée**	**Bloquée**	/	/	/
$App_{P15-DROITE}$	**Bloquée**	/	**Bloquée**	/	/	/
$App_{P16-GAUCHE}$	**LIBRE**	**Bloquée**	**Bloquée**	/	/	/
$App_{P16-DROITE}$	/	/	**Bloquée**	/	/	/
$App_{P17-GAUCHE}$	/	**Bloquée**	**Bloquée**	/	/	/
$App_{P17-DROITE}$	/	/	**Bloquée**	/	/	/
$App_{P18-GAUCHE}$	/	**Bloquée**	**Bloquée**	/	/	/
$App_{P18-DROITE}$	/	/	**Bloquée**	/	/	/
$Ap_{P19-GAUCHE}$	/	**Bloquée**	**Bloquée**	/	/	/
$App_{19-DROITE}$	/	/	**Bloquée**	/	/	/

Tableau C.10 : vérification des contraintes en phase de service :A vide

Section	**X(m)**	$\vartheta'(m)$	ϑ**(m)**	**I(m⁴)**	**S(m²)**	n_f	n_c	p_f**(MN)**	p_c**(MN)**	$e_f(m)$	$e_c(m)$	**M(MN.m)**	σ_{sup} **(Mpa)**	σ_{inf} **(Mpa)**
Début c1	0	1.66	1.64	20.11	18.56	0	0	0	0	0	0	0	0	0
V1 cintre	3	2.02	1.28	14.95	10.56	0	0	0	0	0	0	-0.30	-0.025	0.04
V2 cintre	5	2.02	1.28	14.95	10.56	0	2	0	6.28	0	1.67	3.55	0	1.53
V3 cintre	9	2.02	1.28	14.95	10.56	0	4	0	12.57	0	1.89	10.05	0.011	3.05
Clavage c1-p1	10.2	2.02	1.28	14.95	10.56	0	6	0	18.86	0	1.8	14.96	0.15	4.36
V1	13	2.02	1.28	14.95	10.56	2	6	6.28	18.86	1.13	1.8	17.14	1.54	1.06
V2	15.8	2.02	1.28	14.95	10.56	4	6	12.57	18.86	1.13	1.8	20	3	3
V3	18.6	2.02	1.28	14.95	10.56	6	6	18.86	18.86	1.13	1.8	19.73	4.17	4.52
V4	21.4	2.02	1.28	14.95	10.56	8	6	25.15	18.86	1.13	1.8	16.34	5.08	5.61
V5	24.2	2.02	1.28	14.95	10.56	10	4	31.44	12.57	1.09	1.8	9.82	5.9	6.9
V6	27	2.02	1.28	14.95	10.56	12	4	37.73	12.57	1.06	1.8	0.19	6.17	7
V7	29.8	2.02	1.28	14.95	10.56	14	2	44.01	6.28	1.04	1.8	-12.57	6.73	1.67
V8	32.6	2.02	1.28	14.95	10.56	16	0	50.3	0	1.03	0	-28.46	6.76	1.61
Début vsp 1	34.1	2.02	1.28	14.95	10.56	18	0	56.59	0	1	0	-47.47	6.14	4.13
Axe vsp 1	36.1	1.66	1.64	20.11	18.56	18	0	56.59	0	1.38	0	-67.19	3.94	2.15
Fin vsp1	38.9	2.02	1.28	14.95	10.56	18	0	56.59	0	1	0	-57.61	5.27	5.5
V1	41.7	2.02	1.28	14.95	10.56	16	0	50.3	0	1.03	0	-44.15	5.41	3.73
V2	44.5	2.02	1.28	14.95	10.56	14	2	44.01	6.28	1.04	1.87	-21.41	5.86	3.03
V3	47.3	2.02	1.28	14.95	10.56	12	4	37.73	12.57	1.06	1.87	-1.8	6.03	2.77
V4	50.1	2.02	1.28	14.95	10.56	10	6	31.44	18.86	1.09	1.87	14.61	5.93	2.91
V5	52.9	2.02	1.28	14.95	10.56	8	8	25.15	25.15	1.13	1.87	28.04	5.57	3.48
V6	55.7	2.02	1.28	14.95	10.56	6	10	18.86	31.43	1.13	1.83	38.28	4.94	4.48
V7	58.5	2.02	1.28	14.95	10.56	4	12	12.58	37.72	1.13	1.8	45.39	4.04	5.91
V8	61.3	2.02	1.28	14.95	10.56	2	12	6.29	37.72	1.13	1.8	49.38	3.17	5.73
Clavage p1-p2	62.5	2.02	1.28	14.95	10.56	0	12	0	37.72	0	1.8	50.25	2.04	5.98
V1	65.3	2.02	1.28	14.95	10.56	2	12	6.29	37.72	1.13	1.8	49.66	3.2	5.69
V2	68.1	2.02	1.28	14.95	10.56	4	12	12.57	37.72	1.13	1.8	46.06	4.09	5.81
V3	70.9	2.02	1.28	14.95	10.56	6	10	18.86	31.43	1.13	1.83	39.34	5.03	4.34
V4	73.7	2.02	1.28	14.95	10.56	8	8	25.15	25.15	1.13	1.87	29.5	5.7	3.29

V5	76.5	2.02	1.28	14.95	10.56	10	6	31.44	18.86	1.09	1.87	16.52	6.09	2.67
V6	79.3	2.02	1.28	14.95	10.56	12	4	37.72	12.57	1.064	1.87	0.43	6.22	2.46
V7	82.1	2.02	1.28	14.95	10.56	14	2	44.01	6.28	1.045	1.87	-18.78	6.08	2.67
V8	84.9	2.02	1.28	14.95	10.56	16	0	50.3	0	1.03	0	-41.12	5.68	3.31
Début vsp 2	86.4	2.02	1.28	14.95	10.56	18	0	56.59	0	1	0	-66.6	4.5	6.71
Axe vsp 2	88.4	1.66	1.64	20.11	18.56	18	0	56.59	0	1.38	0	-92.07	1.91	4.2
Fin vsp2	89.9	2.02	1.28	14.95	10.56	18	0	56.59	0	1	0	-81.9	3.19	8.78
V1	92.7	2.02	1.28	14.95	10.56	16	0	50.3	0	1.03	0	-67.53	3.42	6.89
V2	95.5	2.02	1.28	14.95	10.56	14	2	44.01	6.28	1.04	1.87	-43.11	4	5.96
V3	98.3	2.02	1.28	14.95	10.56	12	4	37.72	12.57	1.06	1.87	-21.83	4.32	5.47
V4	101.1	2.02	1.28	14.95	10.56	10	6	31.43	18.86	1.09	1.87	-3.66	4.36	5.39
V5	103.9	2.02	1.28	14.95	10.56	8	8	25.15	25.15	1.13	1.87	11.38	4.14	3.79
V6	106.7	2.02	1.28	14.95	10.56	6	10	18.86	31.43	1.13	1.83	23.29	3.66	3.017
V7	109.5	2.02	1.28	14.95	10.56	4	12	12.57	37.72	1.13	1.8	32.09	2.9	1.82
V8	112.3	2.02	1.28	14.95	10.56	2	12	6.28	37.72	1.13	1.8	37.76	2.18	1.034
Clavage p2-p3	113.5	2.02	1.28	14.95	10.56	0	12	0	37.72	0	1.8	40.3	1.19	-0.18

Tableau C.10 : vérification des contraintes en phase de service : en charge

Section	X(m)	$\vartheta'(m)$	ϑ(m)	I(m⁴)	S(m²)	n_f	n_c	p_f(MN)	p_c(MN)	$e_f(m)$	$e_c(m)$	M(MN.m)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (Mpa)
Début c1	0	1.66	1.64	20.11	18.56	0	0	0	0	0	0	0	0	0
V1 cintre	3	2.02	1.28	14.95	10.56	0	0	0	0	0	0	6.59	0	0
V2 cintre	5	2.02	1.28	14.95	10.56	0	2	0	6.28	0	1.67	18.49	-1.27	0.48
V3 cintre	9	2.02	1.28	14.95	10.56	0	4	0	12.57	0	1.89	27.83	-1.53	-0.64
Clavage c1-p1	10.2	2.02	1.28	14.95	10.56	0	6	0	18.86	0	1.8	32.21	-1.63	-2.03
V1	13	2.02	1.28	14.95	10.56	2	6	6.28	18.86	1.13	1.8	38.93	-3.41	-4
V2	15.8	2.02	1.28	14.95	10.56	4	6	12.57	18.86	1.13	1.8	40.82	-4.77	-5.81
V3	18.6	2.02	1.28	14.95	10.56	6	6	18.86	18.86	1.13	1.8	40.72	-5.97	-7.35
V4	21.4	2.02	1.28	14.95	10.56	8	6	25.15	18.86	1.13	1.8	37.63	-6.91	-8.49
V5	24.2	2.02	1.28	14.95	10.56	10	4	31.44	12.57	1.09	1.8	29.93	-7.62	-9.62
V6	27	2.02	1.28	14.95	10.56	12	4	37.73	12.57	1.06	1.8	17.76	-7.68	-9.36
V7	29.8	2.02	1.28	14.95	10.56	14	2	44.01	6.28	1.04	1.8	-33.15	-4.96	-4.44
V8	32.6	2.02	1.28	14.95	10.56	16	0	50.3	0	1.03	0	-52.79	-4.67	-4.89
Début vsp 1	34.1	2.02	1.28	14.95	10.56	18	0	56.59	0	1	0	-76.58	-3.64	-8.06
Axe vsp 1	36.1	1.66	1.64	20.11	18.56	18	0	56.59	0	1.38	0	-102.14	-1.08	-5.03
Fin vsp1	38.9	2.02	1.28	14.95	10.56	18	0	56.59	0	1	0	-102.17	-1.45	-11.51
V1	41.7	2.02	1.28	14.95	10.56	16	0	50.3	0	1.03	0	-87.95	-1.66	-9.64
V2	44.5	2.02	1.28	14.95	10.56	14	2	44.01	6.28	1.04	1.87	-68.09	-1.86	-9.33
V3	47.3	2.02	1.28	14.95	10.56	12	4	37.73	12.57	1.06	1.87	-35.28	-3.16	-7.28
V4	50.1	2.02	1.28	14.95	10.56	10	6	31.44	18.86	1.09	1.87	51.19	-9.096	2.074
V5	52.9	2.02	1.28	14.95	10.56	8	8	25.15	25.15	1.13	1.87	67.55	-8.95	1.84
V6	55.7	2.02	1.28	14.95	10.56	6	10	18.86	31.43	1.13	1.83	78.84	-8.41	0.99
V7	58.5	2.02	1.28	14.95	10.56	4	12	12.58	37.72	1.13	1.8	85.44	-7.46	-0.49
V8	61.3	2.02	1.28	14.95	10.56	2	12	6.29	37.72	1.13	1.8	87.35	-6.42	-0.6
Clavage p1-p2	62.5	2.02	1.28	14.95	10.56	0	12	0	37.72	0	1.8	87.35	-5.22	-0.96
V1	65.3	2.02	1.28	14.95	10.56	2	12	6.29	37.72	1.13	1.8	86.84	-6.38	-0.66
V2	68.1	2.02	1.28	14.95	10.56	4	12	12.57	37.72	1.13	1.8	82.62	-7.23	-0.86
V3	70.9	2.02	1.28	14.95	10.56	6	10	18.86	31.43	1.13	1.83	73.79	-7.98	0.31
V4	73.7	2.02	1.28	14.95	10.56	8	8	25.15	25.15	1.13	1.87	60.23	-8.32	0.86
V5	76.5	2.02	1.28	14.95	10.56	10	6	31.44	18.86	1.09	1.87	41.98	-8.27	0.77
V6	79.3	2.02	1.28	14.95	10.56	12	4	37.72	12.57	1.064	1.87	-16.97	-4.73	-4.81
V7	82.1	2.02	1.28	14.95	10.56	14	2	44.01	6.28	1.045	1.87	-39.62	-4.3	-5.49
V8	84.9	2.02	1.28	14.95	10.56	16	0	50.3	0	1.03	0	-66.93	-3.46	-6.8
Début vsp 2	86.4	2.02	1.28	14.95	10.56	18	0	56.59	0	1	0	-98.94	-1.73	-11.0
Axe vsp 2	88.4	1.66	1.64	20.11	18.56	18	0	56.59	0	1.38	0	-131.75	1.32	-7.47

Fin vsp2	89.9	2.02	1.28	14.95	10.56	18	0	56.59	0	1	0	-78.7	-3.46	-8.34
V1	92.7	2.02	1.28	14.95	10.56	16	0	50.3	0	1.03	0	-99.4	-0.69	-11.19
V2	95.5	2.02	1.28	14.95	10.56	14	2	44.01	6.28	1.04	1.87	-68.39	-1.84	-9.37
V3	98.3	2.02	1.28	14.95	10.56	12	4	37.72	12.57	1.06	1.87	-42.08	-2.58	-8.2
V4	101.1	2.02	1.28	14.95	10.56	10	6	31.43	18.86	1.09	1.87	-20.78	-2.89	-7.7
V5	103.9	2.02	1.28	14.95	10.56	8	8	25.15	25.15	1.13	1.87	-3.66	-2.85	-1.75
V6	106.7	2.02	1.28	14.95	10.56	6	10	18.86	31.43	1.13	1.83	63.39	-7.09	-8.43
V7	109.5	2.02	1.28	14.95	10.56	4	12	12.57	37.72	1.13	1.8	72.76	-6.38	-7.32
V8	112.3	2.02	1.28	14.95	10.56	2	12	6.28	37.72	1.13	1.8	77.43	-5.57	-6.39
Clavage p2-p3	113.5	2.02	1.28	14.95	10.56	0	12	0	37.72	0	1.8	78.09	-4.43	-4.92

Tableau C.11 : Raideur des appuis

Appuis	Hmoy	I(m^4)		K pile (MN/m)		K APP APPUI (à pot)	Kapp	
		Long	Trans	Long	trans		long	trans
C01	/	infinie	Infinie	Infinie	Infinie	12.48	12.48	12.48
P01	7.3	10.34	21.35	2725.49426	5627.59211	12.48	12.4231147	12.452385
P02	8.4	10.34	21.35	1788.85852	3693.62954	12.48	12.3935363	12.4379747
P03	9.7	10.34	21.35	1161.71246	2398.7003	12.48	12.3473553	12.4154049
P04	10.4	10.34	21.35	942.57048	1946.21661	12.48	12.3169192	12.4004826
P05	11.15	10.34	21.35	706.313312	1458.39354	12.48	12.2633168	12.3741103
P06	12	10.34	21.35	569.768608	1176.45646	12.48	12.2125019	12.3490002
P07	11.55	10.34	21.35	637.175107	1315.63719	12.48	12.2402568	12.3627284
P08	11.25	10.34	21.35	688.125892	1420.84021	Infinie	688.125892	1420.84021
P09	12.9	10.34	21.35	460.990588	951.851939	Infinie	460.990588	951.851939
P10	14.8	10.34	21.35	307.951987	635.858309	Infinie	307.951987	635.858309
P11	16.85	10.34	21.35	210.194563	434.009084	Infinie	210.194563	434.009084
P12	19.1	10.34	21.35	145.214058	299.837538	Infinie	145.214058	299.837538
P13	18.85	10.34	21.35	150.975862	311.734492	12.48	150.975862	311.734492
P14	20.5	10.34	21.35	117.82131	243.277076	12.48	11.2846905	11.8710221
P15	23.1	10.34	21.35	82.7496717	170.861266	12.48	10.8444761	11.6304891
P16	23.7	10.34	21.35	76.697309	158.364366	12.48	10.733475	11.5683492
P17	22.5	10.34	21.35	89.4559662	184.708402	12.48	10.9520761	11.6901442
P18	22.15	10.34	21.35	93.7054425	193.482708	12.48	11.0132227	11.7237932
P19	18.3	10.34	21.35	164.768815	340.21414	12.48	11.6012895	12.0383981
C02	/	Infinie	Infinie	Infinie	Infinie	12.48	12.48	12.48

Tableau C.12 : modes propres , résultat Midas-civil 2024

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
1	93.91	93.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	93.91	31.37	31.37	0.00	0.00	0.12	0.12	0.00	0.00	33.94	33.94
3	0.00	93.91	1.64	33.01	0.00	0.00	0.05	0.17	0.00	0.00	1.73	35.67
4	0.00	93.91	17.26	50.27	0.00	0.00	0.41	0.58	0.00	0.00	4.16	39.82
5	0.00	93.91	2.36	52.63	0.00	0.00	0.14	0.73	0.00	0.00	3.58	43.41
6	0.66	94.57	0.00	52.63	0.00	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	43.41
7	0.00	94.57	21.10	73.73	0.00	0.00	1.21	1.94	0.00	0.00	2.52	45.92
8	0.00	94.57	11.36	85.09	0.00	0.00	0.85	2.79	0.00	0.00	20.07	65.99
9	0.00	94.57	2.97	88.06	0.00	0.00	0.16	2.95	0.00	0.00	4.44	70.43
10	0.00	94.57	2.28	90.33	0.00	0.00	0.25	3.20	0.00	0.00	10.92	81.35
11	0.01	94.58	0.00	90.33	0.00	0.00	0.00	3.20	0.01	0.01	0.00	81.35
12	0.01	94.59	0.00	90.33	0.01	0.01	0.00	3.20	0.00	0.01	0.00	81.35
13	0.00	94.59	2.96	93.29	0.00	0.01	0.21	3.42	0.00	0.01	2.25	83.60
14	0.00	94.59	0.00	93.29	0.00	0.01	0.00	3.42	0.06	0.07	0.00	83.60
15	0.01	94.59	0.00	93.29	0.04	0.05	0.00	3.42	0.00	0.07	0.00	83.60
16	0.00	94.59	0.25	93.55	0.00	0.05	0.04	3.45	0.00	0.07	4.62	88.22
17	0.00	94.59	0.00	93.55	0.00	0.05	0.00	3.45	0.18	0.25	0.00	88.22
18	0.00	94.60	0.00	93.55	0.10	0.15	0.00	3.45	0.00	0.25	0.00	88.22
19	0.00	94.60	0.87	94.41	0.00	0.15	0.06	3.51	0.00	0.25	0.23	88.45
20	0.01	94.60	0.00	94.41	0.00	0.15	0.00	3.51	0.43	0.68	0.00	88.45

Tableau C.13 :caractéristique propre de la structure (période , fréquence)

Mode No	Frequency (rad/sec)	(cycle/sec)	Période (sec)	Tolérance
1	6.759627	1.075828	0.929517	8.7293E-188
2	6.769645	1.077422	0.928141	2.0178E-187
3	7.854043	1.25001	0.799994	5.444E-172
4	8.713356	1.386774	0.721098	2.971E-160
5	9.907355	1.576805	0.634194	1.9145E-144
6	10.915361	1.737234	0.575628	2.1277E-131
7	10.976698	1.746996	0.572411	6.548E-131
8	11.539406	1.836554	0.544498	1.4673E-125
9	12.356301	1.966566	0.508501	1.778E-115
10	13.001702	2.069285	0.483259	2.31E-110
11	13.703857	2.181037	0.458498	2.9945E-102
12	13.867035	2.207007	0.453102	1.6774E-97
13	13.87154	2.207724	0.452955	5.1055E-99
14	14.221176	2.26337	0.441819	7.8719E-98
15	14.654541	2.332343	0.428753	1.7359E-93
16	14.808298	2.356814	0.424302	7.2198E-93
17	15.167946	2.414054	0.414241	1.4995E-90
18	15.778974	2.511302	0.3982	4.3514E-86
19	15.915833	2.533083	0.394776	1.9075E-85
20	16.409466	2.611648	0.3829	1.7965E-82

Tableau C.14 : déplacements axiaux du tablier

DX(cm)	DY(cm)	DZ(cm)
8.82	7.32	-1.75

Tableau C.15 : évaluation des efforts interne pour la pile la plus sollicités (à L'ELA)

Z(m)	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN·m)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
0	-19238.83	2803.17	25064.18	1198.42	0.00	0.00
0.425	-19405.84	2803.17	25064.18	1198.42	13110.25	11098.65
0.85	-19572.85	2803.17	25064.18	1198.42	26220.6	12264.72
1.275	-19739.86	2803.17	25064.18	1198.42	39330.95	13434.51
1.70	-19906.86	2803.17	25064.18	1198.42	52441.31	14607
4.0875	-20369.99	2841.41	25296.01	1198.42	126644.12	21311.2
6.475	-20833.32	2841.41	25296.01	1198.42	200846.93	28037.23
8.8625	-21296.66	2841.41	25296.01	1198.42	275049.75	34771.85
11.25	-21759.99	2841.41	25296.01	1198.42	349252.57	41510.76

Tableau C.16 : vérification de la portance du sol en traction et en compression à L'ELS [app d'appui à pot]

R(ELS) KN	Max[comb QP] KN	Qmin [comb Qp] KN	Observation
Rc= 4969.83	6648.6	/	OK
Rt= -7209.36	/	0	×

Tableau C.17 : Raideur des appuis(élastomère fretté)

Appuis	Hmoy	I(m⁴)		K pile (MN/m)		K APP APPUI (élastomère frette)	Kapp	
		Long	Trans	Long	trans		Long (MN/m)	Trans (MN/m)
C01	/	infinie	Infinie	Infinie	Infinie	3.60	7.20	7.20
P01	7.3	10.34	21.35	2725.49426	5627.59211	6.40	25.52	25.52
P02	8.4	10.34	21.35	1788.85852	3693.62954	6.40	25.52	25.52
P03	9.7	10.34	21.35	1161.71246	2398.7003	6.40	25.52	25.52
P04	10.4	10.34	21.35	942.57048	1946.21661	6.40	25.52	25.52
P05	11.15	10.34	21.35	706.313312	1458.39354	6.40	25.52	25.52
P06	12	10.34	21.35	569.768608	1176.45646	6.40	25.52	25.52
P07	11.55	10.34	21.35	637.175107	1315.63719	6.40	25.52	25.52
P08	11.25	10.34	21.35	688.125892	1420.84021	6.40	25.52	25.52
P09	12.9	10.34	21.35	460.990588	951.851939	6.40	25.52	25.52
P10	14.8	10.34	21.35	307.951987	635.858309	6.40	25.52	25.52
P11	16.85	10.34	21.35	210.194563	434.009084	6.40	25.52	25.52
P12	19.1	10.34	21.35	145.214058	299.837538	6.40	25.52	25.52
P13	18.85	10.34	21.35	150.975862	311.734492	6.40	25.52	25.52
P14	20.5	10.34	21.35	117.82131	243.277076	6.40	25.52	25.52
P15	23.1	10.34	21.35	82.7496717	170.861266	6.40	25.52	25.52
P16	23.7	10.34	21.35	76.697309	158.364366	6.40	25.52	25.52
P17	22.5	10.34	21.35	89.4559662	184.708402	6.40	25.52	25.52
P18	22.15	10.34	21.35	93.7054425	193.482708	6.40	25.52	25.52
P19	18.3	10.34	21.35	164.768815	340.21414	6.40	25.52	25.52
C02	/	Infinie	Infinie	Infinie	Infinie	3.60	7.20	7.20

Tableau C.18 : déplacements axiaux du tablier(pour app d'appui élastomère fretté)

DX(cm)	DY(cm)	DZ(cm)
17.65	15.02	-1.23

Tableau C.19: évaluation des efforts interne globaux pour la pile la plus sollicités(pour app d'appui élastomère frétée)

Etats	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN·m)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
ELA Mzmax	-28597.11	3169.33	-798.03	32.11	-20355.62	91873.98
ELA Mymax	-26917.89	985.58	2282.45	9.78	74939.85	27424.75
ELS Mzmax	-28838.7	-315.04	-305.59	2.28	8355.36	18070.34
ELS Mymax	-32123.3	-15.56	7290.3	-0.56	-152856.01	-2972.69
ELU Mzmax	-47134.24	-545.21	2138.66	3.3	-47492.63	26628.81
ELU Mymax	-39608.81	-6.97	-5351.48	4.3	113664.39	363

Tableau C.20 :caractéristique propre de la structure (période , fréquence)

Mode No	Frequency		Période	Tolérance
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	
1	3.252978	0.517728	1.931518	0
2	3.367361	0.535932	1.865908	0
3	3.393498	0.540092	1.851536	0
4	3.422949	0.544779	1.835606	0
5	3.51852	0.55999	1.785747	0
6	3.651141	0.581097	1.720883	0
7	3.905592	0.621594	1.608767	0
8	4.375015	0.696305	1.436152	0
9	5.090158	0.810124	1.234379	0
10	6.054696	0.963635	1.037737	0
11	7.251458	1.154105	0.866472	0
12	8.660799	1.378409	0.725474	0
13	10.267116	1.634062	0.611972	2.2417E-134
14	10.284066	1.63676	0.610963	4.0877E-136
15	12.054186	1.918483	0.521245	6.7343E-121
16	13.905021	2.213053	0.451865	1.0843E-101
17	14.01116	2.229945	0.448441	3.4886E-100
18	14.135527	2.249739	0.444496	1.1383E-98
19	14.510276	2.309382	0.433016	3.638E-97
20	15.012567	2.389324	0.418528	5.3468E-93

Tableau C.21 : modes propres , résultat Midas-civil 2024

TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM(%)
0.00	0.00	41.08	41.08	0.00	0.00	4.08	4.08	0.00	0.00	31.69	31.69
0.00	0.00	15.95	57.03	0.00	0.00	2.06	6.14	0.00	0.00	15.08	46.77
90.00	90.00	0.00	57.03	0.00	0.00	0.00	6.14	0.00	0.00	0.00	46.77
0.00	90.00	27.18	84.21	0.00	0.00	3.33	9.47	0.00	0.00	11.43	58.20
0.00	90.00	0.27	84.48	0.00	0.00	0.04	9.51	0.00	0.00	27.86	86.06
0.00	90.00	4.96	89.44	0.00	0.00	0.63	10.14	0.00	0.00	0.61	86.67
0.00	90.00	0.01	89.45	0.00	0.00	0.00	10.14	0.00	0.00	3.49	90.16
0.00	90.00	0.22	89.67	0.00	0.00	0.03	10.18	0.00	0.00	0.00	90.16
0.00	90.00	0.00	89.67	0.00	0.00	0.00	10.18	0.00	0.00	0.13	90.30
0.00	90.00	0.01	89.68	0.00	0.00	0.00	10.18	0.00	0.00	0.00	90.30

0.00	90.00	0.00	89.68	0.00	0.00	0.00	10.18	0.00	0.00	0.01	90.31
0.00	90.00	0.00	89.68	0.00	0.00	0.00	10.18	0.00	0.00	0.00	90.31
0.00	90.00	0.00	89.68	0.00	0.00	0.00	10.18	0.00	0.00	0.00	90.31
0.00	90.00	0.00	89.68	0.00	0.00	0.00	10.18	0.00	0.00	0.00	90.31
0.00	90.00	0.00	89.68	0.00	0.00	0.00	10.18	0.00	0.00	0.00	90.31
0.00	90.00	0.00	89.68	0.00	0.00	0.00	10.18	0.00	0.00	0.00	90.31
0.00	90.00	0.00	89.68	0.00	0.00	0.00	10.18	0.00	0.00	0.00	90.31
0.00	90.00	0.00	89.68	0.01	0.01	0.00	10.18	0.00	0.00	0.00	90.31
0.00	90.00	0.00	89.68	0.00	0.01	0.00	10.18	0.04	0.05	0.00	90.31
0.00	90.00	0.00	89.68	0.03	0.03	0.00	10.18	0.00	0.05	0.00	90.31

Tableau C.22 : calcul des efforts dus au poids propre des éléments de la culée

Désignation	N(KN)	Dv/o(m)	Mv(KN.m)
Mur garde grève	649	2.15	-139.35
Mur en retour	1051.875	1.75	1788.18
Mur frontal	3245	2.90	-9410.5
Semelle	10890	0	0
Total	15835.875	/	-7761.57

Tableau C.23 : vérification de la flèche à ELS

Valeur de la flèche à ELS	Valeur de la flèche admissible	Observation
3.60 (cm)	f_{adm} = L/1000= 51/1000 =5.10 cm	Vérifier

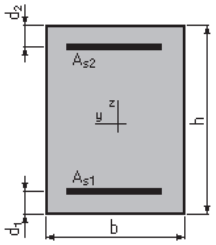
Calcul de section en flexion simple

Hypothèses :

Béton : fc28 =48 Mpa **acier :fe= 500 Mpa**

- **Fissuration préjudiciable**
- **Prise en compte des amateures comprimées**
- **Pas de prise en compte des dispositions sismique**
- **Calcul suivant BAEL 91 mod 99.**

Section: [hourdis sup nappe sup.]
b= 100 cm
h= 80 cm
d1= 5.00cm
d2=5.00 cm



Moments appliqués :

	Mmax (kn.m)	**M**min (kn.m)
Etat **L**imite **U**ltime (ELU)	**0.00**	**0.00**
Etat **L**imite de **S**ervice (ELS)	**-501.73**	**0.00**
Etat **L**imite **A**ccidentelle(ELA)	**0.00**	**0.00**

Résultats :

Sections d'acier :

Section théorique A_{s1} = 0.00 cm² **S**ection théorique A_{s2} = 28.5 cm²

Section minimum A_{smin} = 9.12 cm²

% théorique ρ =0.38% $\rho\ max$ = 5.00%

% minimum ρ =0.13%

Contrainte max du béton comprimée σ_{bc} = 11.10 **M**pa

Contrainte limite du béton comprimée σ_{bc} = 0.6 fc28=28.8 **M**pa

Contrainte limite de l'acier tendue σ_{sc} = 259.6 **M**pa

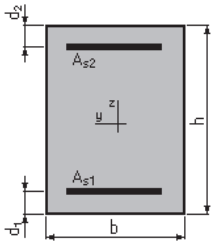
Contrainte limite de l'acier comprimée σ_{sc} = 0.00 **M**pa

Hypothèses :

Béton : fc28 =48 Mpa **acier : fe= 500 Mpa**

- **Fissuration préjudiciable**
- **Prise en compte des amateures comprimées**
- **Pas de prise en compte des dispositions sismique**
- **Calcul suivant BAEL 91 mod 99.**

Section : [hourdis sup nappe inf.]
b= 100 cm
h= 40 cm
d1= 5.00cm
d2=5.00 cm



Moments appliqués :

	Mmax (kn.m)	**M**min (kn.m)
Etat **L**imite **U**ltime (ELU)	**314.63**	**-11.81**
Etat **L**imite de **S**ervice (ELS)	**231.63**	**-11.43**
Etat **L**imite **A**ccidentelle(ELA)	**0.00**	**0.00**

Résultats :

Sections d'acier :

Section théorique A_{s1} = 29.20 cm² **S**ection théorique A_{s2} = 5.90 cm²

Section minimum A_{smin} = 5.76 cm²

% théorique ρ = 1.00% $\rho\, max$ = 5.00%

% minimum ρ = 0.20 %

Contrainte max du béton comprimée σ_{bc} = 11.10 **M**pa

Contrainte limite du béton comprimée σ_{bc} = 0.6 fc28=28.8 **M**pa

Contrainte limite de l'acier tendue σ_{sc} = 259.6 **M**pa

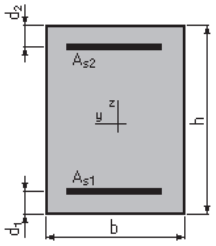
Contrainte limite de l'acier comprimée σ_{sc} ' = 0.00 **M**pa

Hypothèses :

Béton : fc28 =48 Mpa **acier : fe= 500 Mpa**

- **Fissuration préjudiciable**
- **Prise en compte des amateures comprimées**
- **Pas de prise en compte des dispositions sismique**
- **Calcul suivant BAEL 91 mod 99.**

Section : [hourdis inf nappe sup.]
b= 100 cm
h= 40cm
d1= 5.00cm
d2=5.00 cm



Moments appliqués :

	Mmax (kn.m)	**M**min (kn.m)
Etat **L**imite **U**ltime (ELU)	**0.00**	**0.00**
Etat **L**imite de **S**ervice (ELS)	**-64.46**	**0.00**
Etat **L**imite **A**ccidentelle(ELA)	**0.00**	**0.00**

Résultats :

Sections d'acier :

Section théorique A_{s1} = 0.00 cm² **S**ection théorique A_{s2} = 7.70 cm²

Section minimum A_{smin} = 5.76 cm²

% théorique ρ =0.22% $\rho\ max$ = 5.00%

% minimum ρ =0.17%

Contrainte max du béton comprimée σ_{bc} = 2.40 **M**pa

Contrainte limite du béton comprimée σ_{bc} = 0.6 fc28=28.8 **M**pa

Contrainte de l'acier tendue σ_{sc} = 25.20 **M**pa

Contrainte de l'acier comprimée σ_{sc} = 0.00 **M**pa

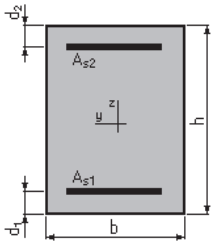
Contrainte limite de l'acier tendue σ_{sc} = 259.6 **M**pa

Hypothèses :

Béton : fc28 =48 Mpa **acier : fe= 500 Mpa**

- **Fissuration préjudiciable**
- **Prise en compte des amateures comprimées**
- **Pas de prise en compte des dispositions sismique**
- **Calcul suivant BAEL 91 mod 99.**

Section : [hourdis inf nappe inf.]
b= 100 cm
h= 40 cm
d1= 5.00cm
d2=5.00 cm



Moments appliqués :

	Mmax (kn.m)	**M**min (kn.m)
Etat **L**imite **U**ltime (ELU)	**0.00**	**0.00**
Etat **L**imite de **S**ervice (ELS)	**34.16**	**0.00**
Etat **L**imite **A**ccidentelle(ELA)	**0.00**	**0.00**

Résultats :

Sections d'acier :

Section théorique A_{s1} = 0.00 cm² **S**ection théorique A_{s2} = 5.90 cm²

Section minimum A_{smin} = 5.76 cm²

% théorique ρ = 0.17% $\rho\, max$ = 5.00%

% minimum ρ = 0.17%

Contrainte max du béton comprimée σ_{bc} = 1.30 **M**pa

Contrainte limite du béton comprimée σ_{bc} = 0.6 fc28=28.8 **M**pa

Contrainte de l'acier tendue σ_{sc} = 13.60 **M**pa

Contrainte limite de l'acier comprimée σ_{sc} ' = 0.00 **M**pa

Contrainte limite de l'acier σ_{sc} = 259.6 **M**pa

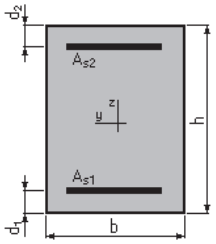
Calcul de section en flexion composée (AME)

Hypothèses :

Béton : fc28 =48 Mpa **acier : fe= 500 Mpa**

- **Fissuration préjudiciable**
- **Prise en compte des amateures comprimées**
- **Pas de prise en compte des dispositions sismique**
- **Calcul suivant BAEL 91 mod 99.**

Section :
b= 100 cm
h= 60 cm
d1= 5.00 cm
d2=5.00 cm



Efforts appliqués :

	M (kn.m)	**N**(kn.m)
Etat **L**imite **U**ltime (ELU**)**	**0.00**	**0.00**
Etat **L**imite de **S**ervice (ELS)	**121.61**	**1036.86**
Etat **L**imite **A**ccidentelle(ELA)	**0.00**	**0.00**

Résultats :

Sections d'acier :

Section théorique A_{s1} = 6.40 cm² **S**ection théorique A_{s2} = 6.40 cm²

Section minimum A_{smin} = 8.64 cm²

% théorique ρ = 0.21% $\rho\, max$ = 5.00%

% minimum ρ = 0.28%

Contrainte max du béton σ_{bc} = 3.60 **M**pa

Contrainte limite du béton comprimée σ_{bc} = 0.6 fc28=28.8 **M**pa

Contrainte de l'acier tendue σ_{sc} = 0.00 **M**pa

Contrainte de l'acier comprimée σ_{sc}' = 48.90 **M**pa

Contrainte limite de l'acier σ_{sc} = 259.60 **M**pa

Calcul de ferraillage de la pile (calcul de la section en flexion déviée composée -tête de la pile -)

Hypothèses:

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

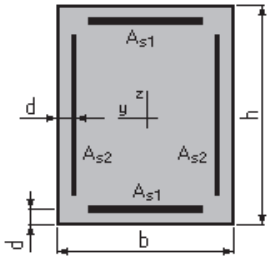
- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

Section:

b = 550,0 (cm)

h = 320,0 (cm)

d = 5,0 (cm)



Efforts appliqués:

Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN.m)	$\mathbf{M_z}$ (kN.m)
ELA	**19238,83**	**0,08**	**9937,83**

Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 550,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 330,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 1760,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 8800,0 (cm2)

théorique r = 1,00 (%)

minimum r_{min} = 0,50 (%) maximum r_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELA N = 19238,83 (kN) M_y = 0,08 (kN.m) M_z = 9937,83 (kN.m)

Coefficient de sécurité: 21,93 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = 590,7 (cm)

Bras de levier: Z = 308,7 (cm)

Déformation du béton: e_b = 3,33 (‰)

Déformation de l'acier: e_s = 0,00 (‰)

Contrainte de l'acier comprimée σ_s'= 500,0 **M**pa

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

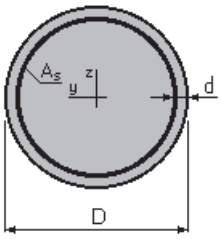
(pieux)

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120,0 (cm) d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELS	319,38	690,44	35,55
2.	ELS	5197,00	38,22	224,20
3.	ELS	2805,89	468,93	53,43
4.	ELS	1901,74	1086,54	12,90
5.	ELS	3928,24	84,01	429,95
6.	ELS	4018,94	72,79	416,81
7.	ELU	-2279,15	380,19	50,69
8.	ELU	8828,45	504,54	312,31
9.	ELU	2865,50	560,46	7,44
10.	ELU	2121,08	962,30	67,81
11.	ELU	6643,46	380,49	659,01
12.	ELU	7211,72	424,46	637,44
13.	ELA	2817,11	31,44	484,16

14.	ELA	2360,64	92,15	324,63
15.	ELA	3273,60	380,23	59,03
16.	ELA	2021,48	499,57	108,84
17.	ELA	4920,09	331,34	108,60
18.	ELA	-599,13	212,09	62,74

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 69,5 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)

théorique ρ = 0,61 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

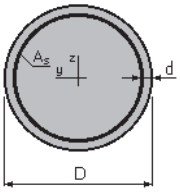
Calcul de Section à l'effort Tranchant (pieux)

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau

2. Section :



D = 120,0 (cm)
d = 7,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	553,88	-2279,84
2.	ELU	1160,90	8825,45
3.	ELA	239,50	599,13
4.	ELA	615,35	4920,09

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 1,2 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3,0 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 3,1 (cm2)
Cadres: 2 ∅ 14
Espacement : S_t = 22.9 (cm)
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40,0 (cm)

E.1 Type de d'ancrage

selon le catalogue de Freyssinet on a opté pour un ancrage de type c

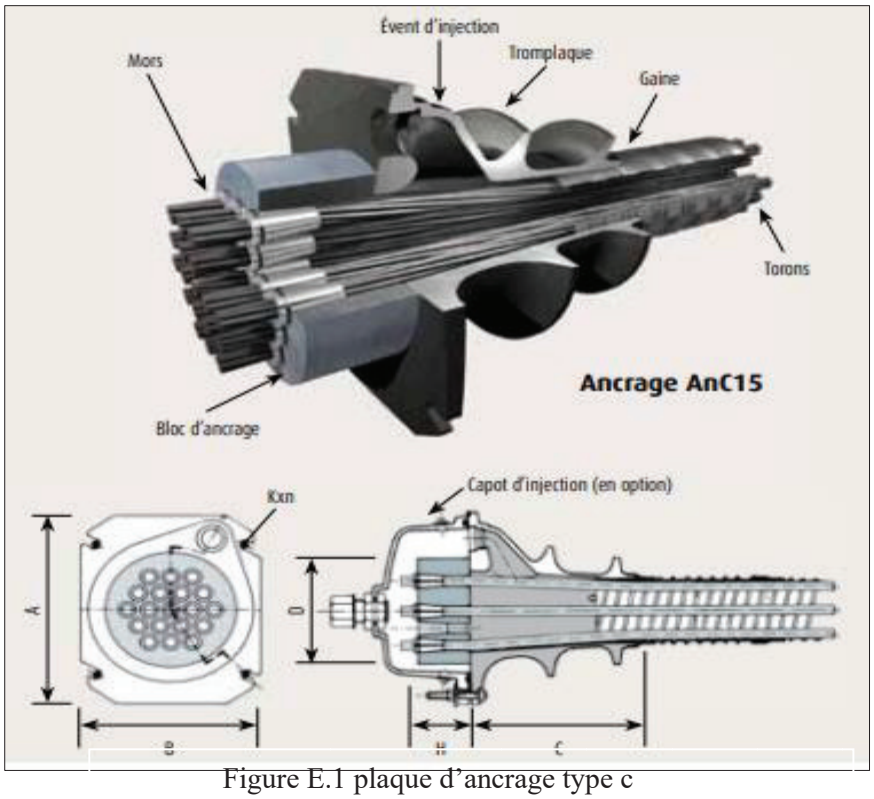


Figure E.1 plaque d'ancrage type c

Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4

Figure E.2 dimension de la plaque d'ancrage

E.2 Les ancrages

Les ancrages doivent être disposés à une distance suffisante de la paroi et être séparés entre eux d'une valeur d'entraxes minimum , ces distances sont obtenues à partir des dimensions a et b des montages d'essais réalisés dans le cadre de la procédure de l'agrément technique européen .

Figure E.3 dimension des ancrages

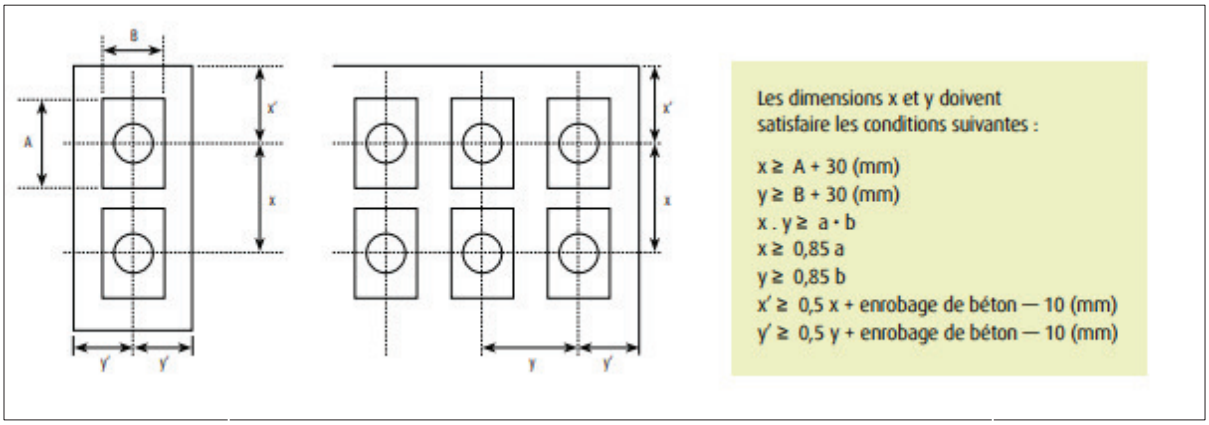
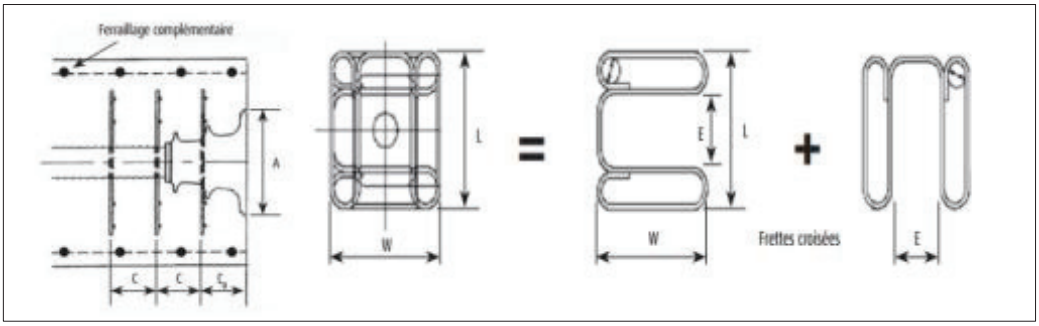


figure E.4 armateur de chaque type d'ancrage

Unités	Frettes croisées ou cadres équivalents (FeE 235)							(B500) Aciers complémentaires (cadres)		
	Nombre de couches	Co (mm)	C (mm)	Diamètre d (mm)	Mandrin diamètre D (mm)	min Centre distance E (mm)	Dim. hors tout LO (mm)	Pas (mm)	Diamètre d (mm)	Nombre
3C15	3	100	75	8	31	90	200	110	8	3
4C15	3	100	75	8	46	90	230	115	12	3
7C15	3	120	90	12	74	130	310	120	12	4
9C15	3	120	110	12	74	140	360	125	14	4
12C15	3	120	120	14	83	160	410	140	16	4
13C15	3	140	125	14	88	170	430	130	16	4
19C15	3	160	125	16	117	200	520	180	20	4
22C15	3	170	140	20	118	215	570	130	16	6
25C15	3	200	160	20	135	220	610	175	20	5
27C15	3	175	170	20	130	250	630	130	20	6
31C15	3	210	150	20	130	255	670	140	20	6
37C15	4	250	225	20	130	270	740	130	25	5
55C15	5	290	200	25	160	340	1050	200	20	6



E.3 Joint Figure E.6 détails des armateurs **garde ballast**

Figure E.6 détails joint garde ballast

freyssinet

J OINTS POUR OUVRAGES FERROVIAIRES

Joint garde ballast

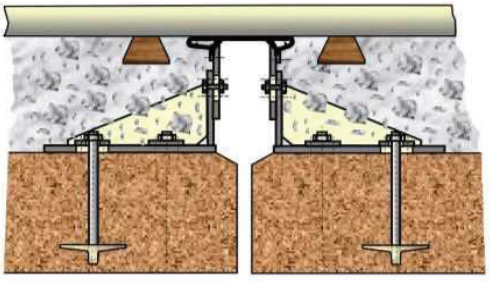
1 - OBJET

Le joint garde ballast est un joint de dilatation équipant les ouvrages ferroviaires de longueur importante (longueur dilatable supérieure à 100 mètres), pour lesquels la variation du souffle entre about de tablier et mur garde-grève est telle qu'il est nécessaire d'y interrompre le ballast .
Il est destiné à remplir les fonctions suivantes :

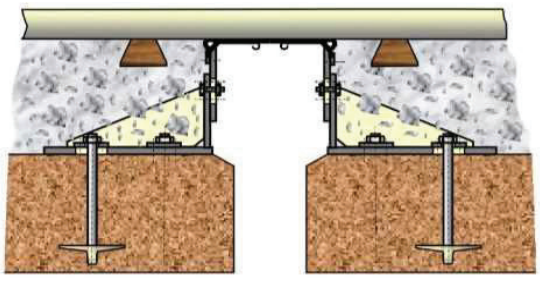
- Il autorise les libres mouvements entre les structures
- Il maintient en place le ballast de chaque coté du joint
- Il empêche toute pénétration de ballast dans le vide du joint

De plus, le joint sous ballast est conçu pour :

- permettre sans son démontage le vérinage de l'ouvrage.
- permettre un réglage en hauteur en cas de variation d'épaisseur de ballast de 200 mm.
- permettre un réglage latéral de 100 mm pour diminuer le hiatus dans le futur (prise en compte du retrait-fluage).



Joint garde ballast en position fermée



Joint garde ballast en position ouverte

2 - DESCRIPTION

Le joint garde ballast comprend :

- Une équerre métallique munie d'une succession de raidisseurs et fixée de part et d'autre du joint
- Une platine verticale ajustable qui suit le profil du ballast
- Un couvre-joint en élastomère empêchant la pénétration de ballast dans le vide du joint
- Une succession de ressorts métalliques supportant le couvre-joint.
- Des ancrages précontraints assurant la fixation des équerres aux structures

3 – PERFORMANCES

Les mouvements admissibles par le joint garde ballast sont :
Longitudinaux : 0 à 350 mm
Verticaux : ± 20 mm

4 - CARACTERISTIQUES

Les pièces métalliques doivent résister au poinçonnement du ballast et aux agents atmosphériques. Elles sont constituées en acier S235 protégées par galvanisation à chaud (5 gr/dm²).
Le couvre-joint est en hypalon et les ressorts le supportant sont en 55S7
Les fixations de classe 8.8 sont protégées par revêtement de zinc type dacrométisation ou équivalent.

