



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جاتسون

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 étude d'un pont rail de la
nouvelle ligne ferroviaire THENIA BOURDJ-BOU-
ARRERIDJ au Pk 22+215

Présenté par :

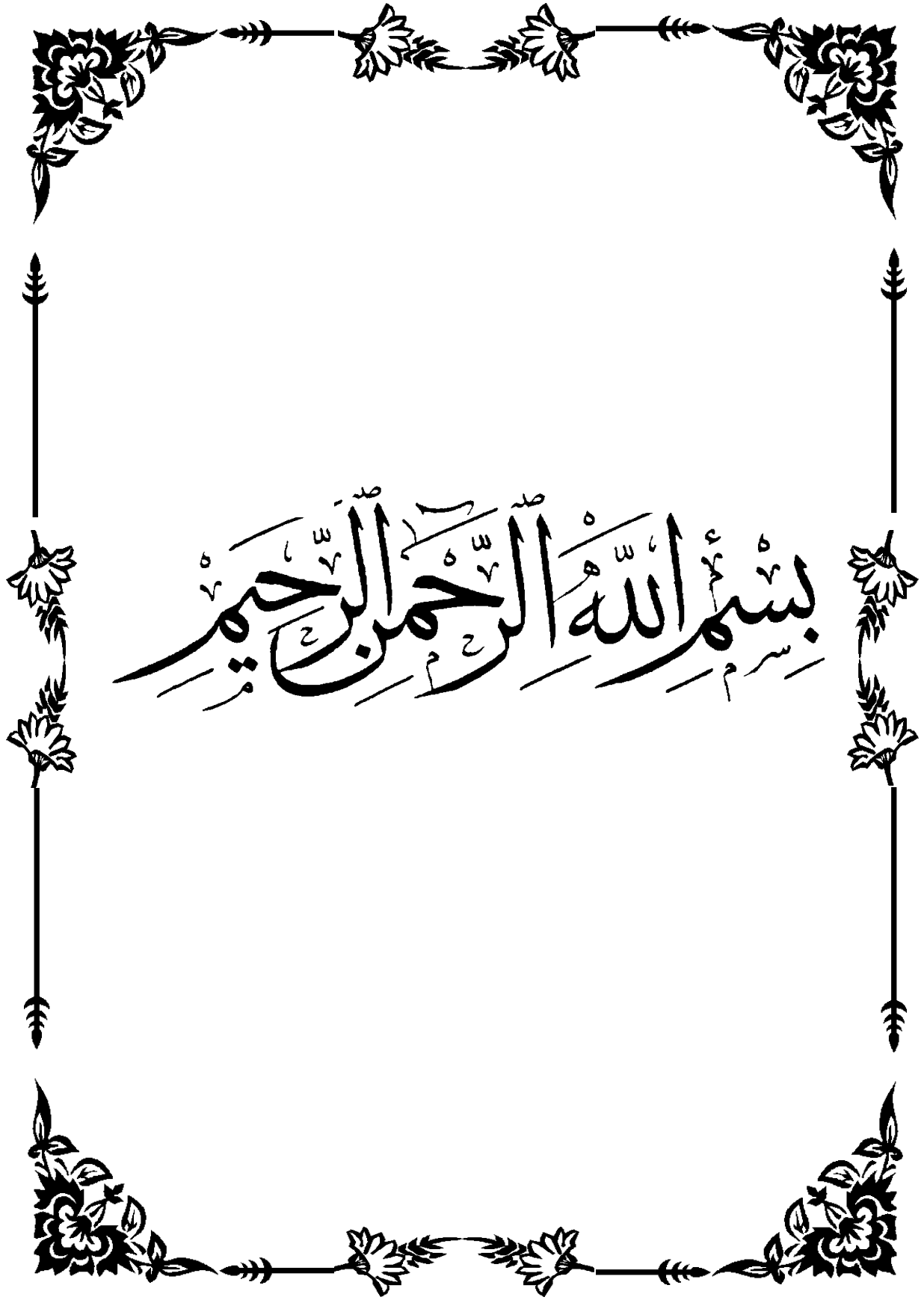
Mohamed ISSAD

Said BOUGUERROUMI

Encadré par :

Dr Mohamed AMIEUR

Promotion 2017 /2018



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

وَمَا تَوْفِيقِي إِلَّا بِاللَّهِ عَلَيْهِ تَوَكَّلْتُ

REMERCIEMENTS

Nous remercions avant tout, Dieu le tout puissant de nous avoir donné la force, le courage, la volonté d'accomplir ce travail dans les meilleures conditions.

Nos premiers remerciements s'adressent à notre encadreur de ce mémoire, Dr Mohamed AMIEUR pour sa disponibilité et ses conseils.

On tient à remercier également, Mr Ferhat FADGHOUCHE pour son soutien et son aide durant cette période. Nos remerciements s'étendent également à toute l'équipe professionnelle de l'E.N.S.T.P qui a contribué à la réussite de notre formation.

Finalement, nous remercions l'équipe de l'ANSRIF pour nous avoir accueillis durant cette période du stage.

ملخص

تهدف هذه المذكرة إلى تصميم ودراسة إنجاز جسر مزدوج المسار الموجود على مستوى خط السكة الحديدية الجديد الرابط بين مدينتي الثنية و برج بوعريريج على مستوى النقطة الكيلومترية رقم 22+215 و يبلغ طوله 380 متر، ويقطع كل من الطريق السيار شرق غرب، الطريق الوطني رقم 5 طريق السكة الحديدية القديمة.

بعد تحديد كل العوائق التي يتقيد بها المشروع تم الإبقاء على خيار الجسر ذو الإنجازين المختلفين. مدخلي الجسر بروافد مسبقة لإجهاد بضغط مسبق والمقاطع المتبقية تنجز بالتتابع المتتالي.

الجسر لديه منحنى 1200م وميل يقدر ب 0.3 بالمئة، يتكون من سبعة مقاطع ترتكز على ستة مساند.

الكلمات المفتاحية: جسر السكة الحديدية، روافد مسبقة الإجهاد، الإنجاز بالتتابع المتتالي.

Résumé

La thèse qui suit, s'intéresse à la conception et l'étude d'un pont rail à double voies qui se trouve au niveau de la ligne ferroviaire THENIA- BOURDJ-BOU-ARRERIDJ de PK 22+215 avec une linéaire de 380m qui traversera l'autoroute, la RN05 et l'enceint chemin de fer.

Après avoir défini toutes les contraintes liées au projet, nous avons retenu une variante de deux modes de constructions. des travées d'accès isostatique en poutres précontraintes et l'autre partie en encorbellement successifs.

L'ouvrage a un rayon de 1200m présente une pente de 0.3%, composé de 7 travées repose sur 6 piles.

Mots clé : pont rail, pouter en précontrainte, pont en encorbellement successifs.

Abstract

The following thesis, is concerned with the design and study of double-track rail bridge located at the level of the railway line THENIA- BOURDJ-BOU-ARRERIDJ of PK 22+215 with a linear of 380m which will cross the highway, the National Road 05 and the pregnant railway.

After having defined all the constraints related to the project, before we retain a variant of two modes of construction. The isostatic access spans in prestressed beam and the other part in successive corbels.

The work has a radius of 1200m, has a slope of 0.3%, composed of 7 bays rests on 6 stack.

Keywords: Railway Bridge, Prestressed beam, successive corbels.

Sommaire

CHAPITRE I : Présentation générale

| | | |
|-------|---|---|
| I.1 | Présentation générale | 3 |
| I.1.1 | Introduction | 3 |
| I.1.2 | Caractéristiques générales de ce projet : | 3 |
| I.2 | Présentation du projet | 4 |
| I.2.1 | Introduction | 4 |
| I.2.2 | CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DE L'OUVRAGE | 4 |
| I.2.3 | DONNEES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE..... | 4 |
| I.2.4 | DONNEES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES | 6 |
| I.2.5 | Données sismologiques | 6 |
| I.2.6 | DONNEES CLIMATIQUES | 7 |

CHAPITRE II : normes et hypothèses du calcul

| | | |
|--------|--|---|
| II.1 | Introduction | 8 |
| II.1.1 | Normes et références | 8 |
| II.1.2 | TYPES ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX..... | 9 |

CHAPITRE III : Conception et pré dimensionnement

| | | |
|---------|--|----|
| III.1 | Introduction | 14 |
| III.1.1 | Identification et analyse des contraintes..... | 14 |
| III.1.2 | Les variantes envisagées..... | 14 |
| III.1.3 | Analyses multicritère..... | 24 |

CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES

| | | |
|--------|---|----|
| IV.1 | Introduction | 25 |
| IV.2 | Poids volumique des matériaux utilisés..... | 25 |
| IV.3 | Valeurs caractéristiques des charges permanentes pour les ponts ferroviaires..... | 25 |
| IV.4 | Charges permanentes :..... | 25 |
| IV.4.1 | Calcul du poids propre | 25 |
| IV.4.2 | Calcul du poids propre des poutres | 25 |
| IV.4.3 | Le poids de la dalle 'Wdalle' : | 26 |
| IV.4.4 | Poids des entretoises | 26 |
| IV.4.5 | Poids du ballast : | 26 |
| IV.4.6 | Garde ballast..... | 26 |
| IV.4.7 | Socle caténaire..... | 26 |
| IV.4.8 | Poids du rail 2xUIC 60..... | 26 |

| | | |
|----------|---|----|
| IV.4.9 | Poids des traverses monoblocs | 26 |
| IV.4.10 | Poids des caténaires et poteau caténaire..... | 26 |
| IV.4.11 | Garde de corps et sous dalle : | 26 |
| IV.5 | Calcul du poids propre des caissons | 27 |
| IV.5.1 | L'équation parabolique de variation de la section des caissons :..... | 27 |
| IV.5.2 | Variation de l'épaisseur des âmes inférieurs :..... | 27 |
| IV.5.3 | Fonction de Variation de poids propre du caisson : | 27 |
| IV.6 | Calcul des surcharges ferroviaires :..... | 27 |
| IV.7 | Charges classifiées..... | 27 |
| IV.8 | Modèle de charge LM71 | 28 |
| IV.9 | Modèle de charge SW/0 | 28 |
| IV.10 | Modèle de charge SW/2 | 28 |
| IV.11 | Modèle de charge « Train à vide » | 28 |
| IV.12 | Modèle de charge HSLM | 28 |
| IV.13 | ACTIONS DUES AUX TRAFICS FERROVIAIRES : | 29 |
| IV.13.1 | Forces centrifuges (EN1991-2. 6.5.1) | 29 |
| IV.13.2 | Effort de lacet (EN1991-2/NA 6.8.2 (2)) | 30 |
| IV.13.3 | Actions dues à l'accélération et au freinage (EN1991-2. 6.5.3) | 30 |
| IV.13.4 | Déraillement (accidentel) | 30 |
| IV.13.5 | Excentricité des charges verticales..... | 31 |
| IV.13.6 | Répartition longitudinale d'une charge de roue par le rail..... | 31 |
| IV.13.7 | Répartition longitudinale des charges par les traverses et le ballast | 31 |
| IV.13.8 | Répartition transversale des charges par les traverses et le ballast | 31 |
| IV.13.9 | Fatigue | 32 |
| IV.13.10 | Effet dynamique | 32 |
| IV.13.11 | Poussées dues aux surcharges d'exploitation..... | 33 |
| IV.13.12 | Interaction voie-ouvrage | 33 |
| IV.13.13 | Combinaisons de charges | 34 |
| IV.13.14 | SURCHARGES DE TROTTOIRS/ OUVRAGES FERROVIAIRES | 34 |
| IV.13.15 | ACTIONS SUR LE GARDE DE CORPS (EN1991-2 4.8) : | 34 |
| IV.13.16 | SURCHARGE D'EXECUTION : | 34 |
| IV.13.17 | COMBINAISONS/ OUVRAGES FERROVIAIRES : | 34 |

CHAPITRE V: Etude de fléau

| | | |
|-----|--|----|
| V.1 | Introduction | 37 |
| V.2 | Les charges considérées durant la réalisation des fléaux | 37 |

| | | |
|--|---|----|
| V.3 | Déroulement des travaux | 38 |
| V.4 | Système statique général et modélisation | 39 |
| V.5 | Caractéristiques des différentes sections modélisées | 42 |
| V.6 | Etude de la précontrainte de fléau | 44 |
| V.6.1 | Introduction | 44 |
| V.6.2 | Calcul des câbles de fléau..... | 44 |
| V.7 | Vérification des contraintes en stade de réalisation..... | 46 |
| V.7.1 | Vérification des contraintes de compression à la fibre supérieure | 46 |
| V.7.2 | Vérification de la contrainte de compression à la fibre inférieure | 46 |
| V.8 | Sollicitation agissant dans chaque voussoir constituant le fléau | 46 |
| V.9 | Répartition des câbles le long de fléau | 46 |
| V.10 | Dimensionnement des armatures transversales dus à l'effort tranchant..... | 47 |
| V.10.1 | Vérification de la contrainte de cisaillement | 47 |
| V.10.2 | Espacement et disposition des armatures des précontraintes | 48 |
| CHAPITRE VI : Etude De La Precontrainte De Continuïte | | |
| VI.1 | Introduction | 50 |
| VI.1.1 | Efforts à considérer lors de dimensionnement des câbles de continuité . | 51 |
| VI.1.2 | Dimensionnement de la précontrainte à la clé | 52 |
| VI.1.3 | Vérification des câbles à la clé à l'ELU | 52 |
| VI.1.4 | Vérification de la contrainte de compression à la fibre inférieure | 52 |
| VI.1.5 | Vérification des contraintes de compression à la pile | 53 |
| VI.1.6 | Répartition des câbles de continuité dans chaque voussoir..... | 53 |
| CHAPITRE VII : Dimensionnement Des Armature Passives | | |
| VII.1 | Dimensionnement des armatures passives à l'ELU | 54 |
| VII.1.1 | Dimensionnement des armatures longitudinale dans la section sur pile | 54 |
| VII.1.2 | Dimensionnement des armatures longitudinale dans la section à la clé | 54 |
| VII.1.3 | Vérification des dalles de compression..... | 55 |
| VII.1.4 | Vérification des bielles de compression à l'ELU | 56 |
| VII.1.5 | Vérification de la flèche due au poids propre aux ELS | 56 |
| VII.1.6 | Vérification des contraintes et des efforts tranchants | 56 |
| CHAPITRE VIII : Etude Transversale | | |
| VIII.1 | Introduction | 57 |
| VIII.2 | Les charges considérées pour le dimensionnement | 57 |
| VIII.3 | Détermination des sollicitations | 58 |

| | | |
|----------|--|----|
| VIII.3.1 | Le dimensionnement | 58 |
| VIII.4 | Etude du voussoir à la clé : | 59 |
| VIII.4.1 | Détermination des sollicitations | 59 |

CHAPITRE IX : Etude Des Viaducs D'accès

| | | |
|--------|---|----|
| IX.1 | Introduction | 60 |
| IX.2 | Caractéristiques des sections de la poutre | 60 |
| IX.3 | Dimensionnement des câbles de précontraintes | 63 |
| IX.3.1 | Détermination de nombre des câbles | 63 |
| IX.3.2 | Vérification de la borne supérieure de la précontrainte | 67 |
| IX.4 | Trace des câbles..... | 67 |
| IX.5 | Disposition des câbles | 67 |
| IX.5.1 | Disposition des câbles à la section d'about..... | 67 |
| IX.5.2 | Tracé de chaque câble | 67 |
| IX.5.3 | Détermination des câbles de précontrainte..... | 68 |
| IX.5.4 | Calcul des pertes de précontraintes | 68 |
| IX.5.5 | Pertes totale | 72 |
| IX.6 | Vérification des contraintes à L'ELS | 72 |
| IX.6.1 | Vérification des contraintes normales | 72 |
| IX.6.2 | Les démarches du calcul dans les trois étapes : | 72 |
| IX.6.3 | Vérification des contraintes tangentielles | 73 |
| IX.6.4 | Dimensionnement des armatures passives | 73 |
| IX.7 | Dimensionnement de la dalle supérieure..... | 77 |
| IX.8 | Calcul de la flèche et les déplacements | 77 |
| IX.8.1 | Introduction | 77 |
| IX.8.2 | Calcul de la contre flèche due à la précontrainte | 77 |

CHAPITRE X : Etude De L'infrastructure

| | | |
|-------|--|----|
| X.1 | Introduction | 78 |
| X.2 | Conception des piles..... | 78 |
| X.3 | Pré-dimensionnement des sections de piles..... | 78 |
| X.3.1 | Pour les piles P1, P2, et P6 | 78 |
| X.4 | Schéma du système de blocage | 79 |
| X.5 | Etude de la pile | 80 |
| X.5.1 | Vérification au flambement..... | 80 |
| X.5.2 | Dimensionnement de la pile P1 :..... | 81 |
| X.6 | Etude de la semelle | 84 |

| | | |
|-------------------------------------|--|----|
| X.6.1 | Détermination du nombre de pieux | 84 |
| X.6.2 | Dimensionnement de la semelle : | 86 |
| X.7 | Dimensionnement des pieux | 87 |
| X.7.1 | Dimensionnement des armatures longitudinales | 88 |
| X.8 | Etude de la pile circulaire | 90 |
| X.8.1 | Caractéristiques géométrique de la section des piles (P3 ;P4 ;P5)..... | 90 |
| X.8.2 | Dimensionnement des armatures longitudinale..... | 90 |
| X.8.3 | Vérification des armatures..... | 91 |
| X.8.4 | Dimensionnement des armatures transversales | 91 |
| | | |
| CHAPITRE XI : Etude Sismique | | |
| XI.1 | Introduction | 95 |
| XI.1.1 | Caractéristiques sismique de la zone..... | 95 |
| XI.1.2 | Combinaisons de l'action sismique..... | 95 |
| XI.1.3 | Combinaisons sismiques « EL sismique » | 95 |
| XI.1.4 | Les spectres de réponse (Méthode du calcul utilisé CQC)..... | 95 |
| XI.2 | Interprétation : | 97 |
| XII. | Conclusion générale | 98 |
| | | |
| Bibliographie | | |
| | | |
| Annexes | | |

Liste des figures

| | |
|--|----|
| Figure I-1: Position du projet sur la carte nationale | 3 |
| Figure I-2 : Tracé en plan de l'ouvrage (1:2000)..... | 4 |
| Figure I-3 : Plan de situation de l'ouvrage..... | 3 |
| Figure I-4: Profil en long de l'ouvrage (1:1500)..... | 5 |
| Figure I-5 : profil en travers du pont (1 :75) | 5 |
| Figure I-6: Carte de zonage sismique de l'Algérie | 7 |
| Figure III-1: Cotations des sections de poutre pré dimensionnées..... | 16 |
| Figure III-2 : les éléments du caisson..... | 17 |
| Figure III-3: Cotations des goussets du caisson sur pile | 19 |
| Figure III-4: Cotations des goussets du caisson à la clé..... | 19 |
| Figure III-5: Plan des éléments de la première variante..... | 14 |
| Figure III-6: Plan de situation de l'ouvrage | 15 |
| Figure III-7: Plan des éléments de la deuxième variante | 20 |
| Figure III-8: plan de situation de la deuxième variante..... | 21 |
| Figure III-9: Plan des éléments de la troisième variante | 22 |
| Figure III-10: Plan de situation de la troisième variante | 23 |
| Figure IV-1: Modèle de charge LM71 | 28 |
| Figure IV-2: Modèle de charge SW0 | 28 |
| Figure IV-3: Modèle de charge SW2 | 28 |
| Figure IV-4: Réparation longitudinale d'une force ponctuelle..... | 31 |
| Figure IV-5: Répartition longitudinale des charges par les travers et le ballast..... | 31 |
| Figure IV-6: Répartition transversale d'une voie ballastée et traverses bi-blocs..... | 32 |
| Figure V-1: Représentation des charges considérées | 37 |
| Figure V-2 : Etapes de réalisation de fléaux | 38 |
| Figure V-3: Modélisation des piles des fléaux | 39 |
| Figure V-4: Modélisation des fléaux | 39 |
| Figure V-5: Vu en élévation du pont modélisé | 40 |
| Figure V-6 : Vu en plan du pont..... | 40 |
| Figure V-7: Modélisation du tablier en stade d'exploitation | 40 |
| Figure V-8: Fonction de variation de la hauteur du caisson..... | 41 |
| Figure V-9: Fonction de la variation d'épaisseur de l'hourdis inférieur du caisson | 41 |
| Figure V-10: Caractéristique de la section sur pile | 42 |
| Figure V-11: L'influence de l'effort tranchant Q_y sur la section du caisson | 43 |
| Figure V-12: L'influence du moment fléchissant M_z sur la section du caisson..... | 43 |
| Figure V-13: Caractéristiques de la section à la clé | 43 |
| Figure V-14: Moment fléchissant M_z du tablier sous l'effet du poids propre..... | 26 |
| Figure V-15: Effort tranchant Q_y sous l'effet du poids propre..... | 27 |
| Figure V-16: Effort normal N_x dû au poids propre du tablier au niveau de la pile 4 .. | 28 |
| Figure V-17: Déplacement vertical V_y sous l'effet du poids propre | 29 |
| Figure V-18: Moment fléchissant M_z dû à la charge de chantier | 30 |
| Figure V-19: Effort tranchant Q_y sous dû à la charge du chantier..... | 31 |
| Figure V-20: Moment fléchissant dû au chargement du chantier concentré | 32 |
| Figure V-21: Effort tranchant dû au chargement concentré du chantier de 1000KN .. | 33 |

| | |
|---|----|
| Figure V-22: Moment de torsion dû au vent latéral de 1.35 KN/m ² | 34 |
| Figure V-23: Moment de torsion dû au vent de dépression de 1.35 KN/m ² | 35 |
| Figure V-24: Effort tranchant Q _z dû au vent latéral..... | 36 |
| Figure V-25: Déplacement vertical V _y sous l'effet du retrait et fluage du béton..... | 37 |
| Figure V-26: Déplacement total V _y sous l'effet des charges permanentes et au retrait et fluage du béton | 38 |
| Figure V-27: les différents efforts intérieurs provoqués | 44 |
| Figure V-28 : Comparaison des efforts tranchants..... | 48 |
| Figure V-29 Dispositions constructives des câbles de précontrainte..... | 49 |
| Figure V-30: Dispositions des câbles dans le gousset supérieur du voussoir | 49 |
| Figure V-31: Vue en plan des câbles de fléau (1 :150) | 33 |
| Figure V-32 : Vue en élévation des câbles de fléau (1 :150) | 33 |
| Figure VI-1: Etapes de réalisation de clavage des fléaux..... | 50 |
| Figure VI-2: Application de charge du ballast et équipements | 51 |
| Figure VI-3: Représentation du poids propre du tablier..... | 51 |
| Figure VI-4: Moment M _z dû aux charges permanentes (poids propre du tablier et la superstructure)..... | 39 |
| Figure VI-5: : Effort tranchant Q _y dû aux charges permanentes | 40 |
| Figure VI-6: Déplacement vertical V _y dû au poids propre du tablier | 41 |
| Figure VI-7: Déplacement vertical V _y dû aux charges permanentes (ballast et équipement)..... | 42 |
| Figure VI-8 : Déplacement vertical V _y dû au retrait et fluage du béton | 43 |
| Figure VI-9: Déplacement total V _y dû aux charges permanentes..... | 44 |
| Figure VI-10: Disposition des câbles de continuité dans le gousset inférieur | 41 |
| Figure VI-11: vu en élévation et en plan des câbles de continuité..... | 41 |
| Figure VI-12: Vu en élévation et plan des câbles de continuité dans les voussoirs coulés sur cintre..... | 42 |
| Figure VII-1: moment dû à la charge mobile LM71 | 41 |
| Figure VII-2 : Effort tranchant dû à la charge mobile LM71 | 42 |
| Figure VII-3: moment fléchissant dû à la charge mobile SW0 | 43 |
| Figure VII-4: effort tranchant dû à la charge mobile SW0 | 44 |
| Figure VII-5: moment fléchissant dû à la charge mobile SW2 | 45 |
| Figure VII-6: effort tranchant dû à la charge mobile SW2 | 46 |
| Figure VII-7: moment fléchissant dû à la charge mobile de train à vide | 47 |
| Figure VII-8: effort tranchant dû à la charge mobile train à vide | 48 |
| Figure VII-9: moment fléchissant dû au déraillement de train "situation I" | 49 |
| Figure VII-10: moment du déraillement situation 2..... | 50 |
| Figure VII-11: combinaison des charges mobiles aux ELU fondamental | 41 |
| Figure VII-12: combinaison des efforts tranchant..... | 42 |
| Figure VII-13: enveloppe des moments aux ELS fréquent | 43 |
| Figure VII-14: enveloppe des efforts tranchant aux ELS fréquent | 44 |
| Figure VII-15: enveloppe des moments aux ELS quasi-permanent..... | 45 |
| Figure VII-16: enveloppe des efforts tranchant aux ELS quasi-permanent..... | 46 |
| Figure VII-17: enveloppe du moment aux ELS caractéristique..... | 47 |
| Figure VII-18: enveloppe des efforts tranchant aux ELS caractéristique | 48 |
| Figure VII-19: Section sur pile..... | 54 |
| Figure VII-20: Section à la clé | 54 |

| | |
|---|----|
| Figure VII-21 : description des efforts | 55 |
| Figure VII-22: Disposition des cadres dans l'âme du caisson | 56 |
| Figure VIII-1: section du caisson modélisée | 57 |
| Figure VIII-2: Représentation du poids propre du caisson | 57 |
| Figure VIII-3 : Effort d'accélération et (freinage (-1)) | 57 |
| Figure VIII-4: Poids du ballast et équipements de la superstructure..... | 57 |
| Figure VIII-5: Effort du centrifuge..... | 57 |
| Figure VIII-6: Effort du Lacet..... | 57 |
| Figure IX-1: L'effet du l'effort tranchant sur la poutre de rive | 60 |
| Figure IX-2: L'effet du moment sur la poutre la plus sollicitée (uniquement sous l'effet des charges permanentes)..... | 60 |
| Figure IX-3: Modélisation du tablier..... | 61 |
| Figure IX-4: Vu en élévation du pont après réalisation des travées de rive..... | 61 |
| Figure IX-5:Vu en perspective du pont | 61 |
| Figure IX-6: Sections et numérotations des poutres modélisées..... | 62 |
| Figure IX-7: Moment fléchissant M_z sous poids poutre et Hourdis | 60 |
| Figure IX-8:Effort tranchant Q_y sous poids propre poutre et hourdis | 61 |
| Figure IX-9: Représentation des efforts agissant sur une section | 63 |
| <i>M_g</i> : Moment dû au poids propre de superstructure donné sur la Figure IX-10-a. | 65 |
| Figure IX-11: moments fléchissant dû aux charges permanentes | 66 |
| Figure IX-12: Détermination de la tangente et l'inclinaison des câbles | 67 |
| Figure IX-13: Disposition des câbles dans les différentes sections | 63 |
| Figure IX-14: Moment max donné par la combinaison ELU fondamentale..... | 74 |
| Figure IX-15: L'effort tranchant max V_y max donnée par la combinaison ELU- fondamentale | 75 |
| Figure IX-16: Déplacement vertical V_y sous l'effet du poids propre de chaque poutre | 68 |
| Figure IX-17: Déplacement vertical V_y sous l'effet du poids propre de chaque poutre donnés par la comb ELU-FON..... | 69 |
| Figure IX-18: Rotations au niveau de chaque poutre (COMB-ELU-FON)..... | 70 |
| Figure X-1: section en travers de la pile..... | 78 |
| Figure X-2: Conditions d'appuis du tablier avec les piles | 79 |
| Figure X-3: Effort normal sous la combinaison dominante ELU-fondamentale | 78 |
| Figure X-4: enveloppe des Moments de flexion M_y | 79 |
| Figure X-5: enveloppe des Efforts tranchants Q_z | 80 |
| <i>M_r</i> : Moment maximal donné par la combinaison ELU (figure X-6)..... | 81 |
| <i>Q_z</i> : Effort tranchant donné par la combinaison ELU fondamentale (figure X-7) | 82 |
| Figure X-8: Plan de ferrailage de la pile | 83 |
| Figure X-9: plan de fondation | 85 |
| Figure X-10: Efforts sur le pieu le plus sollicité avec la combinaison ELU- fondamentale | 87 |
| Figure X-11: Abaque de Walther utilisés pour le dimensionnement | 88 |
| Figure X-12:plan de ferrailage de pieu..... | 89 |
| Figure X-13: Section transversal de la pile | 90 |
| Figure X-14: Abaques de Walther utilisés pour le cas de cette pile..... | 92 |
| Figure X-15: plan de ferrailage de la pile..... | 93 |

| | |
|--|-----|
| Figure X-16: Conception de la fondation circulaire..... | 94 |
| Figure XI-1 : Moment M_x du au séisme | 95 |
| Figure XI-2: Moment M_y du au séisme | 96 |
| Figure XI-3: Moment M_z du au séisme | 97 |
| Figure XI-4: Efforts normaux dus au séisme | 98 |
| Figure XI-5: Efforts tranchant Q_y dus au séisme..... | 99 |
| Figure XI-6: Efforts tranchants Q_z dus au séisme..... | 100 |
| Figure XI-7: Modes du séisme (1;2) | 101 |
| Figure XI-8: Modes de séisme (19.31et 50)..... | 102 |

Liste des tableaux

| | |
|--|----|
| Tableau I-1: Classification des zones sismique..... | 6 |
| Tableau I-2: Groupe et importance des ponts..... | 7 |
| Tableau I-3: Coefficients d'accélération..... | 7 |
| Tableau II-1: Normes principale | 8 |
| Tableau II-2: Normes complémentaires | 9 |
| Tableau II-3 : Caractéristiques du béton armé | 9 |
| Tableau II-4: Limitation des contraintes et maitrises des fissures | 11 |
| Tableau II-5: Classe structurelle des bétons..... | 11 |
| Tableau II-6: Enrobages | 12 |
| Tableau II-7: Caractéristiques des aciers..... | 12 |
| Tableau II-8: Caractéristiques de la précontrainte..... | 13 |
| Tableau II-9: Caractéristiques des remblais | 14 |
| Tableau III-1 : Implantation des appuis (voir le profil en long de la variante) | 14 |
| Tableau III-2: Implantation des appuis..... | 20 |
| Tableau III-3: Implantation des appuis..... | 22 |
| Tableau III-4: Pré dimensionnement des poutres | 23 |
| Tableau IV-1: Poids volumique des matériaux utilisés..... | 25 |
| Tableau IV-2: Valeurs caractéristiques des charges permanentes | 25 |
| Tableau IV-3: Caractéristiques des sections constituant la poutre..... | 25 |
| Tableau IV-4: Poids des équipements constituant la dalle | 26 |
| Tableau V-1: Déroulement des travaux..... | 38 |
| Tableau V-2: Caractéristiques des différentes sections modélisées | 42 |
| Tableau V-3: Caractéristiques mécaniques des câbles de précontrainte | 45 |
| Tableau V-4: Efforts intérieurs dans chaque voussoir | 46 |
| Tableau V-5: Répartition des câbles du fléau dans chaque voussoir | 46 |
| Tableau V-6: Effort tranchant dans chaque section du caisson..... | 47 |
| Tableau V-7 : Dispositions constructives..... | 48 |
| Tableau VI-1: Répartition des câbles de continuités dans les voussoirs concernés | 53 |
| Tableau VI-2: Répartition des câbles de continuités dans les voussoirs coulés sur cintre | 53 |
| | |
| Tableau VIII-1: Les efforts intérieurs du voussoir sur pile | 58 |
| Tableau VIII-2: Ferrailage du voussoir sur pile | 59 |
| Tableau VIII-3: Efforts intérieurs dans le voussoir à la clé..... | 59 |
| Tableau VIII-4: Ferrailage du caisson à la clé | 59 |
| Tableau IX-1: Caractéristiques des sections de la poutre..... | 60 |
| A partir de la figure IX-2 on peut déduire que : | 68 |
| Tableau IX-3: Equations des câbles | 68 |
| Tableau IX-4: Types et fonctions des pertes | 68 |
| Tableau IX-5: : pertes dues au frottement des câbles..... | 68 |
| Tableau IX-6: Pertes dues au recul des câbles | 69 |
| Tableau IX-7: pertes dues au raccourcissement du béton | 70 |
| Tableau IX-8: Types et fonctions des pertes déferées..... | 70 |
| Tableau IX-9: Pertes dues au retrait du béton | 70 |
| Tableau IX-10: pertes dues fluage du béton..... | 71 |
| Tableau IX-11: pertes dues à la relaxation des aciers | 71 |

| | |
|---|----|
| Tableau IX-12: pertes totales..... | 72 |
| Tableau IX-13: Vérification des contraintes normales..... | 72 |
| Tableau IX-14: Vérification des contraintes tangentielles | 73 |
| Tableau IX-15: flèches et rotations des poutres | 77 |
| Tableau X-1: caractéristiques de la section en travers | 78 |
| Tableau X-2: Implantation et hauteurs des piles | 79 |
| Tableau X-3: Efforts en tête de pile | 81 |
| Tableau X-4: Efforts au pied de pile | 81 |
| Tableau X-5: Efforts exercés en tête de pile | 90 |
| Tableau X-6: Efforts exercés en pied de la pile | 90 |
| Tableau XI-1 : participation de la masse modale | 96 |

Chapitre I : Présentation générale

Chapitre I : Présentation générale

I.1 Présentation générale

I.1.1 Introduction

Dans le cadre de son programme de développement du transport ferroviaire inscrit au plan quinquennal du secteur du transport de l'état algérien, la SNTF restructure le réseau ferroviaire national en modernisant la rocade ferroviaire EST-OUEST (Alger-Annaba), la rocade ferroviaire des hauts plateaux (Ain touta, M'sila, Ain ouessara, Tiaret, Saida, Moulay slissen) et leur interconnexions.

Ce plan de développement intègre la construction d'une ligne nouvelle mixte électrifiée entre les villes de THENEA et BOURDJ-BOU-ARRERIDJ d'une longueur de 175 km environ, passant dans la wilaya de BOUIRA avec un linéaire de 95 km soit 70% du tracé projeté. Ce long parcours a nécessité la conception de 22 tunnels et de 75 ponts rail, dont la longueur totale avoisine 23 Km souvent en régions vallonneuses.

Ce projet est associé à des travaux de modernisation des lignes existantes sur les tronçons connexes de la rocade ferroviaire nord, ces travaux de modernisation consistent en la réalisation de la mise à double voie complète, la modernisation, l'électrification et l'augmentation de vitesse des tronçons ORAN/ELKHEMIS et BOURDJ-BOU-ARRERIDJ/CONSTENTINE.

Ce projet revêt également une importance particulière, car une fois réalisé, il contribuera fortement à la dynamique économique et commerciale dans la région du centre du pays ainsi que fluidifiera le trafic ferroviaire et le transport de marchandises et des personnes.



Figure I-1: Position du projet sur la carte nationale

I.1.2 Caractéristiques générales de ce projet :

- Ligne à double voie électrifiée- longueur175 km
- Vitesse maximale (voyageurs).....160 km/h
- Trafic mixte voyageurs et marchandises dont les vitesses sont respectivement 160, 100 Km/h
- Voie en rail UIC60 posée sur des traverses en béton
- Traverses bi-blocs pour le tracé et monobloc au-dessus des ponts.

Chapitre I : Présentation générale

I.2 Présentation du projet

I.2.1 Introduction

L'ouvrage qui nous a confié par l'Agence Nationale d'Etude et de Suivi de la Réalisation et des Investissements Ferroviaires «ANESRIF », est un viaduc ferroviaire qui fait partie de lot 11 du la nouvelle ligne ferroviaire THENEA-BBA, au pk 22+215. De 380 m de longueur et de 12.80 m de largeur, où la hauteur des piles varie entre 15 à 30 m.

Ce pont a pour objet le franchissement de plusieurs contraintes (passages routiers) qui présentent une importance capitale pour l'économie de l'état et des particuliers en premier lieu, ainsi que pour l'utilité publics en deuxième lieu. Ces contraintes sont respectivement le chemin de fer, la route nationale 5 et l'autoroute est-ouest, au niveau de BOUIRA environ 5 km au nord de la ville de Kadiria. Ce pont franchit les obstacles cités auparavant avec des longueurs de 22 m et 50 m et 75 m et des bords de franchissement de 28°, 26°, 38° respectivement.

La conception et l'étude du projet qui fait l'objet de ce rapport sera conformément aux normes parasismiques algériennes « RPOA » et selon les eurocodes.

I.2.2 CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DE L'OUVRAGE

- Obstacles à franchir : chemin de fer Est-ouest, route nationale numéro 5 (RN5), L'Autoroute Est-Ouest.
- Longueur total de l'ouvrage : 380 m, avec un rayon de la courbure horizontale de 1200 m.
- Elévation maximale du pont : 30.00m
- Vitesse de dimensionnement : 160 Km/h
- Vitesses marchandise et voyageur sont 100 ; 160 Km/h respectivement
- 2 voies de circulation

I.2.3 DONNEES GEOMETRIQUES DE LOUVRAGE

I.2.3.1 TRACE EN PLAN

Le viaduc est en courbe avec un rayon de 1200m, et qui présente différents bords de franchissement avec les obstacles à franchir, ainsi que des longueurs de franchissement très importantes. Donc un tel tracé introduit des difficultés particulières dans sa conception et surtout dans l'implantation des appuis qui sont exigés en quelque sorte.

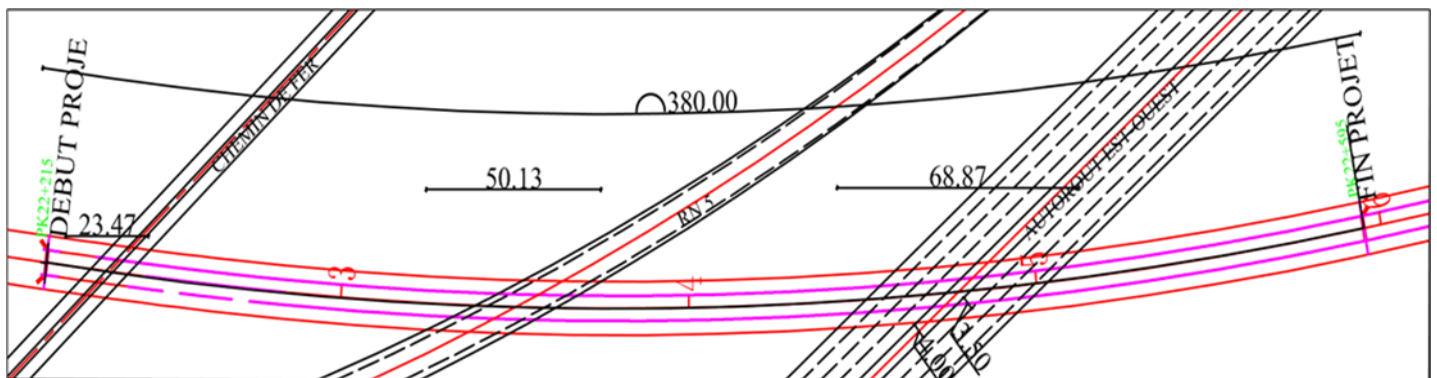


Figure I-2 : Tracé en plan de l'ouvrage (1:2000)

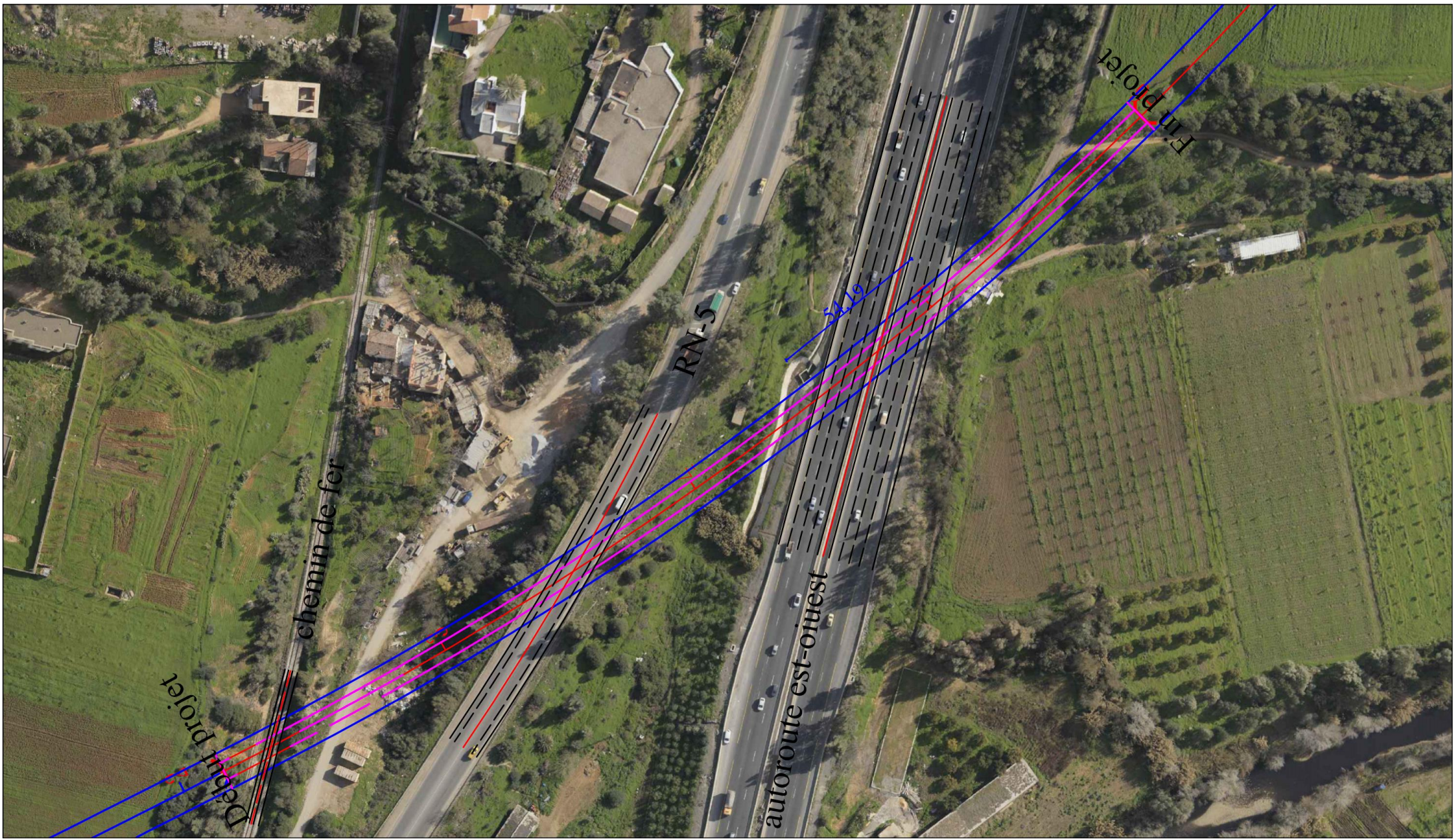


Figure I-3 : Plan de situation de l'ouvrage

Chapitre I : Présentation générale

1.2.3.2 Profil en long

Le profil en long de l'ouvrage présente une légère pente de 0.3%, sur toute la longueur de pont, ce profil en long permet de considérer un tablier parfaitement horizontale dans le calcul (figure I.4).

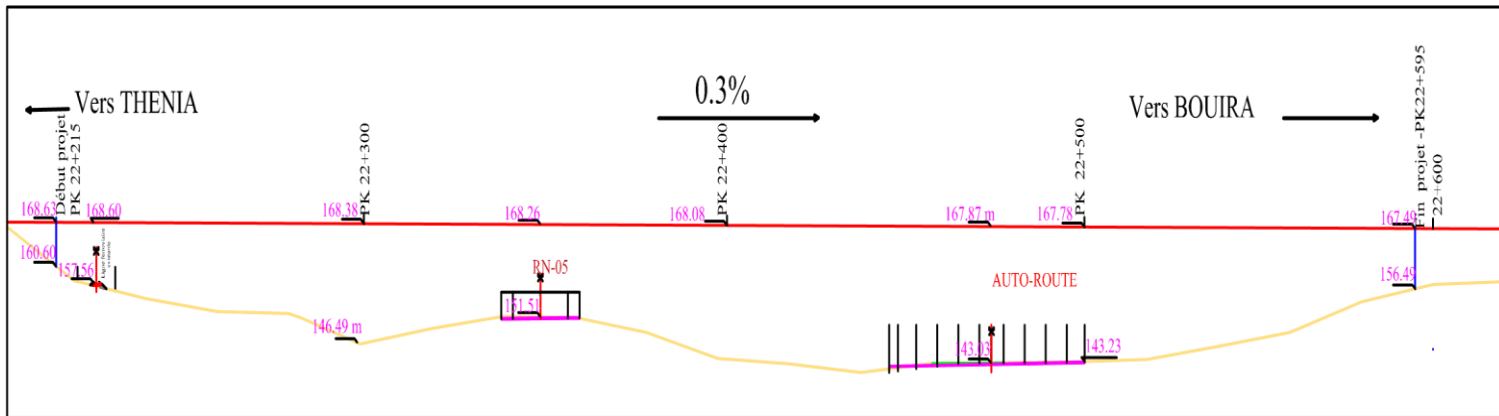


Figure I-4: Profil en long de l'ouvrage (1:1500)

1.2.3.3 PROFILE EN TRAVERS

Dans les ponts ferroviaires, on considère souvent un divers nul même si le pont est en courbe. Ce dernier se créera lors de l'achèvement du pont avec le ballast posé sur le pont.

Le profil en travers adopté pour le projet est comme suit :

- Largeur du tablier12.80m
- L'entraxe des voies4.00m
- Un support caténaire espacé de 25.00 m
- Tablier en toi $\pm 2\%$ de part et d'autre de l'axe du pont
- Lit en ballaste est d'épaisseur supérieure à 36 cm

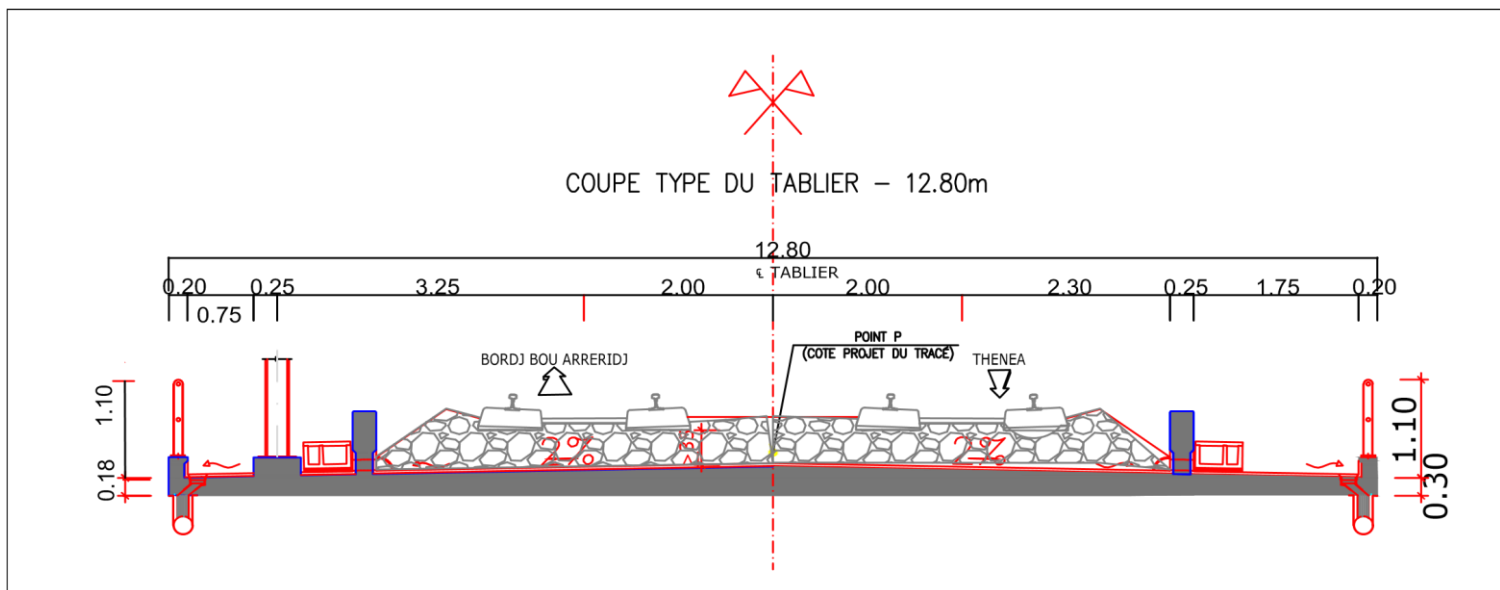


Figure I-5 : profil en travers du pont (1 :75)

Chapitre I : Présentation générale

I.2.4 DONNEES GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

L'étude géotechnique est une étude qui sert à caractériser le sol support de l'ouvrage en question, les différentes campagnes d'investigations géotechniques ont été réalisées par les bureaux d'étude chinois CCECC. Elles sont obtenues à partir des différentes reconnaissances qui ont pour but de donner les informations sur le terrain naturel, le niveau de la nappe phréatique ainsi que les différents niveaux de couche du sol possible. Le programme de reconnaissance géotechnique a visé des profondeurs de 15 à 20 m selon la possibilité des équipements d'investigations à aller plus profond ainsi que le type du sol.

I.2.4.1 Les différents essais qui ont été faites sont :

- deux sondages carottés avec prélèvement d'échantillons paraffinés pour effectuer des essais au laboratoire.
- Deux essais de résistance au cisaillement à l'intermédiaire de pénétration dynamique.
- deux essais SPT et trois essais préssiométrique.

Elle doit donner également des indications quantitatives sur la nature des terrains sollicités tel que :

- Paramètres physiques et mécaniques pour identifier le sol support et connaître la capacité portante.
- Paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage).
- Perméabilité (pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles).

I.2.5 Données sismologiques

L'action sismique est déterminée conformément au règlement Algérien parasismique applicable aux ouvrages d'art « RPOA 2008 ».

RPOA a établi des règles qui sont fonctions de l'intensité de l'action sismique d'une région, pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans une région d'étude, ces règles divisent le territoire national en cinq zones sismiques.

Tableau I-1: Classification des zones sismique

| | |
|----------|-------------|
| Zone 0 | Négligeable |
| Zone I | Faible |
| Zone IIa | Moyenne |
| Zone IIb | Elevée |
| Zone III | Très Elevée |

Chapitre I : Présentation générale

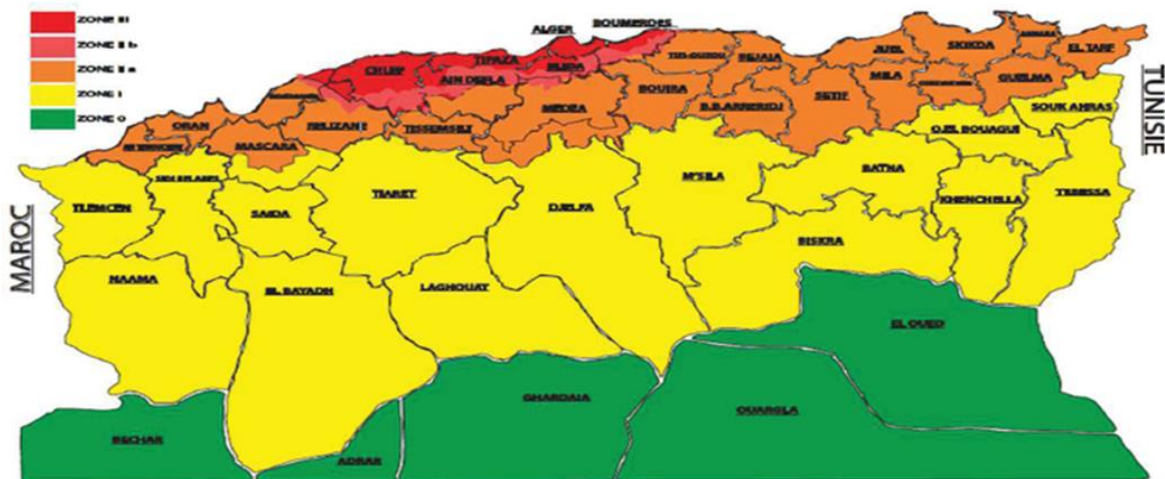


Figure I-6: Carte de zonage sismique de l'Algérie

Conformément à l'article 2.2 du RPOA2008, les ponts ferroviaires sont classés dans la catégorie des ouvrages stratégiques

Tableau I-2: Groupe et importance des ponts

| Groupe de pont | Importance |
|----------------|---------------------------|
| Groupe 1 | Pont stratégique |
| Groupe 2 | Pont important |
| Groupe 3 | Pont d'importance moyenne |

L'ouvrage qui fait l'objet de cette étude situé dans la zone de forte sismicité (zone IIa), ayant un coefficient d'accélération égale à 0.25.

Tableau I-3: Coefficients d'accélération

| Groupe de pont | 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 |

Concernant les ouvrages ferroviaires et conformément à l'article 2.3.2 et 5.1 de l'RPOA2008, un état limite de service sismique (pour le séisme le plus fréquent) est à considérer en prenant 30 % de l'accélération du séisme majeur et en respectant un déplacement maximal de 20 mm « selon IN447 n1 référentiel SNCF) pour LRS continu.

1.2.6 DONNEES CLIMATIQUES

1.2.6.1 HUMIDITE AMBIANTE

Pour le calcul de fluage et de retrait des ouvrages en béton, une valeur moyenne de l'humidité ambiante de 70% est utilisée (entre Alger 75% et BBA 60%).

1.2.6.2 ACTION DU AU VENT

Pour le calcul simplifié valable pour les ponts de faibles hauteurs, l'action du vent est déterminée conformément à l'article 3.1.2 du RCPR 2009, où la valeur de la pression en service et en stade de réalisation seront prise égale à 2 et 1.35 KN/m² respectivement.

Chapitre I : Présentation générale

I.2.6.3 ACTION DUES AU GRADIENT THERMIQUE

Conformément à l'article 3.1.2.2 du RCPR2009, les valeurs du gradient thermique vertical prise pour le cas de ce projet est de $\pm 10^\circ$.

I.2.6.4 ACTIONS DUES A LA VARAITION UNIFORME DE LA TEMPERATURE

Conformément à l'article 3.1.2.1 du RCPR 2009 ; Les déformations linéaires à considérer, entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprises entre $+10^\circ\text{C}$ et $+25^\circ\text{C}$).

Chapitre II : Normes et hypothèses du calcul

Chapitre II : Normes et hypothèses du calcul

II.1 Introduction

Ce chapitre pour objet d'indiquer les principales normes, règlements et guides de conception en vigueur ainsi que les hypothèses de calculs (normes et divers matériaux utilisés...etc.) nécessaires pour la conception et la justification des ponts et viaducs ferroviaires, et cela dans le cadre de l'étude de conception d'un pont ferroviaire inscrit dans le la ligne ferroviaire a double voie électrifiée entre Thenia Et Bordj Bou Arreridj (175 Km) Sur Le Parcours Alger / Constantine».

II.1.1 Normes et références

D'une manière générale, les justifications relatives à l'utilisation des normes utilisées dans la phase de conception de cet ouvrage sont effectuées selon les modalités précisées dans les documents suivants :

Tableau II-1: Normes principale

| | |
|---|---|
| Référentiel technique SNTF | Référentiel technique, chapitre 7.2.4, version 1 de novembre 2005 ; |
| RPOA2008 | Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art |
| RCPR2009 | Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes ; |
| Eurocode 0 | Bases de calcul des structures ; |
| Eurocode 1 | Actions sur les structures ; |
| Eurocode 2 | Calcul des structures en béton ; |
| Eurocode 3 | Calcul des structures en acier ; |
| Eurocode 4 | Calcul des structures mixtes acier-béton ; |
| Eurocode 7 | Calcul géotechnique, à appliquer avec le Fascicule 62 – Titre V du CCTG « Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil » (1993) et SÉTRA Note d'information janvier 2008 « Calcul des ponts aux Eurocodes – Utilisation du Fascicule 62 Titre V du C.C.T.G » ; |
| Eurocode 8 | Calcul des structures pour leur résistance aux séismes, à appliquer avec le RPOA2008 ; |
| Les Eurocodes seront complétés avec les annexes nationales françaises ; | |
| Calcul des ponts aux Eurocodes- Utilisation du Fascicule 62 titre V | Note d'information « Ouvrages d'art n° 30 » du Setra « Calcul des ponts aux Eurocodes-Utilisation du Fascicule 62 titre V du CCTG », de janvier 2008 ; |
| FASCICULES N°62 Titre V | Règles Techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil. |

Lorsque les textes cités au paragraphe précédent prévoient que certaines données ou certains choix puissent être fixés par le projet particulier, les éléments correspondants seront, autant que possible, issus des documents suivants :

Chapitre II : Normes et hypothèses du calcul

Tableau II-2: Normes complémentaires

| | |
|--|--|
| SNCF Livret 2.01 | Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes (1995), à appliquer avec l' Eurocode 1 |
| Fascicule No 62 – Titre I – Section I | Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites – BAEL 91révisé 99 |
| Fascicule No 62 – Titre I – Section II | Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites – BPEL91 révisé 99 |
| Code UIC 774-3 | Interaction voie/ouvrages d'art – Recommandations pour les calculs |
| Guides techniqueSNCF | Référentiel technique IN |
| FASCICULESN°61 Titre II | Conception, Calcul & Epreuves des Ouvrages d'Arts (ponts routes) |
| Bulletins & guides techniqueSETRA | Dossiers pilote du SETRA pour les ponts routes |

II.1.2 TYPES ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

II.1.2.1 Béton

Le tableau ci-après résume les différentes caractéristiques mécaniques des bétons utilisés pour ce projet conformément à la norme Eurocode 2 :

Tableau II-3 : Caractéristiques du béton armé

| Classe Du béton | Type du Ciment | f _{ck} (MPa) | f _{cm} (MPa) | f _{ctm} (MPa) | σ _b (MPa) | f _{cd} ELU (MPa) | f _{cd} ELA (MPa) | E _{cm} (MPa) | Destinations |
|-----------------|----------------|--|-----------------------|------------------------|----------------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------|---|
| C35/45 | CEM II 42,5 | 35 | 43 | 3.21 | 21 | 23.33 | 29317 | 35866 | Caisson, Poutres précontraintes |
| C30/37 | CEM II 42,5 | 30 | 38 | 2.90 | 18 | 17 | 21.25 | 32837 | Tablier, Piles, Culées, Cadres et portiques |
| C30/37 | CEM II 42,5 | f _{lim} =25 k ₁ =1.20 k ₂ =1.05 f _c =19.8 | 27.84 | 2.20 | 11.90 | 11.20 | 14.05 | 29910 | Pieux forés |

Chapitre II : Normes et hypothèses du calcul

Avec :

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours ;

f_{cm} : Résistance moyenne à la compression du béton à 28 jours ;

f_{ctm} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours ;

σ_b : Contrainte admissible du béton à l'ELS ;

f_{cd_ELU} : Contrainte admissible du béton à l'ELU ;

f_{cd_ELA} : Contrainte admissible du béton à l'ELA ;

E_{cm} : Module d'élasticité du béton instantané à 28 jours.

Notons que :

$\beta_{\infty}(t) = e^{s \cdot (1 - (\frac{28}{t})^{0.5})}$; $s = 0.20, 0.25$ et 0.38 pour les bétons à prise rapide, normale et lente respectivement.

$$f_{cm}(t) = \beta_{\infty}(t) \cdot f_{cm}$$

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8. \text{ MPa}$$

$$f_c = \frac{\inf(f_{ckj}, f_{ck}, f_{lim})}{k_1 \cdot k_2}$$

$$E_{cm} = 22\,000 \cdot \left(\frac{f_{cm} + 8. \text{ MPa}}{10. \text{ MPa}} \right)^{0.3}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8. \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad \text{Si } f_{ck} \leq 50. \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \text{Log}\left(1 + \frac{f_{cm}}{10. \text{ MPa}}\right) \quad \text{Si } f_{ck} > 50. \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \alpha_{cc} = 1, \gamma_c = 1.50 \text{ à ELU et } \gamma_c = 1.20 \text{ à ELA}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{ck}$$

II.1.2.2 BETON ARME ET PRECONTRAIT

II.1.2.2.1 Dispositions constructives

Les dispositions constructives spécifiques aux appuis ont été prises en compte conformément à l'article 7 du RPOA, qui préconise que

- Le diamètre minimal des barres d'aciers longitudinales et transversales est de 10 mm
- Les longueurs de recouvrement sont de 50Φ , en général, et de 65Φ , pour les fondations.
- Les spires sont interdites dans tous les éléments porteurs verticaux (culées et pieux).

Chapitre II : Normes et hypothèses du calcul

II.1.2.2.2 Limitation de contrainte et Maitrise de fissuration

Les différentes vérifications à respecter sont présentées dans le tableau ci-après conformément au l'EN2-1:

Tableau II-4: Limitation des contraintes et maitrises des fissures

| Cas | Combinaisons | Contrainte dans le béton | | Ouverture de fissure w_{max} | | Acier |
|-----------------|--------------------------|--------------------------|-------------------|--------------------------------|--------|-----------------|
| | | Compression | Traction | BA | BP | |
| ELS | Quasi-permanentes | $0,45 f_{ck}$ | 0 | - | - | - |
| | Fréquentes | - | $-f_{ctm}^{(**)}$ | 0.3 mm | 0.2 mm | - |
| | Caractéristiques | $0,60 f_{ck}$ | $-f_{ctm}^{(**)}$ | - | - | $0.80 f_{y,pk}$ |
| En Construction | | $0,45 f_{ck}^{(*)}$ | 0 | - | - | - |

(*) : Au moment de la mise en tension des câbles on peut admettre un dépassement temporaire à $0,60 f_{ck}$ pour la poste tension et $0,70 f_{ck}$ pour la pré tension et cela en accord EC2-1.(**) : Dans la zone d'enrobage qui est limité par une distance 100 mm à l'armature de précontrainte.Pour les éléments précontraints et conformément au EN 1992-2/NA 9.1(103) et à l'article 2b.6, 3 du Livret2.01, les armatures de peau doivent être au moins :

- $4.5 \text{ cm}^2/\text{m}$ pour les armatures disposées parallèlement à la fibre moyenne ;
- $3.0 \text{ cm}^2/\text{m}$ pour les armatures disposées parallèlement à la section transversale

II.1.2.2.3 Classe d'exposition

Le projet se trouve dans un environnement alternativement humide et sec, donc conformément au Tableau 4.1, basé sur l'EN 206-1la classe d'exposition considérée est XC4.

(Cette classe d'exposition peut être confirmée au cas par cas dans la phase d'exécution une fois les analyses chimiques des eaux souterraines seront disponibles).

II.1.2.2.4 Classe structurelle

La classe de structure est déterminée conformément au NF EN 1992-1-1 tableau 4.3 N:

S4 : Classe référence de départ

+2 : Pour une durée d'utilisation du projet de 100 ans

-1 : béton C40/50, 0 : béton C30/37, 0 : béton C25/30

0 : Pour type de ciment CEM II

-1 : Enrobage compact (pour l'élément préfabriqué)

Tableau II-5: Classe structurelle des bétons

| Béton | Classe structurelle | |
|--------|---------------------|----------------|
| | Préfabriqué | Coulé en place |
| C40/50 | S4 | S5 |
| C30/37 | S5 | S6 |
| C25/30 | S5 | S6 |

Chapitre II : Normes et hypothèses du calcul

II.1.2.2.5 Durée de vie d'ouvrage

La durée d'utilisation du projet (durée de vie) est estimée à 100 ans.

II.1.2.2.6 Enrobage

Les enrobages présentés dans le tableau ci-après sont calculés conformément au l'EN2-1-1 et AN :

Tableau II-6: Enrobages

| | | | | |
|--|---|-----------------|--------------------------|--|
| Enrobage minimal vis-à-vis de l'adhérence $C_{min,b}$ | Pour: $C_g \leq 32$ mm, $\Phi_{barre} = 32$ mm et $\Phi_{gaine} \geq 80$ mm | | 32 mm (Φ_{barre}) | min (Φ_{gaine} ; 80 mm) |
| Enrobage minimal vis-à-vis la durabilité $C_{min,dur}$ | S4 | | 30 mm | 40 mm |
| | S5 | | 35mm | 45 mm |
| | S6 | | 40 mm | 50 mm |
| Enrobage minimal $C_{min} = \max(C_{min,b}; C_{min,dur}; 10$ mm) | S4 | | 32 mm | 80 mm |
| | S5 | | 35mm | |
| | S6 | | 40 mm | |
| Tolérance d'exécution ΔC_{dev} | Coulé sur place | | 10 mm | |
| | Préfabriqué | | 5 mm | |
| Enrobage nominal $C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$ | S4 | Coulé sur place | 42 mm | 90 mm Coulé sur place 85 mm Préfabriqué |
| | | Préfabriqué | 37 mm | |
| | S5 | Coulé sur place | 45 mm | |
| | | Préfabriqué | 40 mm | |
| | S6 | Coulé sur place | 50 mm | |
| | | Préfabriqué | 45 mm | |

Φ_{barre} : diamètre des barres HA

Φ_{gaine} : diamètre de la gaine (supposée ≥ 80 mm)

C_g : diamètre du plus gros granulat

Enrobage adopté

Les enrobages adoptés sont les suivants :

-70 mm pour les pieux ;65 mm pour la face inferieur des fondations

-50 mm pour autres éléments structuraux

-40 mm pour les éléments préfabriqués du tablier y compris précontrainte par fil adhérent s'il y a lieu

-45 mm pour les éléments coulés en place du tablier et 90 mm pour les armatures de précontraintes par poste tension

II.1.2.3 ACIERS DE CONSTRUCTION

Les armatures utilisées sont :

Tableau II-7: Caractéristiques des aciers

| Type d'Acier | Classe | f_{yk} (MPa) | f_{yd_ELU} (MPa) | f_{yd_ELA} (MPa) | f_{yd_ELS} (MPa) | E_s (MPa) |
|----------------------|----------|-------------------|------------------------|------------------------|------------------------|----------------|
| Haute adhérence (HA) | B | 500 | 434 | 500 | 400 | 200 000 |
| Doux (DX) | Fe E235A | Acier de montage | | | | |

Chapitre II : Normes et hypothèses du calcul

Avec :

F_{yk} : Limite d'élasticité

f_{yd_ELU} : Limite d'élasticité admissible à l'ELU

f_{yd_ELA} : Limite d'élasticité admissible à l'ELA

E_s : Module d'élasticité.

Notons que :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad \text{où} \quad \gamma_s = 1.15 \text{ à ELU et } 1.00 \text{ à ELA.}$$

Pour le calcul des tabliers en béton précontraint, conformément à l'article 7.2.4.2.7.4 du Référentiel SNTF, la limite d'élasticité des aciers passifs est plafonnée à :

- 400 MPa pour la flexion transversale et pour la diffusion de la précontrainte
- 500 MPa pour les sollicitations tangentes et sismiques

II.1.2.4 ACIER DE PRÉCONTRAINTÉ :

Les câbles d'acier précontraint seront constitués par des torons de 0.6" de diamètre avec une section nominale de 140 mm², contrainte de résistance à la traction $f_{pk} = 1\,860$ MPa, contrainte limite conventionnel d'élasticité à 0.1%, $f_{p0,1k} = 1\,640$ MPa, et très basse relaxation ($\Delta\sigma_{pt1,r} = 2.5\% \times 0.7 \times 1\,860 = 32.5$ MPa) :

Tableau II-8: Caractéristiques de la précontrainte

| Type d'Acier | Classe | f_{pk} (MPa) | $f_{p0,1k}$ (MPa) | $\sigma_{p,max}$ (MPa) | A_{Toron} (mm ²) | E_p (MPa) |
|---------------------|--------|-------------------|----------------------|---------------------------|--|----------------|
| Basse relaxation | A | 1860 | 1640 | 1476 | 140 | 195 000 |

Notons :

$$\sigma_{p,max} = \min\{0,8 \cdot f_{pk}; 0,9 \cdot f_{p0,1k}\}$$

Les pertes de relaxation seront calculées par EN1992-1-1 3.3.2, avec $\rho_{1000} = 2.5\%$ pour classe II [EN1992-1-1 3.3.2(6)]. Les pertes de frottement seront calculées par EN1992-1-1 5.10.5.2. L'effort de traction appliqué à un câble doit se conformer à l'EN1992-1-1 5.10.2.1(1). Les exigences du Référentiel Technique 7.2.4.4.12.2 seront prises en compte.

Dans le cas des tabliers des ouvrages ferroviaires 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 de $0,15P_m(x)$; mais, cette précontrainte ne doit pas créer des contraintes hors des limites admises dans le cas d'aucune perte de tension [Livret 2.01 2b.4.1]

Chapitre II : Normes et hypothèses du calcul

II.1.2.5 REMBLAIS

Les caractéristiques du remblai en contact avec l'ouvrage sont les suivantes :

Tableau II-9: Caractéristiques des remblais

| | |
|---|----------------------|
| Poids volumique | 20 kN/m ³ |
| Angle de frottement | 30° |
| Coefficient de poussée statique des terres au repos | 0.50 |
| Coefficient de poussée statique des terres actif | 0.33 |
| Pour les cadres, il faut prendre deux cas : k_{min} | 0.25 |
| $k_{max} =$ | 0.50 |
| et ce conformément aux guides SETRA | |

II.1.2.6 Logiciel utilisé

La modélisation de ce pont a été faite à l'aide de RM-BRIDGE.

Chapitre III : Conception et pré dimensionnement

Chapitre III : Conception et pré dimensionnement

III.1 Introduction

La démarche initiale d'une étude de conception, consiste dans la recherche et l'analyse des données ayant une influence potentielle sur l'étude, et d'identifier de façon précise les contraintes principale à prendre en compte. Le positionnement de ce pont respecte le tracé de la nouvelle ligne ferroviaire projetée THENEA-BBA. La structure du tablier est conditionnée par la possibilité d'implantation des appuis et le travelage, qui sont exigés en quelque sort dans le cas de ce projet, vu l'ensemble des contraintes à franchir et leurs distances de franchissement à respecter, ainsi que le gabarit. La structure du tablier est aussi conditionnée par le mode de construction, sachant que les obstacles qu'on devrait traverser présentent une importance capitale, c'est-à-dire on ne devrait pas interrompre leur circulation.

III.1.1 Identification et analyse des contraintes

III.1.1.1 Contraintes liées aux ponts ferroviaire

Les ponts ferroviaires sont des ouvrages spécifiques, se distinguent des ponts routes par les sollicitations et cas de charge à prendre en compte, leur géométrie, leur typologies, et enfin la méthode d'exécution.

III.1.1.2 Contraintes liées au site traverse

Le site traversé par le pont se situe dans la Wilaya de BOUIRA, environ 5 KM au sud de la ville de kadiria. Il traverse plusieurs passages routiers et ferroviaires, telle que l'AUTOROUTE EST-OUEST, la RN5 et la ligne ferroviaire reliant ALGER-ANNABA.

Ces différentes considérations liées à l'environnement du site ont donc principalement un impact sur l'implantation des appuis de l'ouvrage et aussi la procédure de construction à envisagée (ouvrage réalisé sur place à éviter).

III.1.2 Les variantes envisagées

- pont en voussoirs réalise par encorbellement avec une travée de rive à poutres précontraintes par poste tension
- pont en voussoirs réalise en encorbellement avec deux travées de rives de part et d'autre en poutre précontrainte par poste tension
- pont mixte bipoutres

III.1.2.1 Conception de la première variante

III.1.2.1.1Présentation de la variante

Cette variante a comme une longueur totale du pont de 380 m, composée de deux types de pont dont les travées de rives sont en poutres précontraintes préfabriquées par poste tension, où la longueur de la travée est de 36.5 m. l'autre est en voussoirs réalisé par encorbellement où les travées sont respectivement (45, 73, 71, 73,45 m).

Tableau III-1 : Implantation des appuis (voir le profil en long de la variante)

| Appuis | C1 | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | C2 |
|--------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| PK | 22+215.0 | 22+251.5 | 22+296.5 | 22+369.5 | 22+440.5 | 22+513.5 | 22+558.5 | 22+559.0 |

III.1.2.2 Pré-dimensionnement

III.1.2.2.1 Pré-dimensionnement des poutres des travées de rives

Le pré-dimensionnement de ces poutres est fait conformément aux documents SETRA (VIPP) :

– **Détermination du nombre des poutres**

Le nombre des poutres dépend essentiellement d'entraxe choisit.

$$N = \frac{L}{d} ; \quad \text{tq} \quad d: \text{l'entre - axe des poutres}$$

L : largeur entre les axes des poutres de rives.

On a choisi un entre-axe de $d = 2.08 \text{ m}$.

$$N = \frac{11}{2.08} \rightarrow N = 5.288 \rightarrow \text{soit } N = 6 \text{ poutres}$$

– **Elancement de la poutre**

L'élancement de la poutre sera déterminé conformément au SETRA (VIPP) article 3.2.1

$$\frac{L}{22} \leq hp \leq \frac{L}{16} \implies 1.65 \leq hp \leq 2.14 \implies \text{soit } hp = 2.00 \text{ m}$$

– **Largeur de la table de compression**

Conformément à l'article SETRA 3, 2,3. On ne descendra pas en dessous d'une largeur de 60% de la hauteur.

$$0.6 hp \leq lc \leq 0.7 hp \implies 1.2 \leq lc \leq 1.40 \text{ m} \implies$$

on prend une largeur lc de 1.30 m

$$Lc = 1.30 \text{ m}$$

– **Épaisseur de la table de compression**

L'épaisseur extrême est aussi faible que possible, mais, en pratique, elle ne pourra guère descendre en dessous de 10 cm, dimension nécessaire pour la bonne mise en place des armatures passives, compte tenu des engravures nécessaires pour appuyer les coffrages perdus. A l'extrémité de la table, il est souhaitable de ménager une goutte d'eau sur la fibre inférieure, ce qui interrompt les cheminements d'eau éventuels le long de la sous-face de la table. Il convient de veiller à ce que l'enrobage des armatures passives soit respecté au droit de cette goutte d'eau. La face inférieure de la membrure présente une légère pente variant de 1/10 à 1/15, de sorte que l'épaisseur de la table à la jonction avec le gousset d'âme est majorée d'environ 5 cm par rapport à l'épaisseur d'extrémité.[1]

$ec = 0.12 \text{ m}$; avec une inclinaison de 1/15, ec y compris la pente est de 15.00 cm.

Chapitre III : Conception et pré dimensionnement

– Gousset supérieure

En se référant au même article cité ci-dessus on a :

$$\alpha = 45^\circ \text{ avec } e_1 = 5 \text{ cm ; } e_2 = 5 \text{ cm}$$

– Épaisseur d'âme

Dans la pratique, une épaisseur minimale voisine de 30 cm, compte tenu des diamètres des conduits utilisés, épaisseur généralement suffisante vis-à-vis des cisaillements. Conformément à l'article 3.2.2 SETRA.

En travée on prend : $e_{ame} = 30 \text{ cm}$

En about : $e_{ame} = 60 \text{ cm}$

– Largeur de talon

Les talons des poutres, constituant la fibre inférieure de la structure, sont dimensionnés par la flexion et doivent permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement. Article 3.2.4 SETRA

La largeur des talons varie de 0,60 à 0,90 m lorsque la distance entre axes des poutres varie de 2 m à 4,00 m.

On prend : $L_t = 90.00 \text{ cm}$

– Épaisseur de talon

Pour respecter la condition d'enrobage et de bonne mise en place des câbles de précontraintes on opte pour une épaisseur de talon de 0.35 m en about et en travée.

– Gousset inférieure :

Le gousset du talon doit être relativement pentu, ce qui est favorable à une bonne mise en œuvre du béton et conduit à faciliter le relevage des câbles de précontrainte. Ainsi, dans le la tangente de l'angle α est normalement comprise entre 1 et 1,5, et il est préférable de se rapprocher de la valeur supérieure. En tout état de cause, on exclura les talons rectangulaires. On prend : $\alpha = 45^\circ$ dont la tangente est de 1 avec : $e_1 = 0.3\text{m}$; $e_2 = 0.3\text{m}$ en about, $e_1 = 0.15 \text{ m}$ et $e_2 = 0.225 \text{ cm}$ en travée.

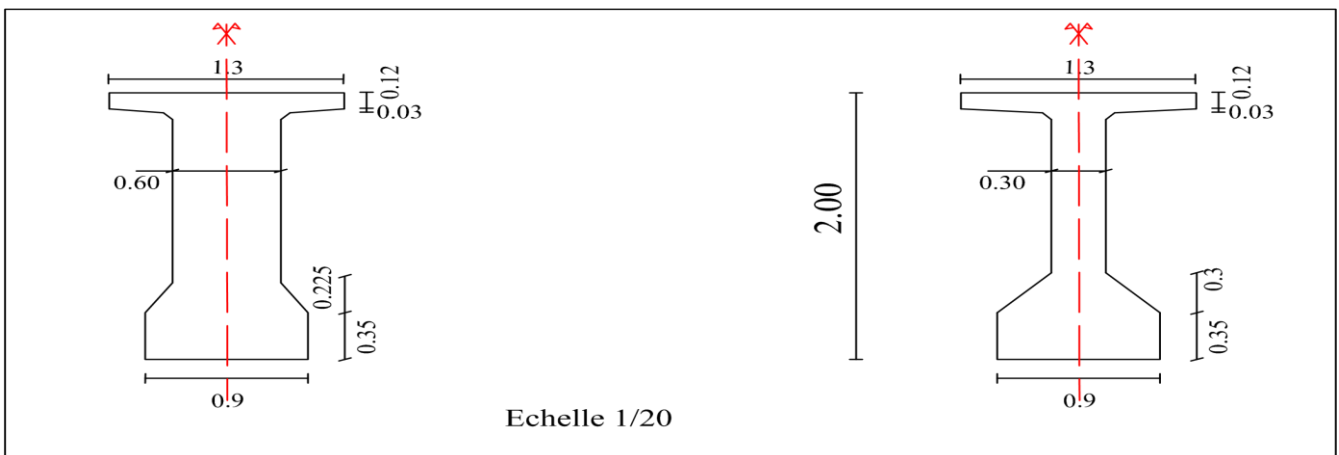


Figure III-1: Cotations des sections de poutre pré dimensionnées

Chapitre III : Conception et pré dimensionnement

III.1.2.2.2 Pré-dimensionnement des voussoirs

Dans le cas de cette variante on a choisi de réaliser des voussoirs à hauteur variable, vu que la portée principale dépasse les 65 m comme il est recommandé dans le SETRA article 2.2.2.2.

Ainsi que on opte pour des voussoirs mono caisson, car la largeur de pont est inférieure 20.00m, et l'hourdis supérieure sera en béton armé seulement car la largeur est aussi inférieure à 15.00 m.

Enfin le pré dimensionnement sera fait sur la base de la partie principale $l=73.00\text{m}$

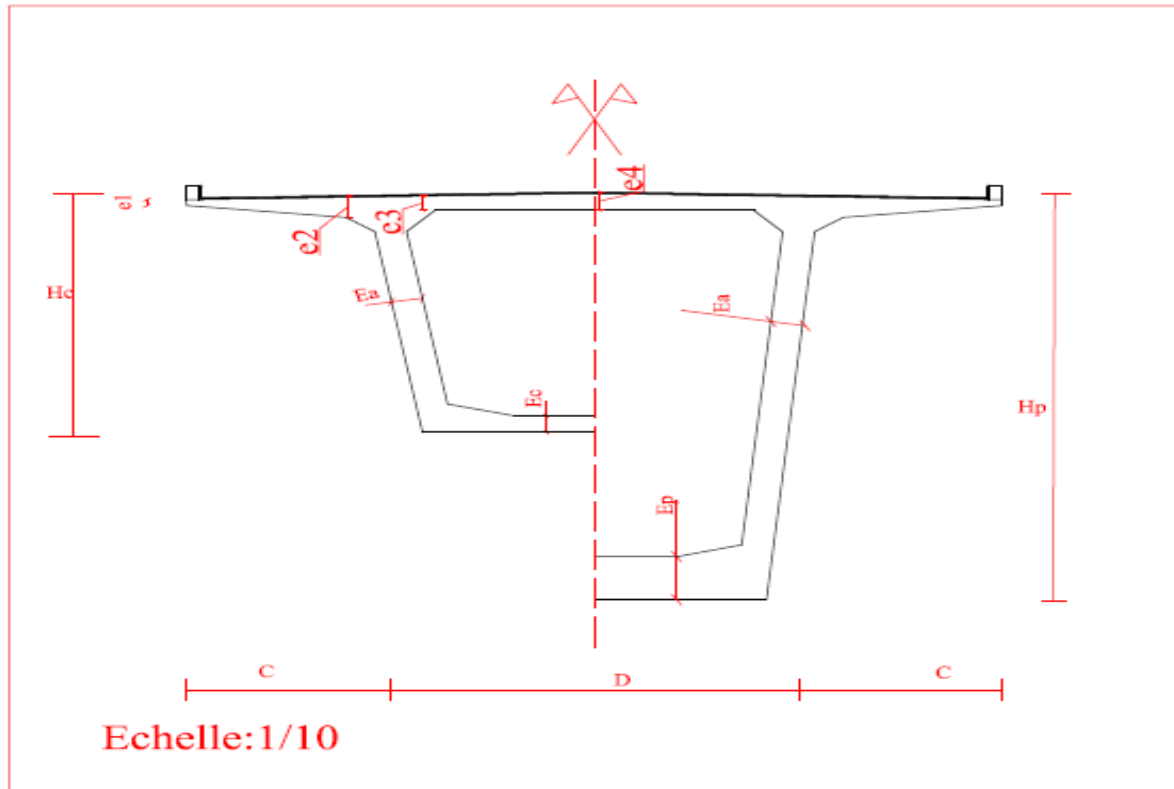


Figure III-2 : les éléments du caisson

– Hauteur des voussoirs

En zone de pile : selon l'article 2.2.2.2 SETRA 'pont en encorbellement' on a :

$$\frac{l}{18} \leq hp \leq \frac{l}{16} \rightarrow \frac{73}{18} = 4.05 \leq hp \leq \frac{73}{16} = 4.56 \rightarrow \text{on choisi } hp = 4.50 \text{ m}$$

Voussoir de clé :

$$\frac{l}{35} \leq hc \leq \frac{l}{30} \rightarrow \frac{73}{35} = 2.08 \leq hc \leq \frac{73}{30} = 2.43 \rightarrow \text{on choisi } hc = 2.40 \text{ m}$$

– Largeur de l'hourdis supérieure : selon article 2.4.3

$$B = 12.80 \text{ m}, c = B/4 \rightarrow c = 12.80/4 = 3.20, \text{ alors } D = B - 2c \quad \text{AN : } D = 12.80 - 6.40 \\ \rightarrow D = 6.40 \text{ m}$$

Chapitre III : Conception et pré dimensionnement

– Epaisseurs de l'hourdis supérieur :

- L'épaisseur en extrémité e_1 dépend du dispositif de retenue choisi. Dans ce projet on a pris seulement un garde de corps donc :

$$e_1 = 18 \text{ cm}$$

e_2 dépend des équipements et du profil en travers fonctionnel. En première approximation, on pourra retenir pour e_2 $1/7$ à $1/8$ de la largeur de l'encorbellement mesurée au début du gousset pour un hourdis en béton armé

$$\frac{C}{8} \leq e_2 \leq \frac{C}{7} \rightarrow \frac{3.20}{8} = 0.4 \leq e_2 \leq 0.45 \text{ soit } e_2 = 45 \text{ cm}$$

$$\frac{D}{30} \leq e_4 \leq \frac{D}{25} \rightarrow \frac{6.40}{30} = 0.21 \leq e_4 \leq 0.256 \text{ soit } e_4 = 25 \text{ cm}$$

$$e_3 = 0.10 + \frac{D}{25} \rightarrow e_3 = 0.35 \rightarrow e_3 = 0.35 \text{ m}$$

– Epaisseur des âmes 'article 4.2.4'

$$Ea = 0.26 + \frac{L}{500} \implies Ea = 0.26 + \frac{73}{500} \implies Ea = 0.406 \text{ m} \text{ On choisit } Ea = 0.40 \text{ m}$$

Cette épaisseur reste constante le long des portées, soit en pile ou en travée.

– Epaisseur de l'hourdis inférieure

$$\text{En about : } 0.35 \leq Ep \leq 0.90 \implies Ep = 0.90 \text{ m}$$

$$\text{En clef : } Ec \geq 22 \text{ cm} \implies Ec = 25.00 \text{ cm}$$

– Largeur de l'hourdis inférieure

Selon le SETRA les âmes doivent être inclinées avec 10 à 30 %. Dans ce cas on a choisi une inclinaison de 15° ce qui conduit à une largeur de 4.00 m.

– Gousset inférieure du caisson sur pile

On prend un angle de $\alpha = 23.8^\circ$ d'où :

$$e_1 = 0.68 \text{ m} ; e_2 = 0.30 \text{ m}$$

– Gousset supérieur du caisson sur pile (vers l'intérieure)

On prend un angle de 45° d'où :

$$e_1 = 0.40 \text{ m} ; e_2 = 0.40 \text{ cm}$$

– Gousset supérieur du caisson sur pile (vers l'extérieure)

On prend un angle de 45° d'où :

$$e_1 = 0.30 \text{ m} ; e_2 = 0.30 \text{ cm}$$

Chapitre III : Conception et pré dimensionnement

– Gousset inférieure du caisson à la clé

On prend un angle de $\alpha = 17.56^\circ$ d'où :

$$e1 = 0.79 \text{ m} \quad ; \quad e2 = 0.25 \text{ m}$$

– Gousset supérieur du caisson à la clé (vers l'intérieur)

On prend un angle de 45° d'où : $e1 = 0.40\text{m}$; $e2 = 0.40 \text{ cm}$

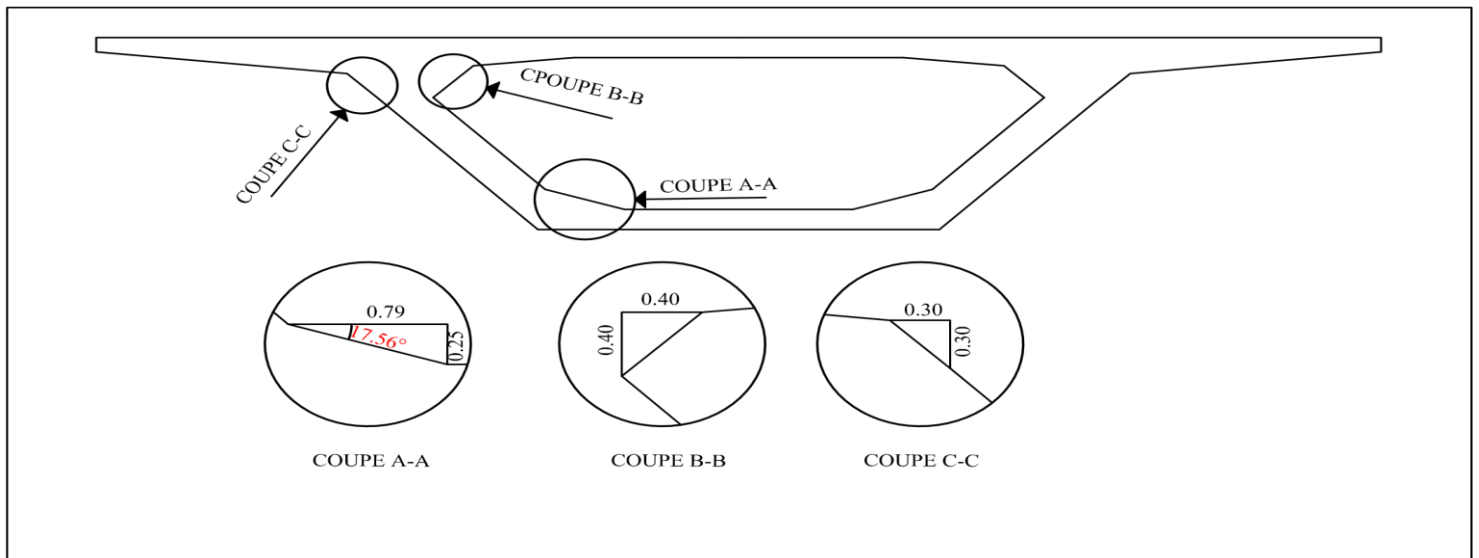


Figure III-3: Cotations des goussets du caisson sur pile

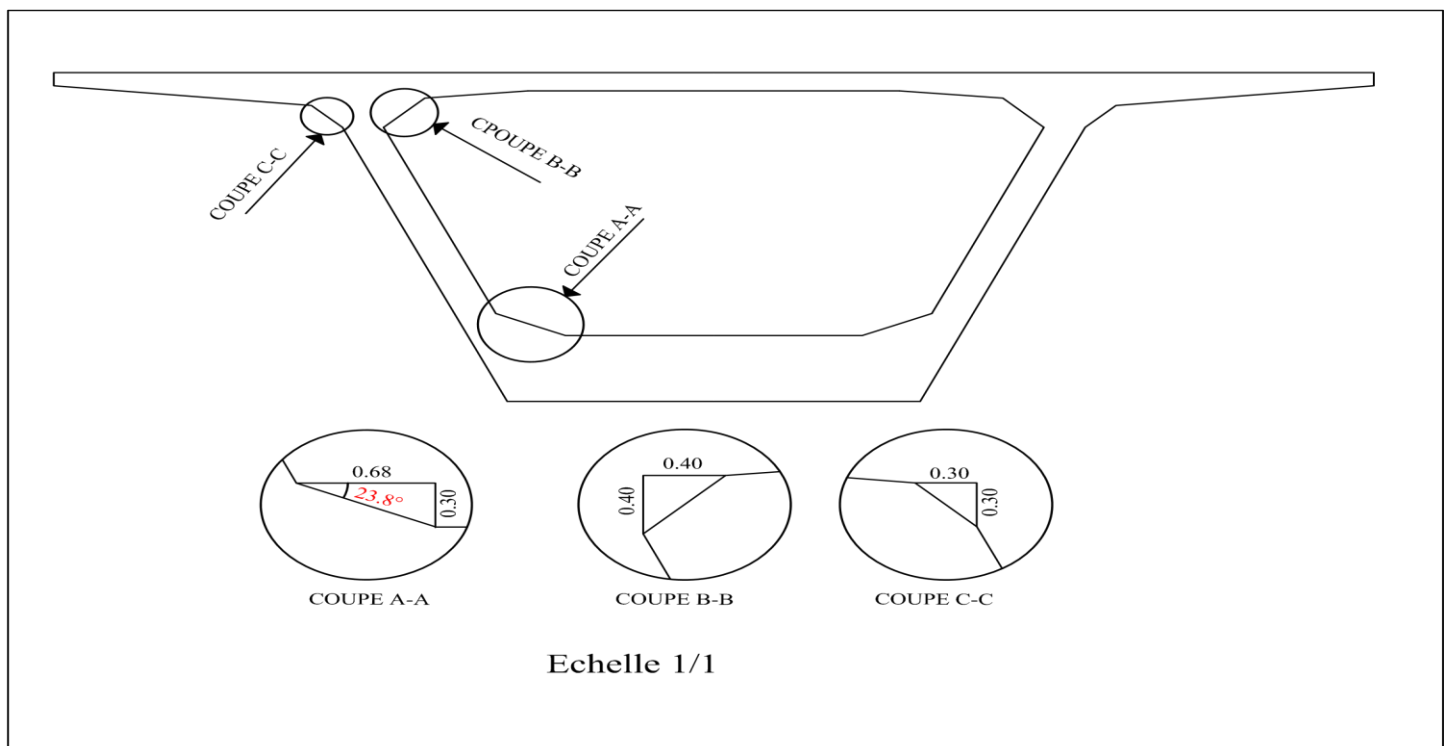


Figure III-4: Cotations des goussets du caisson à la clé

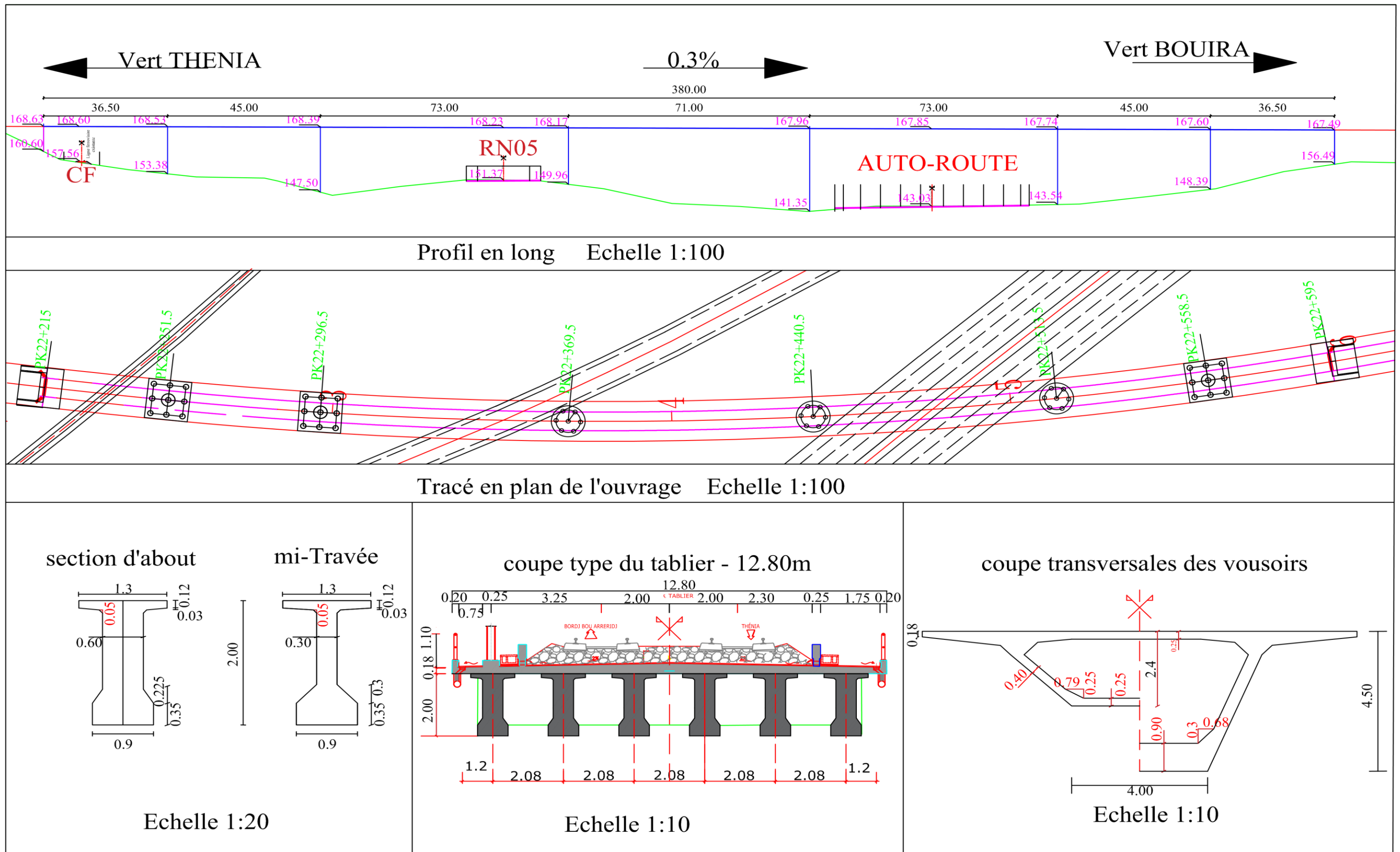


Figure III-5: Plan des éléments de la première variante



Figure III-6: Plan de situation de l'ouvrage

Chapitre III : Conception et pré dimensionnement

III.1.2.3 Conception de la deuxième variante

III.1.2.3.1 Présentation de la variante

Le pont en voussoirs avec une travée à poutre a une portée globale de 380.00m, composée d'une partie isostatique de 34.00 m. réalisée à poutres précontraintes par poste tension

La partie hyperstatique commence du PK22+249 est composée de 4 travées dont les travées de rive 73 m et deux travée centrale de 100 m.

La construction du tablier est prévue par préfabrication des voussoirs et réalisés par encorbellement, car on ne peut pas interrompre la circulation des voies de circulation.

Tableau III-2: Implantation des appuis

| Appuis | C1 | P1 | P2 | P3 | P4 | C2 |
|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| PK | 22+215 | 22+249 | 22+322 | 22+422 | 22+522 | 22+595 |

III.1.2.3.2 Pré dimensionnement de la variante

Dans la partie isostatique (on prend les mêmes pré-dimensions que la variante une, vu que les portées des poutres sont presque les mêmes, donc selon les documents SERTRA y'aura pas de changement à envisagé).

III.1.2.3.3 Partie hyperstatique

- **LES HAUTEURS DE VOUSOIR (hp) SUR PILE ET (hc) EN TRAVEE :**

$$hp \leq 1/12 \rightarrow H \leq 8.75 \text{ m soit } H = 8.50 \text{ m,}$$

$$hc = l/22 = 4.77 \text{ soit } hc = 5.00 \text{ m}$$

- **Pré dimensionnement de l'Hourdis supérieur :**

B : la largeur du caisson égal à 12.80m.

$$C=B/4= 3.20 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } D= 6,80\text{m.}$$

e1 dépend du dispositif de retenue choisi, e1 = 18 cm en cas de garde de corps.

En prend : e1=18cm.

- En première approximation, on pourra retenir pour e2 1/7 à 1/8 de la largeur de L'encorbellement mesuré au début du gousset pour un hourdis en béton armé.

En prend : e2=50cm.

- e4 =D/25 =0.27m avec un minimum de 20 cm.

En prend : e4 =35cm.

- e3 peut être estimée en mètre à 1.5x e3.

En prend : e3=70cm.

Chapitre III : Conception et pré dimensionnement

– Épaisseur des âmes :

Les âmes du caisson sont la plupart du temps inclinées car cette disposition facilite le Décoffrage et réduit la largeur des têtes de pile, L'inclinaison couramment adoptée est comprise entre 10 et 30 %, en prend une inclinaison de Arctng (1/5).

Longitudinalement, l'épaisseur des âmes est généralement constante pour les ponts de hauteur variable et variable pour un tablier de hauteur constante.

$$- \quad E_a = 0.26 + l/500.$$

Où L : Portée principal ; B : largeur du hourdis supérieur. (Ea, L et B exprimés en mètres).

$$E_a = 0.26 + 100/500$$

$$E_a=0,46m \quad ; \quad \text{En prend : } E_a=50 \text{ cm.}$$

– Épaisseur du hourdis inférieur :

L'épaisseur du hourdis inférieur est minimale à la clef et maximale sur pile.

Dans les parties coulées sur cintre, l'épaisseur du hourdis inférieur reste constante et égale à celle de la clef.

– Épaisseur minimale :

$$E_c > 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$$

$$\text{En prend : } E_c=35\text{cm.}$$

– Épaisseur maximale :

Cette valeur dépend beaucoup de la portée et des largeurs des hourdis, varie de 35 à 90 cm voire plus.

$$\text{En prend : } E_p=90\text{cm.}$$

– Gousset inférieure du caisson sur pile

On prend un angle de $\alpha = 23.8^\circ$ d'où :

$$e_1 = 0.68 \text{ m} \quad ; \quad e_2 = 0.30 \text{ m}$$

– Gousset supérieur du caisson sur pile (vers l'intérieure)

On prend un angle de 45° d'où :

$$e_1 = 0.40\text{m} \quad ; \quad e_2 = 0.40 \text{ cm}$$

– Gousset supérieur du caisson sur pile (vers l'extérieure)

On prend un angle de 45° d'où :

$$e_1 = 0.30\text{m} \quad ; \quad e_2 = 0.30 \text{ cm}$$

– Gousset inférieure du caisson à la clé

On prend un angle de $\alpha = 17.56^\circ$ d'où $e_1 = 0.79 \text{ m} \quad ; \quad e_2 = 0.25 \text{ m}$

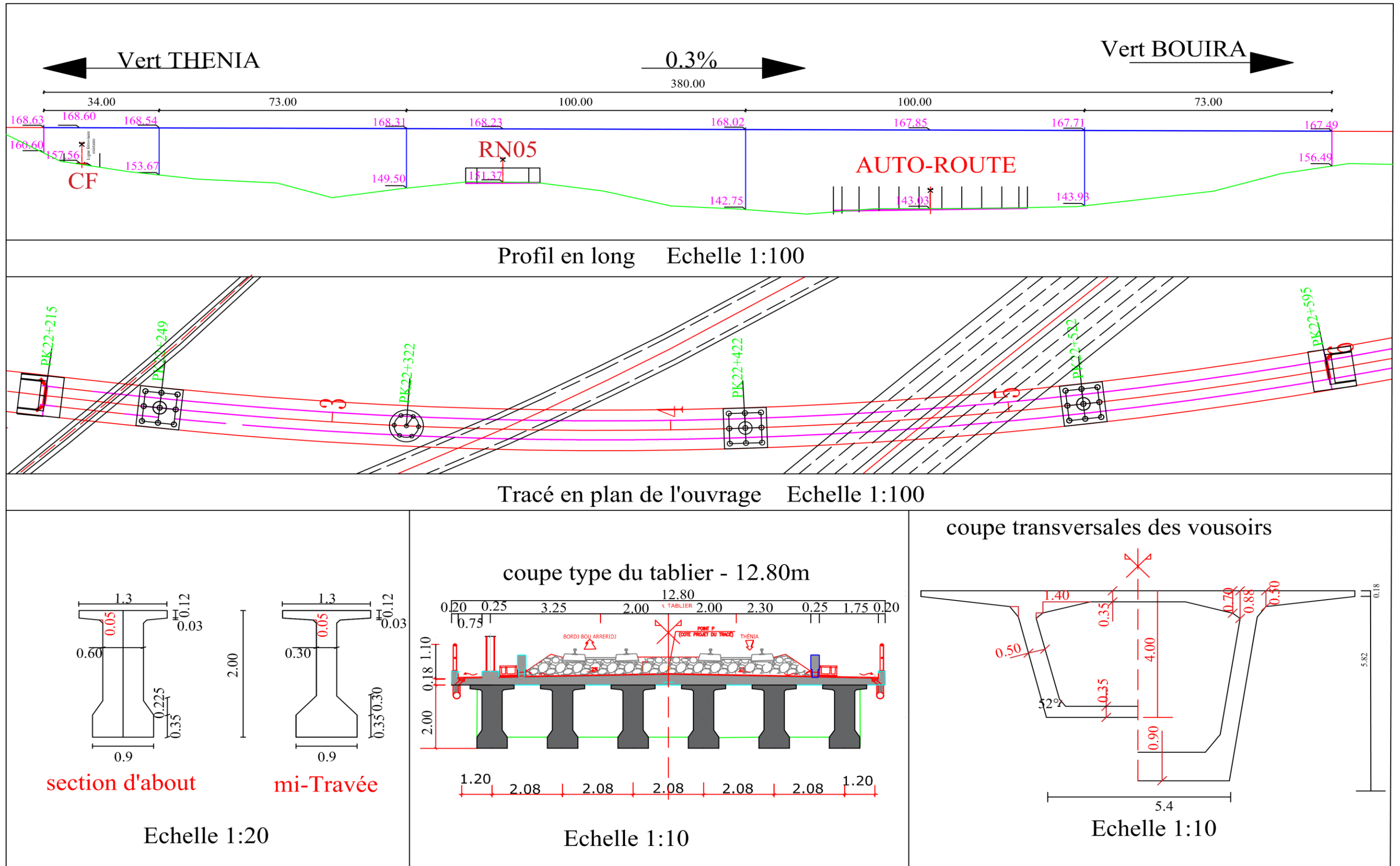


Figure III-7: Plan des éléments de la deuxième variante



Figure III-8: plan de situation de la deuxième variante

III.1.2.4 Conception de la variante 3

III.1.2.4.1Présentation de la variante

Dans cette variante la longueur totale du pont on a proposé un pont en bipoutre de 380 m, composée de 9 travées de (45, 45, 81.4, 45, 45,45, 45,28.6) m de longueur respectivement, en commençant de pk 22+215.

Elle est composée de deux systèmes de comportement (partie isostatique et une partie hyperstatique). Le système hyperstatique commence à partir de pk 22+260 et se terminera au pk 22+476.4.

Tableau III-3: Implantation des appuis

| Appuis | C1 | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | C2 |
|--------|--------|--------|--------|----------|----------|-----------|----------|----------|--------|
| PK | 22+215 | 22+260 | 22+305 | 22+386.4 | 22+431.4 | 22+476..4 | 22+521.4 | 22+566.4 | 22+695 |

III.1.2.4.2Pré-dimensionnement (selon pont en acier traité de génie civil).

Le choix de bipoutre étant fait, donc on va procéder à la détermination la liaison entre les deux poutres avec les entretoises ou pièces de pont.

Vu que la largeur de ce pont n'est pas grande donc la solution des pièces de pont est à éviter.

- Largeur de pont $b = 12.80 \text{ m} < 13 \text{ m}$
- $7 \leq b_1 \leq 8 \text{ m} \implies$ soit $b_1 = 7.00 \text{ m}$
- $a < 3 \text{ m}$
- l'épaisseur de la dalle sera de 27 cm au droit des poutres et de 25 ailleurs

$23 \leq ep \text{ dalle} \leq 27 \text{ cm}$ En se referant au document du guide de conception pont acier

Chapitre III : Conception et pré dimensionnement

Tableau III-4: Pré dimensionnement des poutres

| Pré dimensionnement des poutres | | | | | |
|---|--|--|----------------------------------|--|--|
| type de dimension | Intervalle | | An | Choix | |
| Elancement des poutres de 45 m de portée | $\frac{L}{18} \leq hp \leq \frac{L}{12}$ | | $2.5 \leq hp \leq 3.75$ | hp= 3.00 m | |
| Elancement de la poutre de 28.6 m de portée | $\frac{L}{18} \leq hp \leq \frac{L}{12}$ | | | hp= 2.30 m | |
| Elancement des poutres de 82.4 m de portée | $\frac{L}{18} \leq hp \leq \frac{L}{12}$ | | $4.58 \leq hp \leq 6.86$ | hp= 6.00 m | |
| Largeur de membrure supérieure | $300 \leq bw \leq 700$ | | $bw = 700 \text{ mm}$ | | |
| Epaisseur de La membrure supérieure | En travée mm | En about mm | Epaisseur d'âme de la poutre | En travée mm | En about mm |
| | $15 \leq tf, \text{sup} \leq 40$ $tf, \text{sup} = 40 \text{ cm}$ | $20 \leq tf, \text{sup} \leq 70$ $tf, \text{sup} = 40 \text{ mm}$ | | $10 \leq tw \leq 18$ $tw = 18 \text{ mm}$ | $12 \leq tw \leq 22$ $tw=18 \text{ mm}$ |
| Largeur de la membrure inférieure | $400 \leq bw \text{ inf} \leq 1400$ | | $bw = 1200 \text{ mm}$ | | |
| Epaisseur de la membrure inférieure | $20 \leq tf, \text{inf} \leq 70$ | | $40 \leq tf, \text{inf} \leq 90$ | | |
| | $tf, \text{inf} = 70$ | | $tf, \text{inf} = 70 \text{ cm}$ | | |

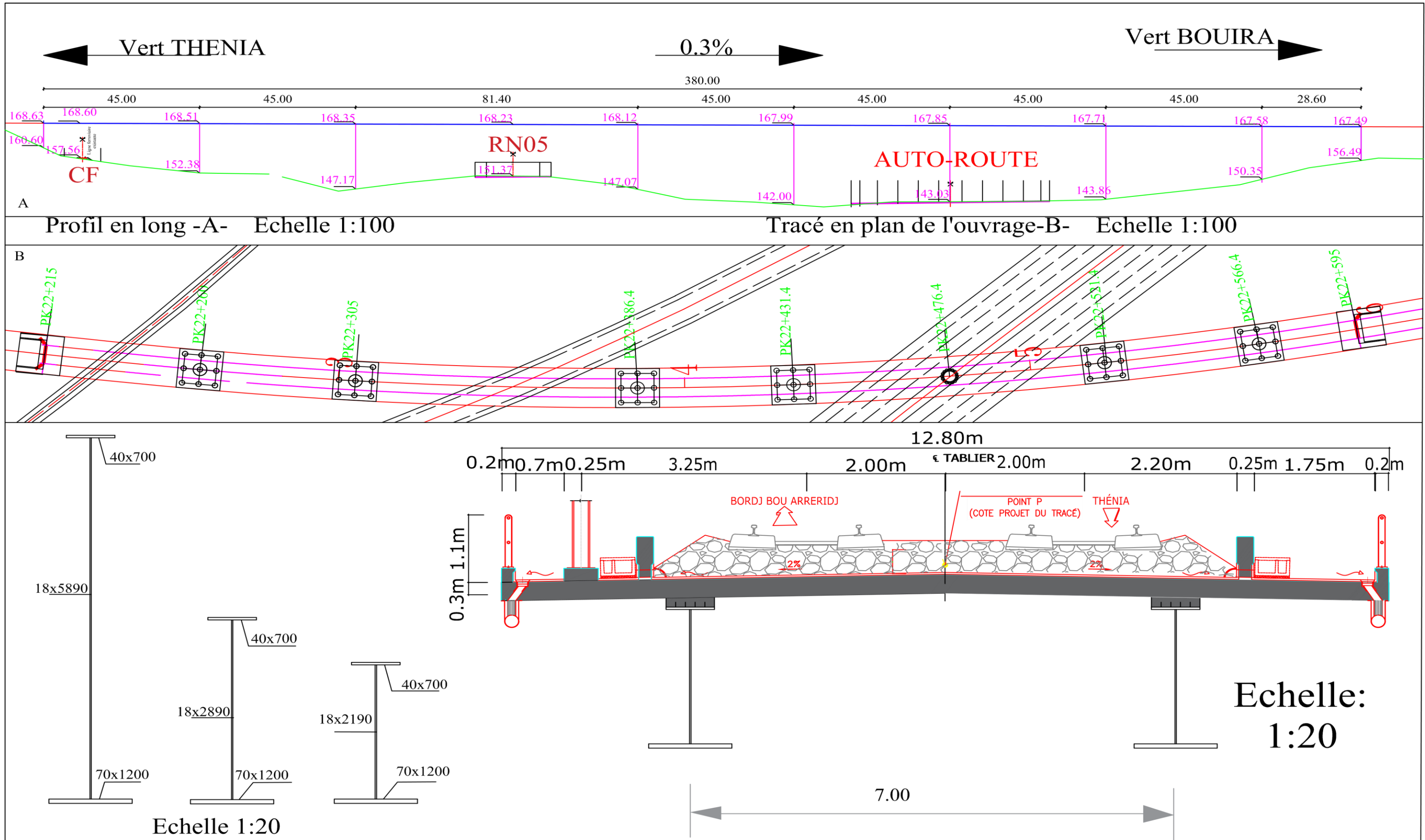


Figure III-9: Plan des éléments de la troisième variante

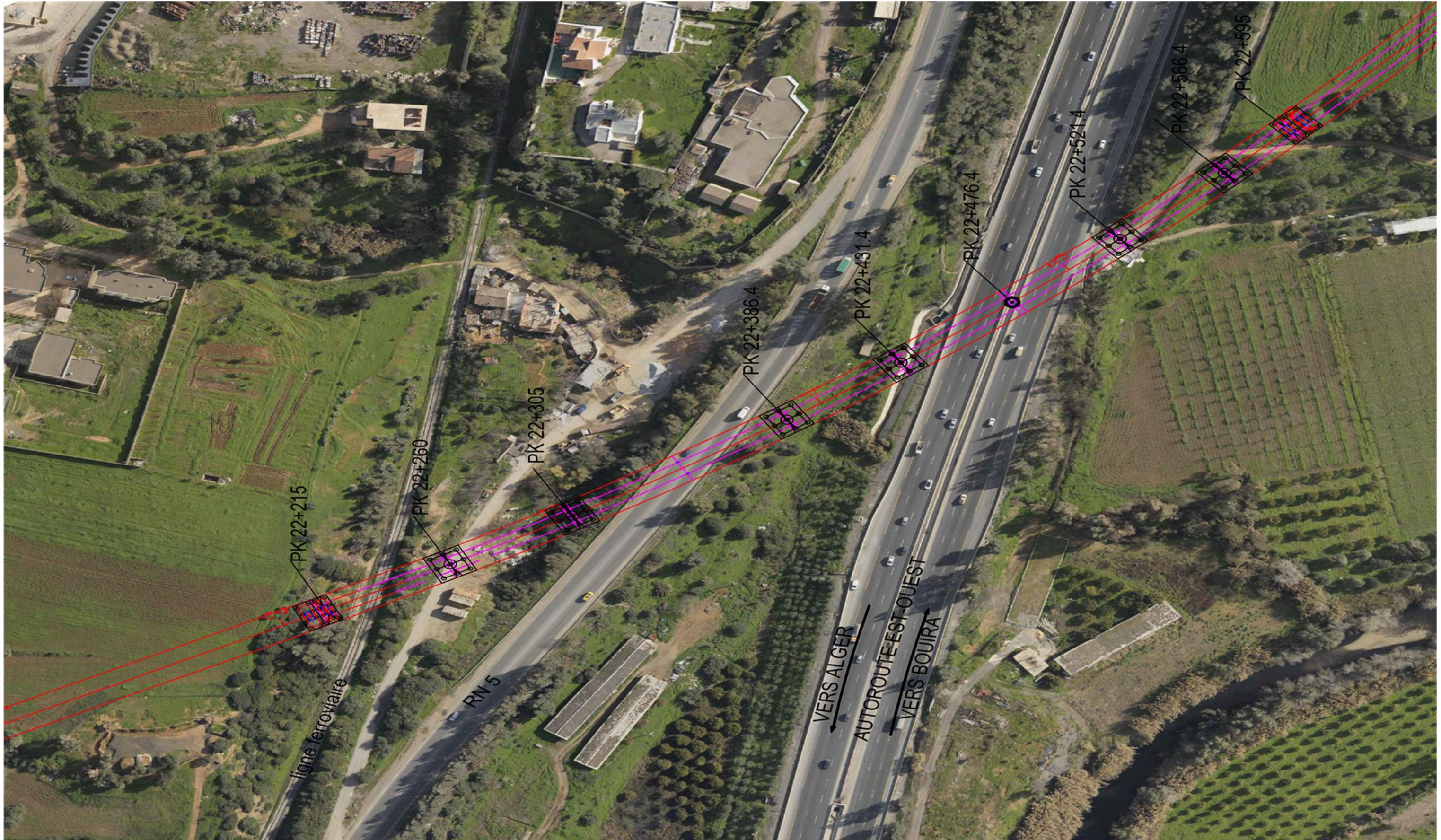


Figure III-10: Plan de situation de la troisième variante

III.1.3 Analyses multicritère

III.1.3.1 Variantes en béton précontraintes

| Avantages | Inconvénient |
|---|--|
| <ul style="list-style-type: none"> – Possibilité de franchissement sans toucher le sol – Possibilité de lancer la préfabrication des voussoirs avant les travaux de fondation et des piles – Ne nécessite pas beaucoup d’entretien – Préfabrication des voussoirs sur site ce qui implique moins de cout de transport – Les coffrages seront utilisés plusieurs fois – Disponibilité des matériaux locaux pour la réalisation | <ul style="list-style-type: none"> – Poids très important – La mise en tension des câbles de précontraintes nécessite une main d’ouvre qualifie – Rentre dans l’ordinaire du côté esthétique – Effet de retrait et fluage importants |

III.1.3.2 Variantes en PRS

| Avantages | Inconvénient |
|--|---|
| <ul style="list-style-type: none"> • Structure léger • La rapidité d’exécution globale • La précision dimensionnelle des structures • Le gain sur le cout de construction • La possibilité d’extension et de réparation | <ul style="list-style-type: none"> • La nécessité d’entretien périodique à cause de la corrosion et la fatigue dans l’assemblage • L’importation des profilés métalliques donc cout plus élevé • Mauvaise intégration dans le site • La soudeur des profilés demande une main d’œuvre qualifiée • Risques de voilement et de diversement |

III.1.3.3 Synthèse des avantages et des inconvénients

Après l’analyse des point de comparaison tout en se basant sur certains critères tel que la méthode d’exécution, l’entretien, le cout, l’esthétique, on a fait ressortir les constatations suivantes :

La variante mixte est rejetée, vu la méthode d’exécution et le cout et la complexité de l’étude vu la différence de travelage de l’ouvrage ainsi que le milieu où le pont est inscrit c’est un milieu de précontrainte, c’est-à-dire la majorité des ouvrages réalisés dans la zone sont en béton précontraint soit dans les passages routier soit ferroviaire.

La 2^{ème} variante est aussi rejetée vu les travées importantes de l’encorbellement ce qui engendre une retombé assez importante, donc esthétiquement parlant est mauvaise ainsi que l’importance de poids propre des voussoirs, sachant que en Algérie le recoure maximale est de 130m avec une hauteur de 114m, ce que n’est le cas pour ce projet. Finalement on opte pour la première variante qui est esthétiquement bonne vu la symétrie des travées, travées de l’encorbellement sont recommandées.

Chapitre IV : charges et surcharges

Chapitre IV : Charges et surcharges

IV.1 Introduction

Dans ce chapitre on évoquera, après on calculera l'ensemble des charges et surcharges pour lesquelles le viaduc qui fait l'objet de cette étude est sollicité et doit supporter.

IV.2 Poids volumique des matériaux utilisés

Le poids volumiques des matériaux utilisés dans le calcul de dimensionnement de viaduc qui fait l'objet de cette étude sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-1: Poids volumique des matériaux utilisés

| Matériaux | Poids spécifique (KN/m ³) | Normes |
|---------------------------------|---------------------------------------|--------------------|
| Béton armé | 25 | EN1991-1-1 TAB.A.1 |
| Etanchéité mince | 22 | |
| Ballast y compris les traverses | 20 | EN1991-1-1 TAB.A.6 |
| Rail (2xUIC 60) | 1.20 (KN/m/voie) | EN1991-1-1 TAB.A.6 |
| Traverses monoblocs | 4.80 KN/m/voie | EN1991-1-1 TAB.A.6 |
| Caténaire | 0.017 KN/m/voie | |
| Peteau caténaire | 0.017 KN/ml/voie | |
| Garde-corps type S7 | 0.34 KN/ml | |

IV.3 Valeurs caractéristiques pour le calcul des charges permanentes pour les ponts ferroviaires

Les actions des éléments non structuraux sont à prendre en compte avec les valeurs caractéristiques supérieures et inférieures.

Tableau IV-2: Valeurs caractéristiques des charges permanentes

| Charges | K _{min} | K _{max} |
|------------|------------------|------------------|
| Ballast | 0.7 | 1.30 |
| Etanchéité | 0.8 | 1.20 |

IV.4 Charges permanentes :

L'intensité des charges permanentes est déterminée en multipliant les sections considérées (la structure porteuse, éléments non porteuses, les installations fixes) par le poids spécifique relatif.

IV.4.1 Calcul du poids propre

Le poids propre est calculé avec un poids volumique de 25 KN/m³.

IV.4.2 Calcul du poids propre des poutres

Les poutres ont une section variable (section d'about sur 5 m, section de mi-travée et la section de transition entre les deux sections) donc on doit tenir compte de cette variation de section pour le calcul de poids propre :

Tableau IV-3: Caractéristiques des sections constituant la poutre

| Section | Surface (m ²) | Longueur (m) | Poids 'W' (KN) |
|--|---------------------------|--------------|----------------|
| Travée | 1.084 | 26.20 | 710.02 |
| About | 1.437 | 10.00 | 359.25 |
| Poids totale d'une poutre | | | 1078.72 |
| Poids totale des poutres supportant la dalle (6 poutres) | | | 6472.32 |

Chapitre IV : Charges et surcharges

IV.4.3 Le poids de la dalle 'Wdalle' :

$$W_{dalle} = S_{dalle} \times L \times \gamma_{\text{béton}} ;$$

Où :

- L : la longueur de la dalle reposant sur les poutres
- S_{dalle} = surface de la dalle

$$W_{dalle} = 3.379 \times 36.5 \times 25 \rightarrow W_{dalle} = 3083.34 \text{ KN}$$

IV.4.4 Poids du aux entretoises

$$W_{entr} = S_{entr} * L * \gamma_{\text{béton}} \rightarrow W_{entr} = 2.310 * 5 * 25$$

$$D'où : W = 288.75 \text{ KN}$$

IV.4.5 Poids du ballast :

$$W = 4.37 \times 36.5 \times 20 \Rightarrow W = 3190.1 \text{ KN}$$

IV.4.6 Garde ballast

$$W' = 5.64 \times 25 = 140.9 \text{ KN} \Rightarrow W = W' \times 2 = 281.8 \text{ KN}$$

IV.4.7 Socle caténaire

$$W = 0.2 \times 0.5 \times 0.5 \times 25 \times 2 \Rightarrow W = 2.5 \text{ KN}$$

IV.4.8 Poids du rail 2xUIC 60

$$W = 3 \times 1.2 \times 34 = 131.4 \text{ KN}$$

IV.4.9 Poids des traverses monoblocs

$$W = 4.8 \times 36.5 \times 2 = 350.4 \text{ KN}$$

IV.4.10 Poids des caténaires et poteau caténaire

$$W = 0.017 \times 2 \times 2 \times 36.5 = 2.482 \text{ KN}$$

IV.4.11 Garde de corps et sous dalle :

$$W = 116.07 \text{ KN}$$

Tableau IV-4: Poids des équipements constituant la dalle

| CP | Poids spécifique (KN/m ³) | poids (KN/m) | |
|--------------------|---------------------------------------|--------------|--------|
| Poutre | 25 | 29.55 | |
| Toutes les poutres | | 177.32 | |
| Dalle | 25 | 84.47 | |
| Entretoises | 25 | 7.91 | |
| Etanchéité | 22 | 9.57 | 11.49 |
| | | | 7.66 |
| Ballast | 20 | 87.4 | 113.62 |
| | | | 61.18 |
| Gard ballast | 25 | 7.72 | |
| Rails (2xUIC 60) | 1.20 kN/m/voie | 3.6 | |

Chapitre IV : Charges et surcharges

| | | | |
|---|-------------------------|---------------|---------------|
| <i>Traverses monoblocs</i> | <i>4.80 kN/m/voie</i> | <i>9.6</i> | |
| <i>Caténaire+poteau caténaire</i> | <i>0.017 kN/m/voie</i> | <i>0.068</i> | |
| <i>Garde-corps béton sous garde-corps</i> | <i>0.34 KN/ml</i> | <i>3.18</i> | |
| | <i>Poids total Cp =</i> | <i>390.85</i> | <i>418.99</i> |
| | | | <i>362.72</i> |

IV.5 Calcul du poids propre des caissons

IV.5.1 L'équation parabolique de variation de la section des caissons :

$$h(x) = h_0 + (h_1 - h_0)\left(\frac{2x}{l}\right)^2 \implies h(x) = 2.4 + (4.5 - 2.4)\left(\frac{x}{35}\right)^2 ;$$

$$h(x) = 2.4 + 2.1\left(\frac{x}{35}\right)^2$$

IV.5.2 Variation de l'épaisseur des âmes inférieurs :

$$\varepsilon(x) = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0)\left(\frac{2x}{l}\right)^2 \implies \varepsilon(x) = 0.25 + (0.9 - 0.25)\left(\frac{x}{35}\right)^2 ;$$

$$\varepsilon(x) = 0.25 + 0.65\left(\frac{x}{35}\right)^2$$

IV.5.3 Fonction de Variation de poids propre du caisson :

$$G(x) = 145.85 + 89\left(\frac{x}{35}\right)^2 ;$$

$$G = \int_0^{35} (145.85 + 89\left(\frac{x}{35}\right)^2) dx \quad \rightarrow \quad G = 6143.08 \text{ KN}$$

IV.6 Calcul des surcharges ferroviaires :

Les actions ferroviaires seront définies au moyen de cinq modèles de charges dont deux représentent le trafic normal sur la ligne LM71 et SW0, un représente le trafic lourd SW2, un représente la charge de « train à vide » et le dernier représente le trafic réel pour HSLM.

IV.7 Charges classifiées

Les valeurs caractéristiques des charges LM 71 et SW/0 et ces effets (centrifuge, freinage-démarrage, poussée du aux surcharges et l'effet de lacet) doivent être multipliées par un coefficient α pour obtenir les charges classifiées à introduire dans les justifications [EN1991-2 6.3.2(3)]

Pour ce projet, la valeur retenue est : $\alpha = 1.00$

IV.8 Modèle de charge LM71

Ce modèle de charge représente l'effet statique du chargement vertical du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire normal. Les valeurs caractéristiques des charges sont représentées comme suit :

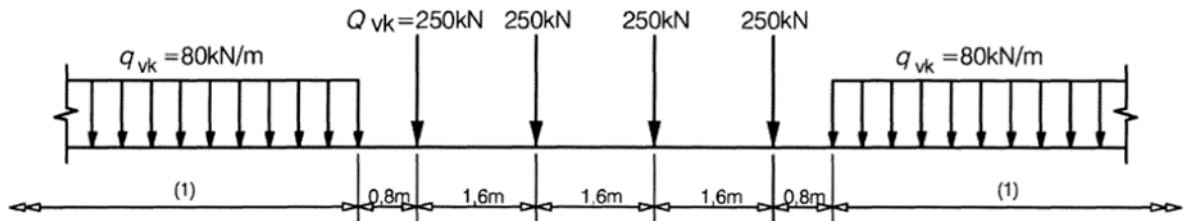


Figure IV-1: Modèle de charge LM71

IV.9 Modèle de charge SW/0

Ce modèle de charge représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire standard sur les ponts continus seulement. Les valeurs caractéristiques des charges verticales sont représentées comme suit :

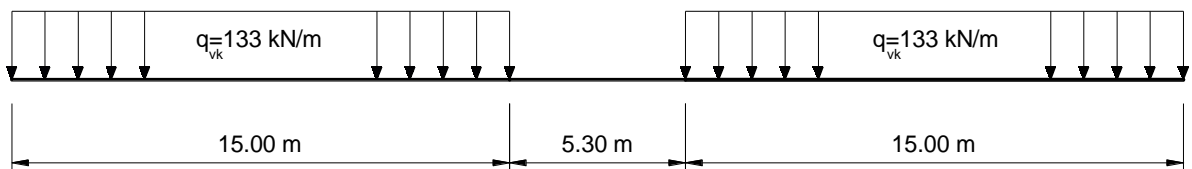


Figure IV-2: Modèle de charge SW0

IV.10 Modèle de charge SW/2

Ce modèle de charge représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire lourd. Les valeurs caractéristiques des charges verticales sont représentées comme suit :

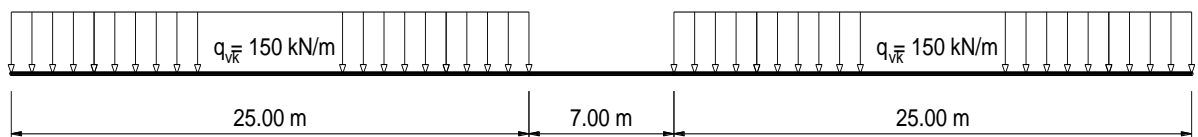


Figure IV-3: Modèle de charge SW2

IV.11 Modèle de charge « Train à vide »

Ce modèle de charge représente l'effet statique d'une charge linière uniformément répartie caractérisée par une valeur de 10 kN/m.

IV.12 Modèle de charge HSLM

Ce modèle de charge est constitué de deux trains représentatifs HSLM-A et HSLM-B dont des longueurs de voiture sont variables, ces modèles seront utilisés pour l'étude dynamique si requise.

IV.13 ACTIONS DUES AUX TRAFICS FERROVIAIRES :

IV.13.1 Forces centrifuges (EN1991-2. 6.5.1)

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

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127 r} (f Q_{vk}) ; \quad q_{tk} = \frac{V^2}{127 r} (f q_{vk})$$

Où :

Q_{vk} , q_{vk} : charges verticales des modèles LM71 et SW0 ($Q_{LM71}=250$ kN, $q_{LM71}=80$ kN/m, $q_{SW0}=133$ kN/m)

V : Vitesse du projet maximale égale à 160 km/h ;

r : rayon de courbure de 1200 m;

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

$$f = \left[1 - \frac{V - 120}{1000} \cdot \left(\frac{814}{V} + 1,75 \right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right]$$

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

Il conviendra de considérer les forces centrifuges comme agissant horizontalement vers l'extérieur, à une hauteur de 1,80 m au-dessus du plan de roulement. Ces actions sont à multiplier par le facteur α , mais pas par le coefficient de majoration dynamique ϕ .

AN :

Pour le modèle LM71 :

$$f = \left[1 - \frac{160-120}{1000} \cdot \left(\frac{814}{160} + 1,75 \right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{36,5}} \right) \right] \rightarrow f = 0.80$$

$$Q_{tk} = \frac{160^2}{127 \times 1200} \times 0.80 \times 250$$

$$Q_{tk} = 31.50 \text{ KN}$$

$$q_{tk} = \frac{160^2}{127 \times 1200} \times 0.80 \times 80$$

$$q_{tk} = 10.79 \text{ KN/ml}$$

Pour le modèle SW0 :

$$q_{tk} = \frac{160^2}{127 \times 1200} \times 0.80 \times 133 ; \quad q_{tk} = 18.00 \text{ KN/ml}$$

Chapitre IV : Charges et surcharges

IV.13.2 Effort de lacet (EN1991-2/NA 6.8.2 (2))

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 affectée du coefficient dynamique, doit être utilisé seulement pour le dimensionnement des appareils d'appui.

IV.13.3 Actions dues à l'accélération et au freinage (EN1991-2. 6.5.3)

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 sur la longueur d'influence $L_{a,b}$ de leurs effets pour l'élément structural considéré. La direction des forces d'accélération et de freinage doit tenir compte du (des) sens de déplacement autorisé(s) sur chaque voie. Les valeurs caractéristiques des forces d'accélération et de freinage seront prises égales à :

Force d'accélération : $Q_{lak} = 33 \text{ kN/m}$ $L_{a,b} \leq 1000 \text{ kN}$ pour les modèles LM71, SW0, SW2 et HSLM.

Force de freinage : $Q_{lbk} = 20 \text{ kN/m}$ $L_{a,b} \leq 6000 \text{ kN}$ pour les modèles LM71, SW0 et HSLM.

$Q_{lbk} = 35 \text{ kN/m}$ $L_{a,b}$ pour le modèle SW2.

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

Lorsque deux voies où plus ont la même direction autorisée de circulation, il y a lieu de prendre en compte soit l'accélération sur deux voies soit le freinage sur deux voies.

Lorsque la voie est continue à l'une ou aux deux extrémités du pont, seule une partie de la force d'accélération ou de freinage est transmise par le tablier aux appareils d'appuis. Le reste est transmis par la voie à la plate-forme à l'arrière des culées ou îles équilibré.

Les forces d'accélération et de freinage transmises aux appareils d'appuis sont déterminées tout en respectant les directives du chapitre 6.5.4 du NF EN 1991.2.

IV.13.4 Déraillement (accidentel)

Ils seront prises en compte les deux situations d'accident prévues dans la norme NF EN 1991-2:

Situation I: Le train déraillé demeure sur le tablier du pont, retenu 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 :

$0.7 \times a \times LM71:$

$$Q_{A1d} = 0.7 \times 250 = 175 \text{ kN}; q_{A1d} = 0.7 \times 80.0 = 56 \text{ kN/m}$$

Situation II: Le train déraillé reste en équilibre sur le bord du tablier. La stabilité globale du tablier doit être maintenue. La charge considérée est distribuée sur une longueur maximale de 20 m est vaut :

$1.4 \times a \times LM71:$

$$q_{A2d} = 1.4 \times (1000 + 80.0 \times (20 - 6.4)) / 20.0 = 146.2 \text{ kN/m}$$

IV.13.5 Excentricité des charges verticales

En accord avec l'article 6.3.5 du l'Eurocode1991-2, une excentricité des charges verticales dans le sens transversal du tablier sera considérée soit vers l'intérieur ou bien vers l'extérieur de l'ouvrage, dont la formule est $e=s/18$ où s c'est l'écartement des rails égal à 1.435m (égale +/-8 cm pour ce projet).

D'après le même article du l'Eurocode1991-2, cette valeur peut être négligée lorsque on considère la fatigue.

IV.13.6 Répartition longitudinale d'une charge de roue par le rail

Une charge de roue ou une force ponctuelle du modèle de charge 71, ou du modèle HSLM, peut être réparties sur trois supports de rail comme l'indique la Figure IV

Q_{vi} : force ponctuelle sur chaque rail, due au modèle de charge 71 ou charge de roue du train réel selon 6.3.5, du train type pour la "fatigue" ou du modèle HSLM (sauf HSLM-B).

a : distance entre supports de rail.

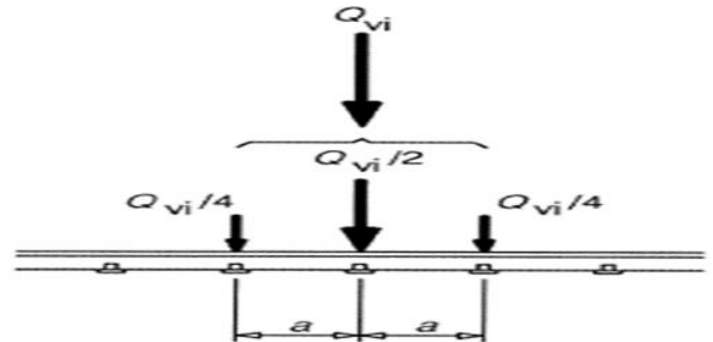


Figure IV-4: Répartition longitudinale d'une force ponctuelle

IV.13.7 Répartition longitudinale des charges par les traverses et le ballast

En règle générale, une charge d'essieu ou les charges ponctuelles du modèle de charge 71 uniquement peuvent être uniformément réparties dans le sens longitudinal. Pour le calcul des éléments locaux de tablier il convient de tenir compte de la répartition longitudinale de la charge sous les traverses comme l'indique la Figure 5 dans laquelle le plan de référence est défini comme le niveau supérieur du tablier.

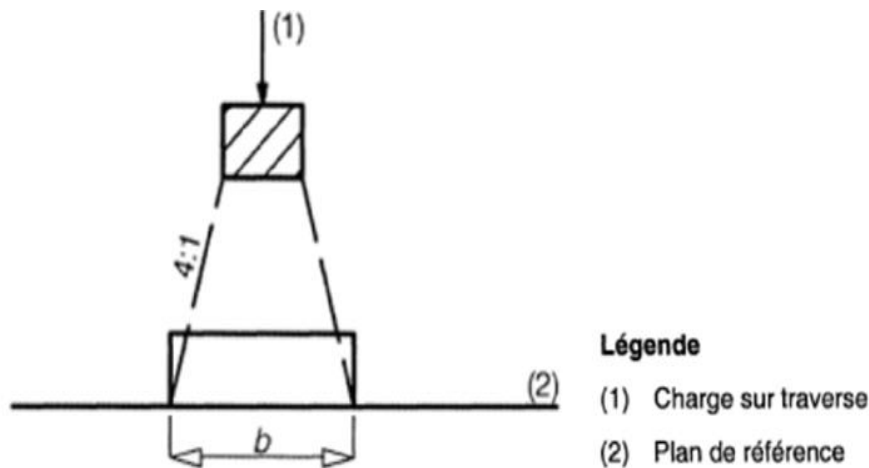


Figure IV-5: Répartition longitudinale des charges par les traverses et le ballast

IV.13.8 Répartition transversale des charges par les traverses et le ballast

Ci-dessous les schémas de principes de répartition transversale des surcharges ferroviaires sur les traverses et le ballast conformément à l'article 6.3.6.3 de l'EN1991-2 :

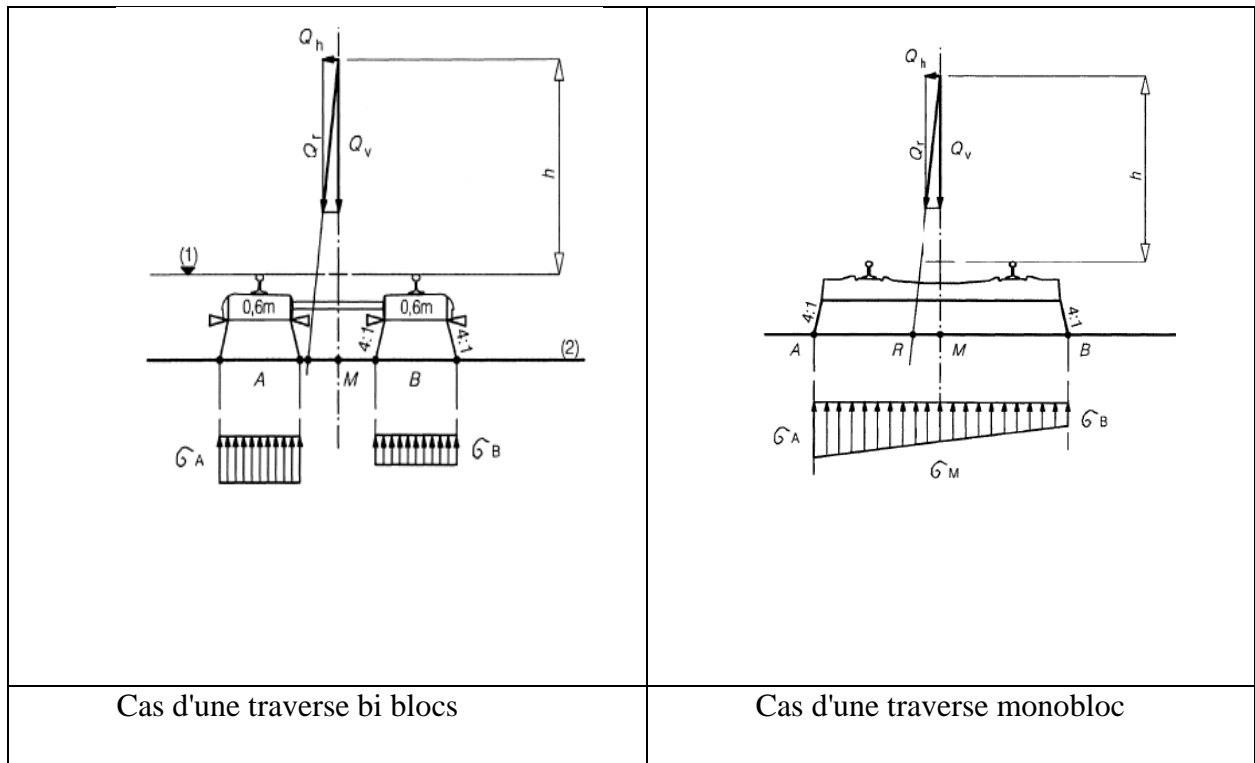


Figure IV-6: Répartition transversale pour le cas d'une voie ballastée et traverses bi-blocs

IV.13.9 Fatigue

Les ouvrages ferroviaires seront soumis à des cycles de chargement réguliers. C'est pourquoi, il conviendra de mener une vérification à la fatigue. Les valeurs caractéristiques du modèle LM71 doivent être utilisées pour la charge de fatigue [EN1991-2 Annexe D].

Aussi, pour les tabliers mixtes, il convient de faire les vérifications de fatigue conformément aux recommandations du référentiel SNTF 7.2.4 dans son article 7.2.4.2.7.5.2.

IV.13.10 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 considérant 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 détaillée seront définis à l'aide du logigramme de la figure 6.9 de l'EN 1991-2.

Limite supérieure de la fréquence propre : $n_0 = 94.76L_\phi^{-0.748}$

Limite inférieure de la fréquence propre :

- Pour $4.00 \text{ m} \leq L_\phi \leq 20 \text{ m}$ $n_0 = \frac{80}{L_\phi}$

- Pour $20 \text{ m} \leq L_\phi \leq 100 \text{ m}$ $n_0 = 23.58L_\phi^{-0.592}$

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

$$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi} - 0.20} + 0.73$$

Chapitre IV : Charges et surcharges

L_ϕ : Longueur déterminante définie au tableau 6.2 de l'EN1-2.

Dans le cas des ouvrages en béton implantés sous un remblai de hauteur supérieur à 1 m, ϕ_3 peut être réduit comme suit :

$$red\phi_3 = \phi_3 - \frac{h-1}{10} \geq 1$$

h : La hauteur du remblais y compris l'épaisseur du ballast sous la traverse

IV.13.10.1 Calcul du coefficient de majoration dynamique :

IV.13.10.1.1 Cas des travées isostatique

$$n_0 = 23.58 l_\phi^{-0.592} \rightarrow n_0 = 23.58 36.5^{-0.592} = 2.8 \text{ Hz}$$

$$d'où \quad \phi_3 = 1.09$$

IV.13.10.1.2 Cas des travées hyperstatique :

$$n_0 = 23.58 l_\phi^{-0.592}$$

$$n_0 = 23.58 73^{-0.592} = 1.86 \text{ Hz}$$

$$\phi_3 = 0.99$$

IV.13.11 Poussées dues aux surcharges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation à prendre en compte pour la détermination des poussées sont définies conformément à la norme EN 1992-1. Pour le calcul des murs garde-grève, les surcharges sont fixées à 150 kN/m (modèle de charge SW/2) et doivent être appliquées à 70 cm sous la surface de roulement de la voie uniformément réparties sur une largeur de 3.00m (soit une surcharge de 50kN/m²).

En ce qui concerne la justification des autres éléments structuraux, par simplification, une surcharge uniformément répartie de $Q=30 \text{ kN/m}^2$ a été prise en compte. Les poussées dues à la surcharge d'exploitation ferroviaire sur les parois des culées ou des murs de soutènements où l'équation est présentée comme suit :

$$P = k.Q$$

Avec :

: Poids volumique des terres

k : Coefficient de poussée des terres

IV.13.12 Interaction voie-ouvrage

L'interaction voie-ouvrage doit être prise en compte pour la vérification du comportement de l'ouvrage afin d'éviter soit une rupture du rail, soit une détérioration de la liaison entre la voie et l'ouvrage tel que cette liaison ne puisse plus assurer la stabilité de la voie. Une validation doit être faite aux états limites de service quant aux contraintes engendrées dans les rails ainsi qu'aux déplacements résultants. D'une manière générale, les exigences de la réglementation internationale à cet effet doivent être respectées, notamment l'UIC 774-3 et l'EN 1991-2.

Chapitre IV : Charges et surcharges

IV.13.13 Combinaisons de charges

Les combinaisons suivantes doivent être vérifiées :

1. Comb 1 : $\Delta T + (1 \times F/A) + (1 \times SF)$
2. Comb 2 : $0,3 \times E_d + (0,3F/A) + (0,3SFV)$ (ELS sismique)

Où :

3. ΔT = Variations de température (+35°/-15° pour le tablier. Par contre, la différence de température entre le tablier et le rail n'a pas besoin d'être supérieure à 20°) avec une température moyenne initiale considérée égale à 20° lors de la réalisation.

F/A = forces de freinage et accélération (freinage sur 1 voie et accélération dans l'autre);

SFV = surcharges ferroviaires verticales mobiles ;

$E_d = E_{long} + 0.30 E_{trans} + 0.30 E_{vert}$ charges de séisme longitudinal.

IV.13.14 SURCHARGES DE TROTTOIRS/ OUVRAGES FERROVIAIRES (EN1991-2.6.3.7)

Il convient de prendre une surcharge de piéton et des deux roues que les charges d'entretien courante par une charge uniformément répartie 5 kN/m². Pour le calcul des éléments locaux, il convient de prendre une charge concentré 2 KN agissant seule appliquée sur une surface carrée de 200mm de côté.

IV.13.15 ACTIONS SUR LE GARDE DE CORPS (EN1991-2 4.8) :

Une force linéaire variable de 1,0 kN/m agissant horizontalement ou verticalement en tête du garde-corps constitue une valeur minimale recommandée pour les trottoirs ou les passerelles. Pour les passages de service, la valeur minimale recommandée est de 0,8 kN/ml. Ces valeurs minimales recommandées ne couvrent pas les cas exceptionnels ou accidentels.

IV.13.16 SURCHARGE D'EXECUTION :

Les actions à prendre en compte en phase d'exécution sont celle présentées dans le référentiel technique de la SNTF chapitre 7.2.4 et/ou celle donnée par la méthode de construction et la nature des équipements utilisés, ces surcharges seront détaillé dans la phase d'exécution.

IV.13.17 COMBINAISONS/ OUVRAGES FERROVIAIRES :

IV.13.17.1 Etat Limite Ultime

– Situation durable ou transitoire

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

– Situation accidentelles

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

Chapitre IV : Charges et surcharges

- Situation sismiques

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

IV.13.17.2 Etat Limite de Service

- Situation durable ou transitoire

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

- Situation accidentelles

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

- Situation sismiques

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

IV.13.17.3 Etat Limite de Service

- Caractéristiques :
- $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
- Fréquente :

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

- Quasi-permanentes :

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

- ELS sismique :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 0,30 \cdot E + P + 0,30 \cdot Q_{k,1}$$

Chapitre V : Etude de fléau

V.1 Introduction

Le tablier hyperstatique du pont sera réalisé par la méthode de l'encorbellement dont l'avantage est de ne pas interrompre la circulation des différentes lignes franchit, soit routières ou ferroviaire.

La construction par la méthode d'encorbellement est couramment utilisée aujourd'hui en particulier dans les ponts en béton précontraint. Elle consiste en l'assemblage successif en hauteur, d'éléments du tablier appelés des voussoirs, sachant que l'assemblage s'effectue de façon symétrique à partir des piles réalisées auparavant.

Le premier voussoir appelé voussoir principale « VSP », est encastré sur pile durant la période de réalisation, puis on le libère quand le pont sera achevé, les autres voussoirs préfabriqués y sont transportés à l'aide de l'équipage mobile se déplaçant sur tablier et assemblés successivement grâce à des câbles de précontraints appelés câbles de fléau, ancrés dans chaque voussoir, selon le moment à reprendre.

Les étapes suivantes consistent à réaliser la continuité de l'ouvrage; Celle-ci s'obtient par coulage, entre les extrémités des fléaux adjacents, des voussoirs dits de clavage, puis mise en tension des câbles de continuité assurant la liaison de ces voussoirs de clavage avec les consoles voisines.

V.2 Les charges considérées durant la réalisation des fléaux

La phase de construction du fléau est modélisée par un portique, le tablier travaillant comme une bi- console.

Les charges à prendre en compte dans ces phases sont :

- Poids propre du tablier G .
- Surcharges de chantiers réparties Q_r de 2 KN/m^2 .
- Surcharges de chantier concentré Q_c de 1000 KN .

Pour des raisons de symétrie on fait l'étude d'un seul fléau qui sera construit à partir de la pile 1

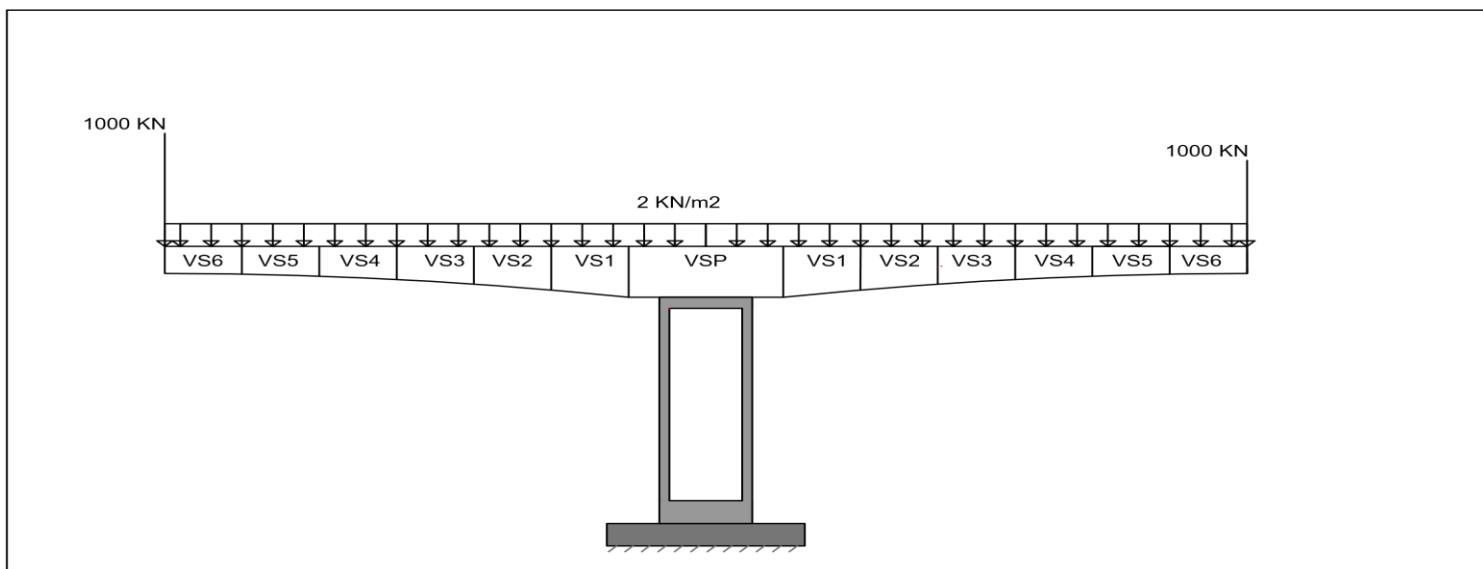


Figure V-1: Représentation des charges considérées

Chapitre V : Etude de fléau

V.3 Déroulement des travaux

Les travaux de réalisation des fléaux se résument dans le tableau suivant :

Tableau V-1: Déroulement des travaux

| Opération | Description |
|-----------|---|
| 1 | Réalisation de l'infrastructure du pont (piles et culées) |
| 2 | Réalisation des fléaux |
| 3 | Réalisation des voussoirs de clavage |
| 4 | Mise en place du ballast |
| 5 | Mise en place des équipements ainsi que les rails |

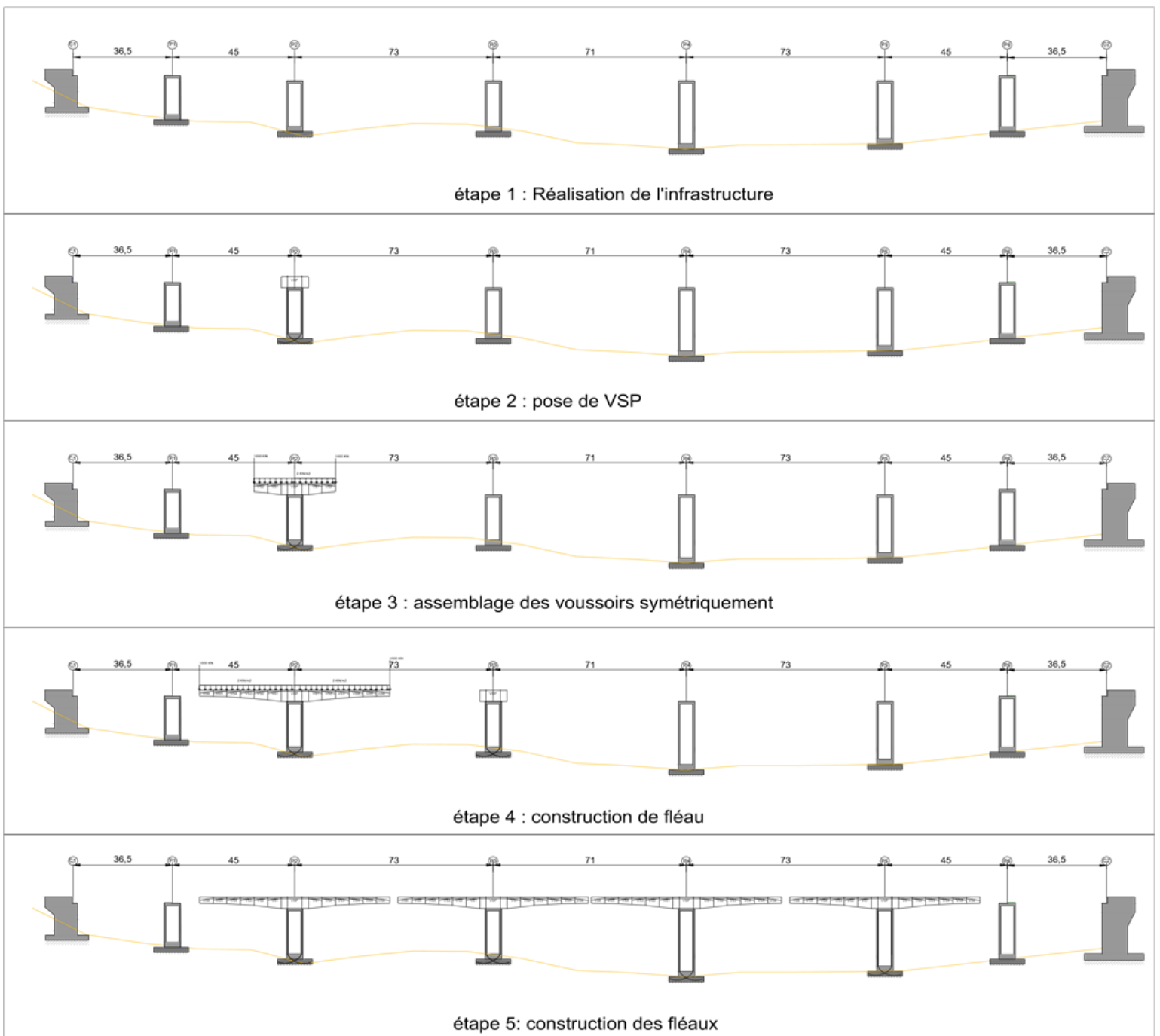


Figure V-2 : Etapes de réalisation de fléaux

V.4 Système statique général et modélisation

Le système statique du pont projeté change en fonction des charges à considérer dans les différentes phases de construction du pont. Ce changement de système statique impose une modélisation où chaque étape de construction est considérée afin de d'appliquer les charges et de décrire le comportement réel de l'ouvrage.

La modélisation crée sur le logiciel RM-BRIGJE, où les hypothèses principales suivies sont résumé comme suit :

1. Partie modeleur

- Définition de l'axe du pont
- Modélisation des différentes sections du pont (section des poutres, piles....etc.)
- Définition des matériaux utilisés
- Modélisation des fonctions de changement des sections (hauteur des voussoirs et des épaisseurs des âmes et hourdis)
- Modélisation des piles
- Définition des conditions d'appuis

2. Partie analyseur

- Définition des différentes phases de réalisation
- Définition des charges à considérer dans chaque phase de construction
- Définition des combinaisons de charges
- Lancement du calcul



Figure V-3: Modélisation des piles des fléaux

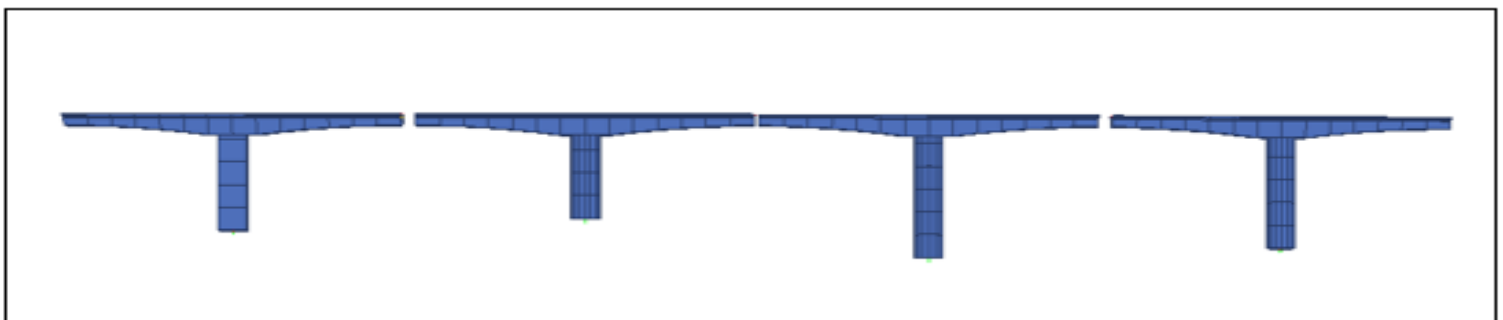


Figure V-4: Modélisation des fléaux

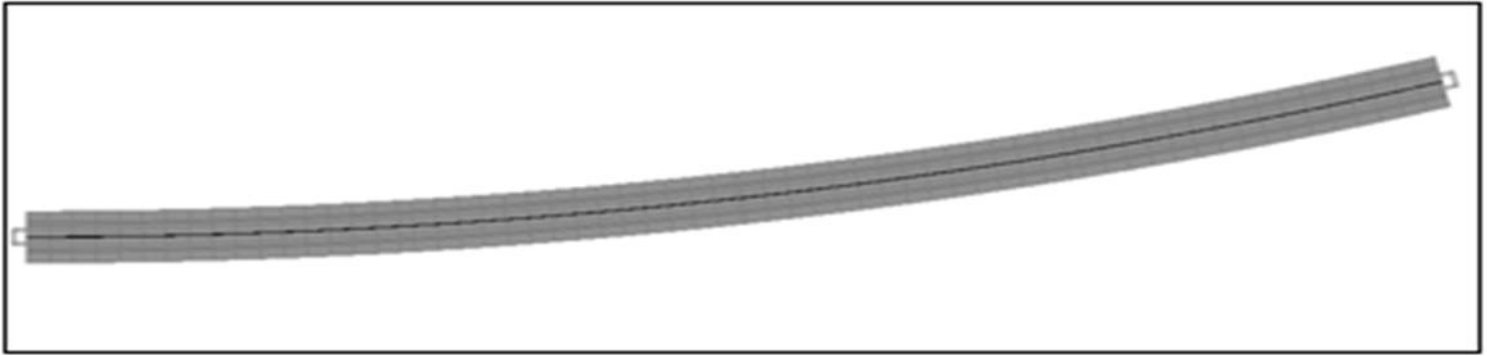


Figure V-6 : Vu en plan du pont

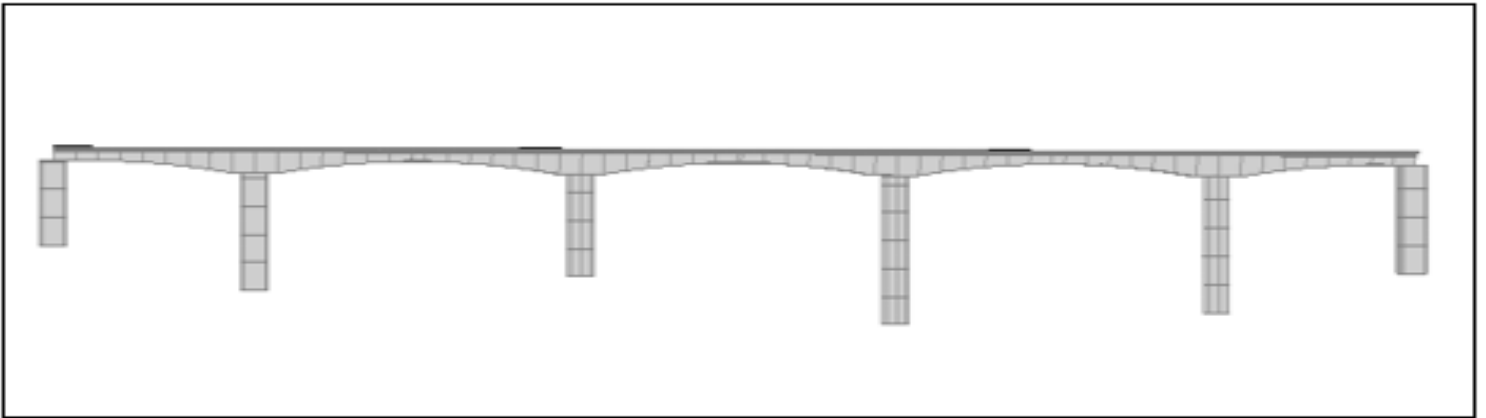


Figure V-5: Vu en élévation du pont modélisé

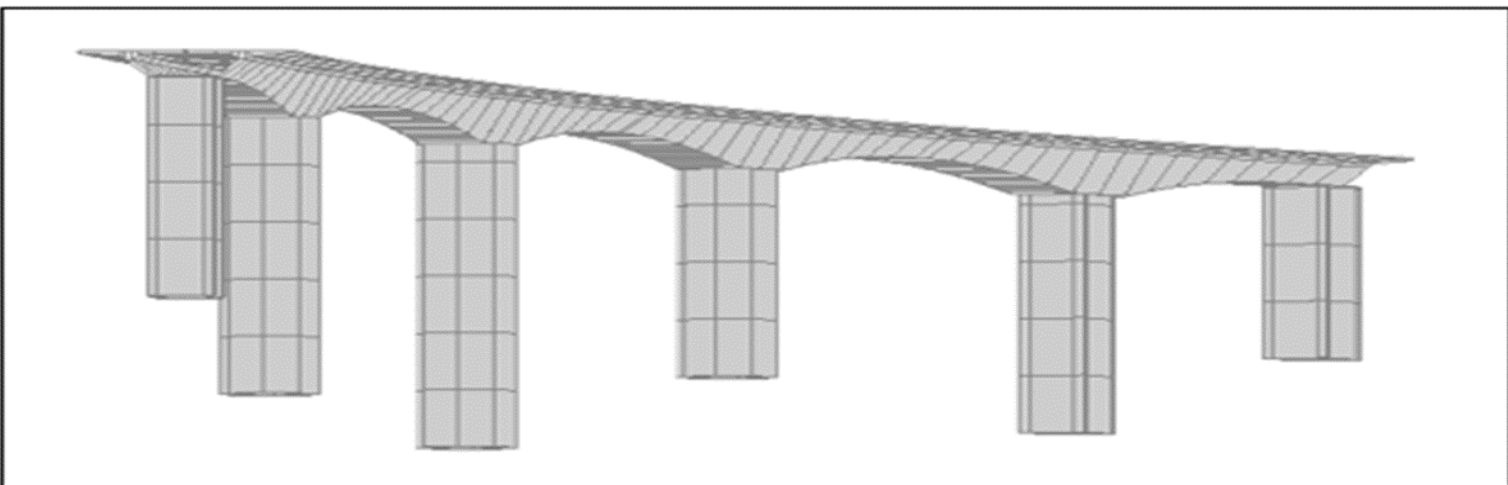


Figure V-7: Modélisation du tablier en stade d'exploitation

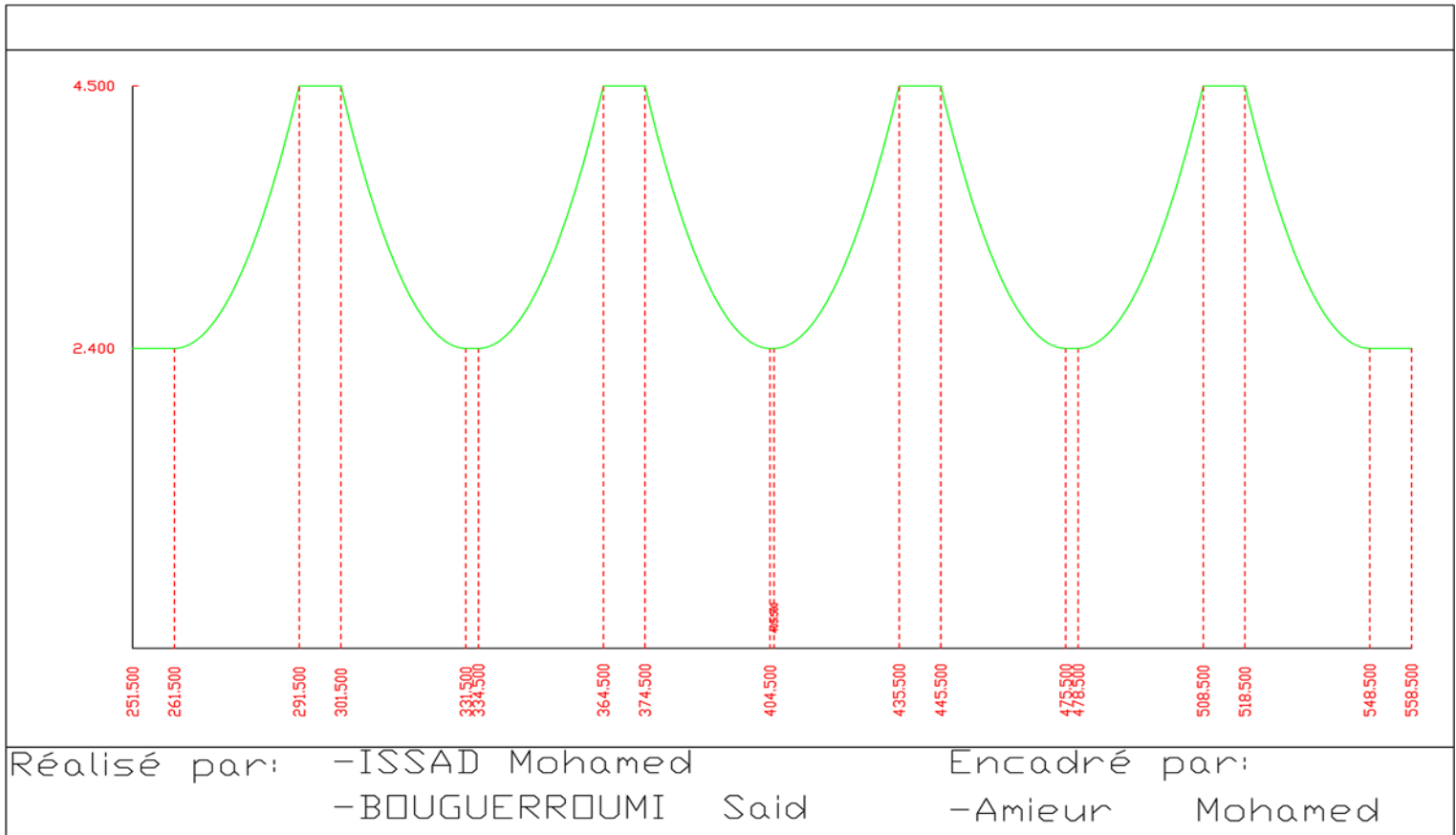


Figure V-8: Fonction de variation de la hauteur du caisson

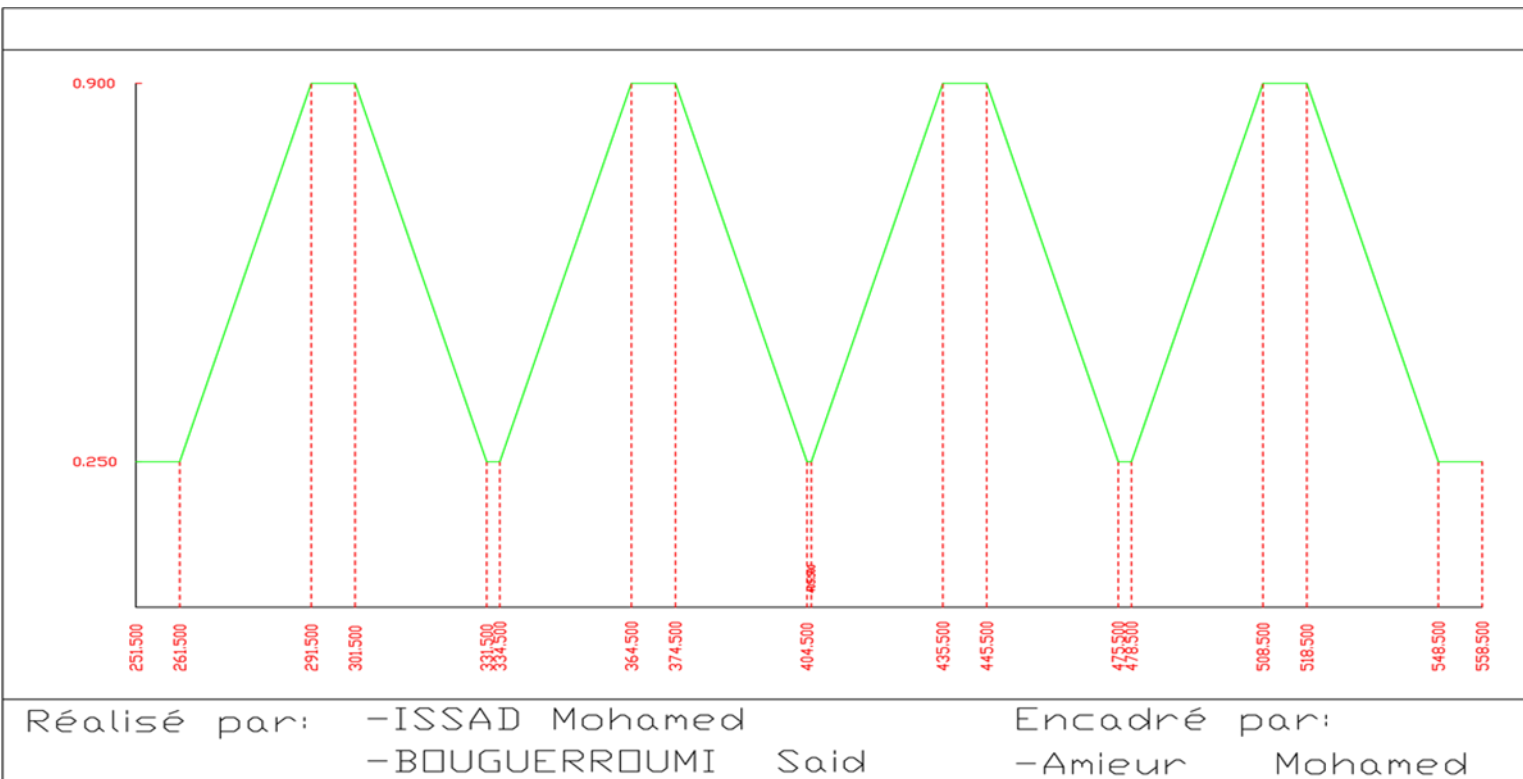


Figure V-9: Fonction de la variation d'épaisseur de l'hourdis inférieur du caisson

V.5 Caractéristiques des différentes sections modélisées

Tableau V-2: Caractéristiques des différentes sections modélisées

| N° Voussoir | Section A (m ²) | Inertie I _z (m ⁴) | Y _{sup} | Y _{inf} | e ₀ |
|-------------------|-----------------------------|--|------------------|------------------|----------------|
| V _{sp/2} | 10.71 | 32.74 | 2.039 | 2.461 | 1.894 |
| V _{s1} | 1071 | 32.74 | 2.039 | 2.461 | 1.894 |
| V _{s2} | 9.881 | 21.90 | 1.687 | 2.17.30 | 1.549 |
| V _{s3} | 9.10 | 14.79 | 1.34 | 1.939 | 1.258 |
| V _{s4} | 8.367 | 10.24 | 1.162 | 1.763 | 1.026 |
| V _{s5} | 7.683 | 7.383 | 0.9811 | 1.653 | 0.8441 |
| V _{s6} | 7.049 | 5.608 | 0.8373 | 1.621 | 0.7013 |

Tel que :

I : inertie de la section suivant la direction oz

A : aire de la section

Y_{sup} : distance de centre de gravité/extrados

Y_{inf} : distance de centre de gravité/intrados

e₀ : excentrement de la précontrainte $e_0 = Y_{sup} - (C + \Phi e + \Phi l + \frac{\Phi g}{2})$

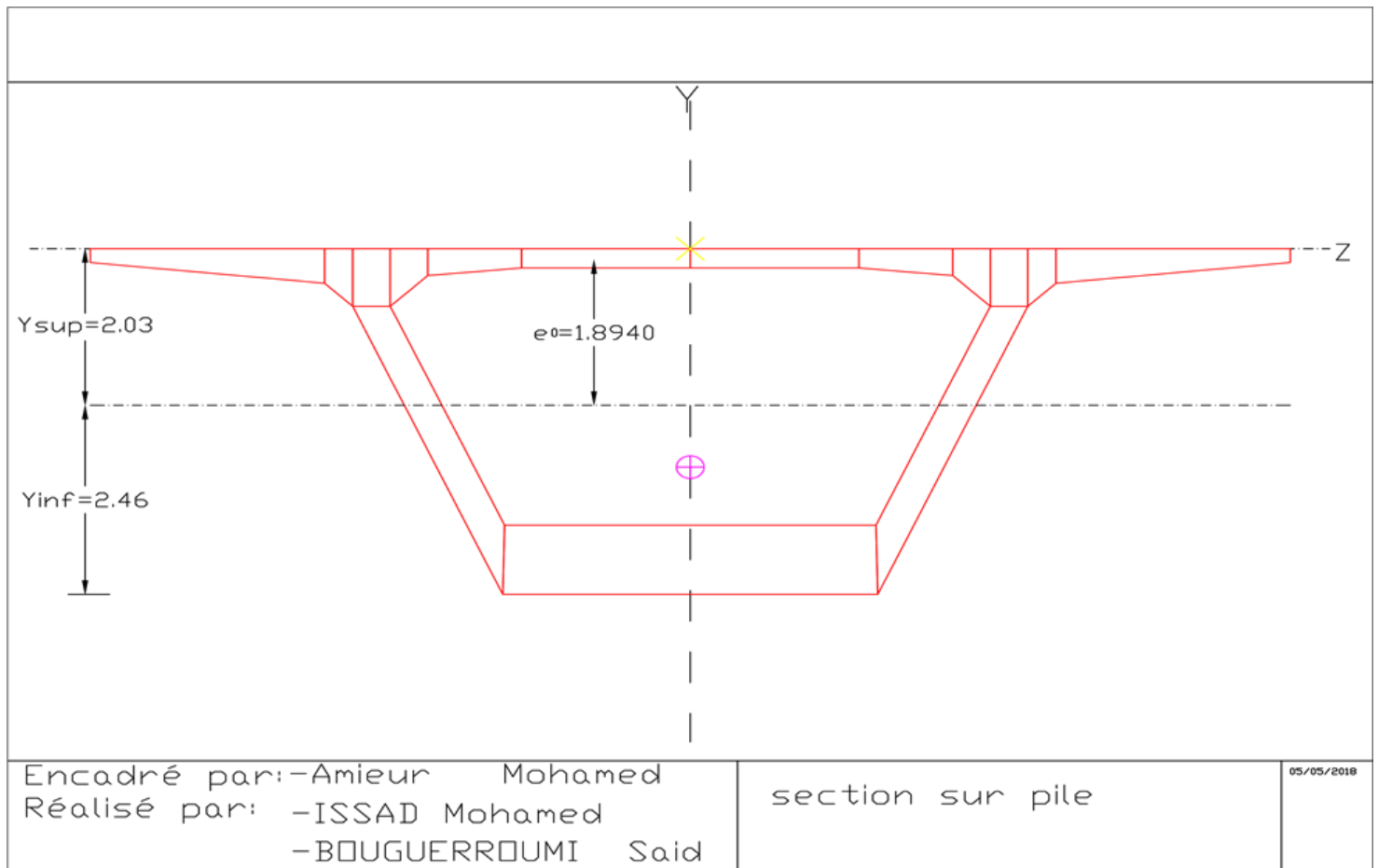


Figure V-10: Caractéristique de la section sur pile

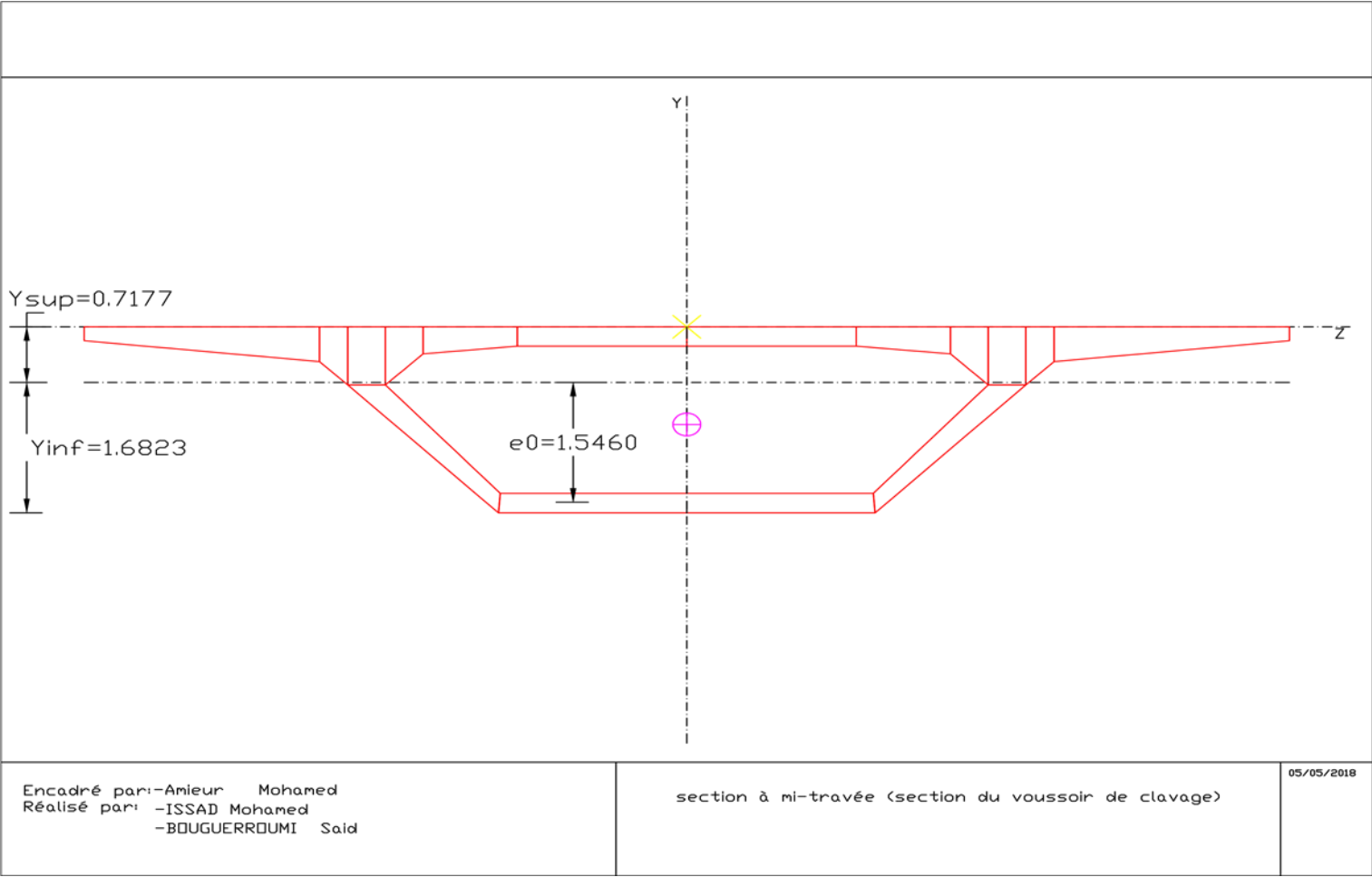


Figure V-13: Caractéristiques de la section à la clé



Figure V-12: L'influence du moment fléchissant M_z sur la section du caisson

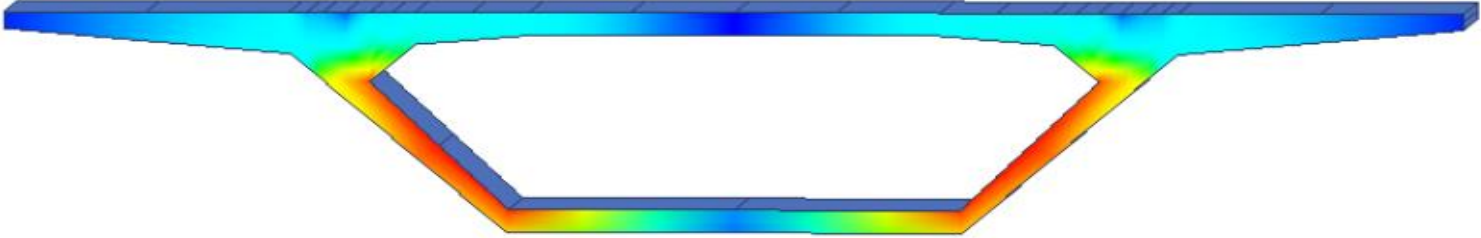


Figure V-11: L'influence de l'effort tranchant Q_y sur la section du caisson

Diagrammes des efforts intérieurs

Phase de réalisation

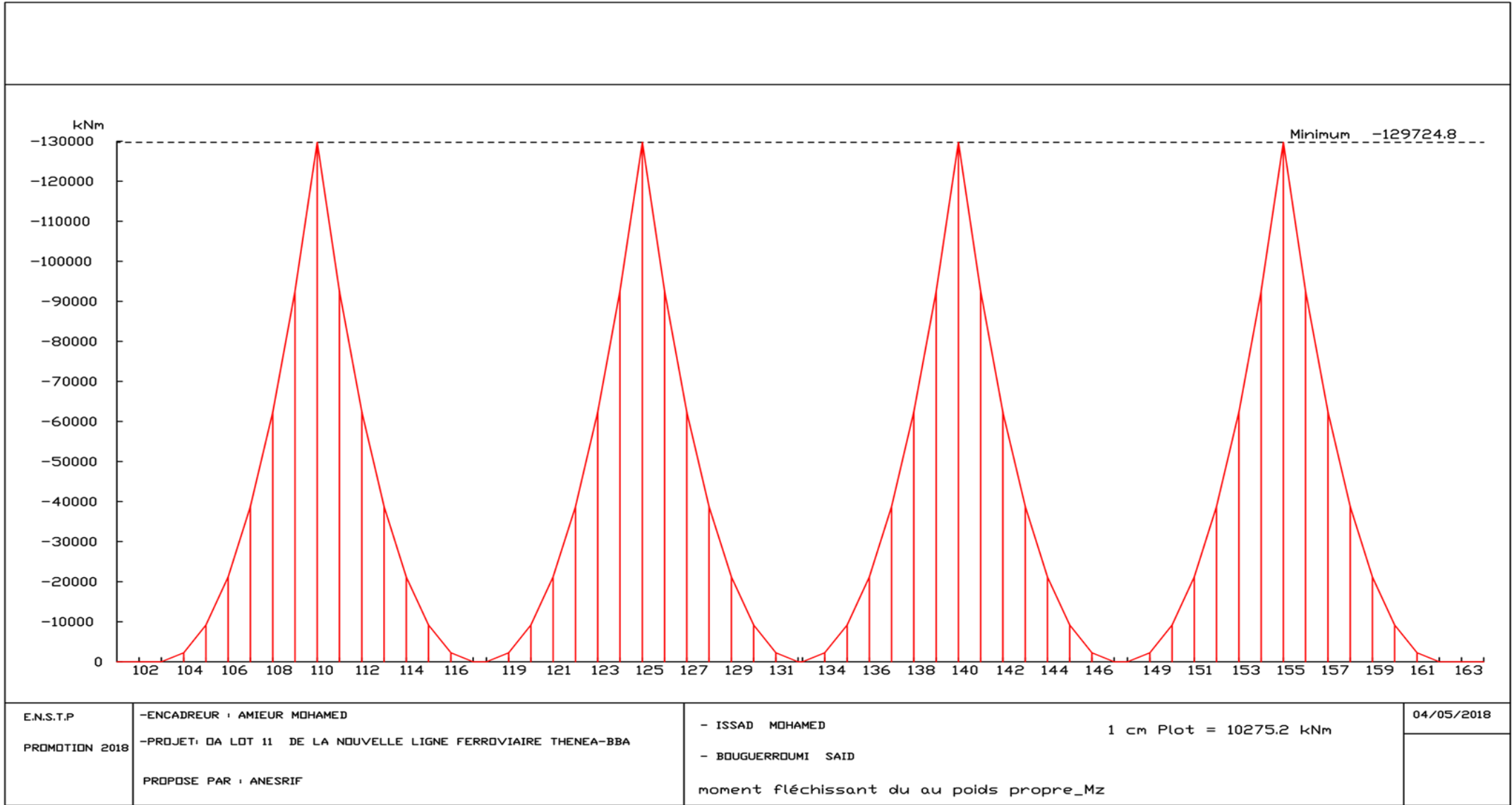


Figure V-14: Moment fléchissant Mz du tablier sous l'effet du poids propre

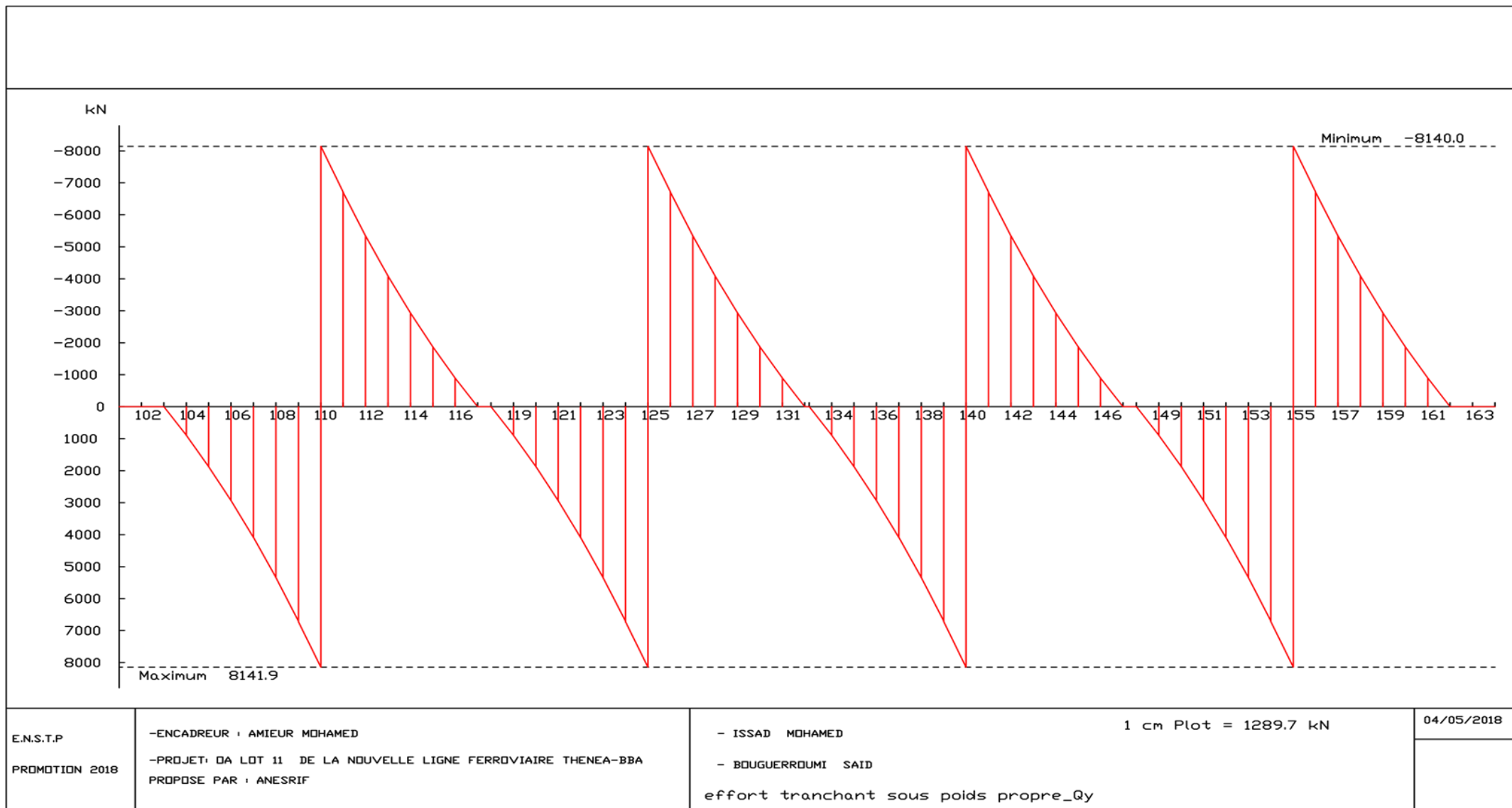


Figure V-15: Effort tranchant Qy sous l'effet du poids propre

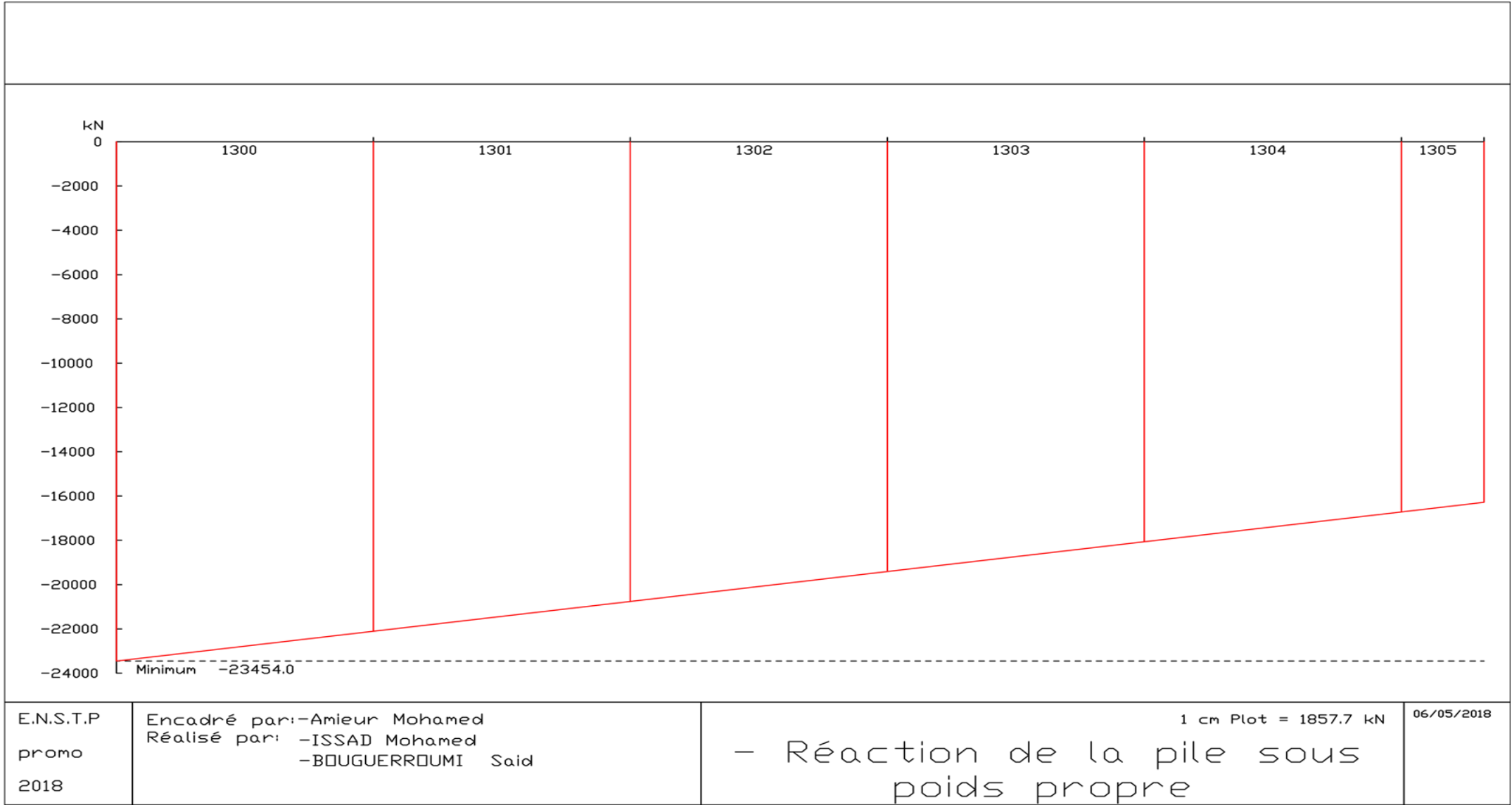


Figure V-16: Effort normal Nx dû au poids propre du tablier au niveau de la pile 4

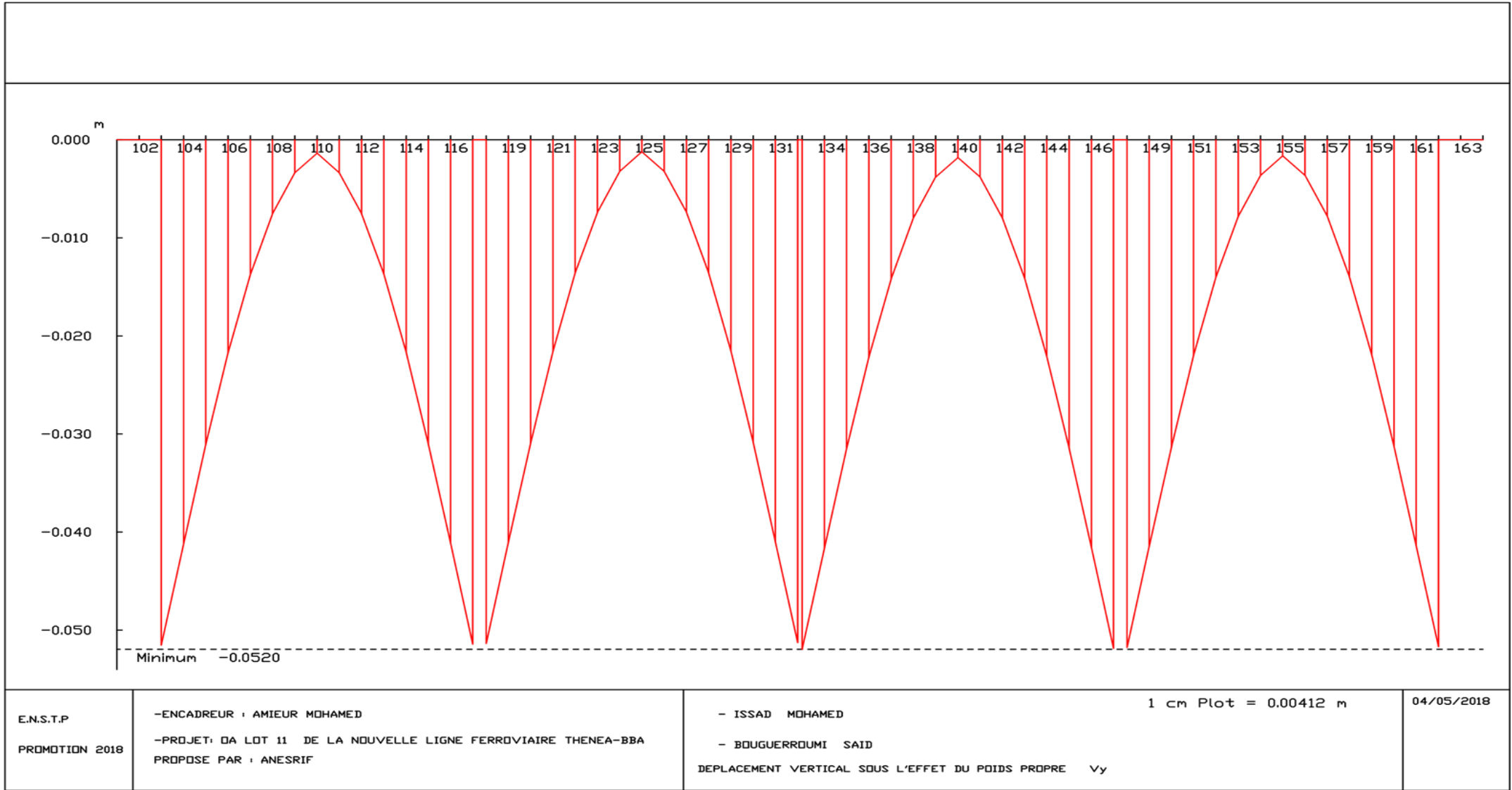
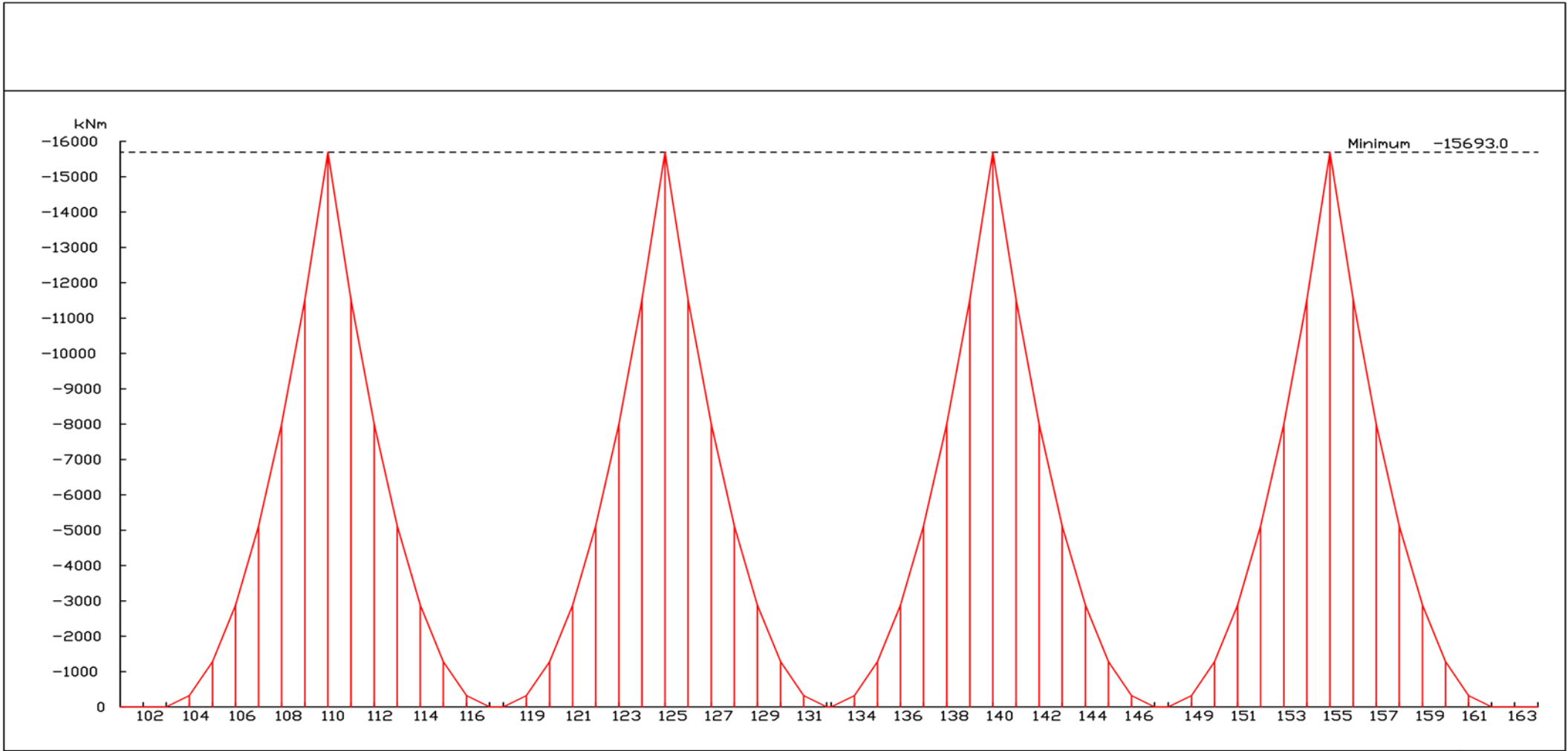


Figure V-17: Déplacement vertical V_y sous l'effet du poids propre



| | | | |
|-----------------------------|--|--|--------------------------------------|
| E.N.S.T.P PROMOTION 2018 | -ENCADREUR : AMIEUR MOHAMED -PROJET: DA LOT 11 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVIAIRE THENEA-BBA PROPOSE PAR : ANESRIF | - ISSAD MOHAMED - BOUGUERRUMI SAID moment fléchissant du à la charge du chantier répartie uniformément de 2KN/m2 _Mz | 1 cm Plot = 1243.0 kNm 04/05/2018 |
|-----------------------------|--|--|--------------------------------------|

Figure V-18: Moment fléchissant Mz dû à la charge de chantier uniformément répartie de 2KN/m2

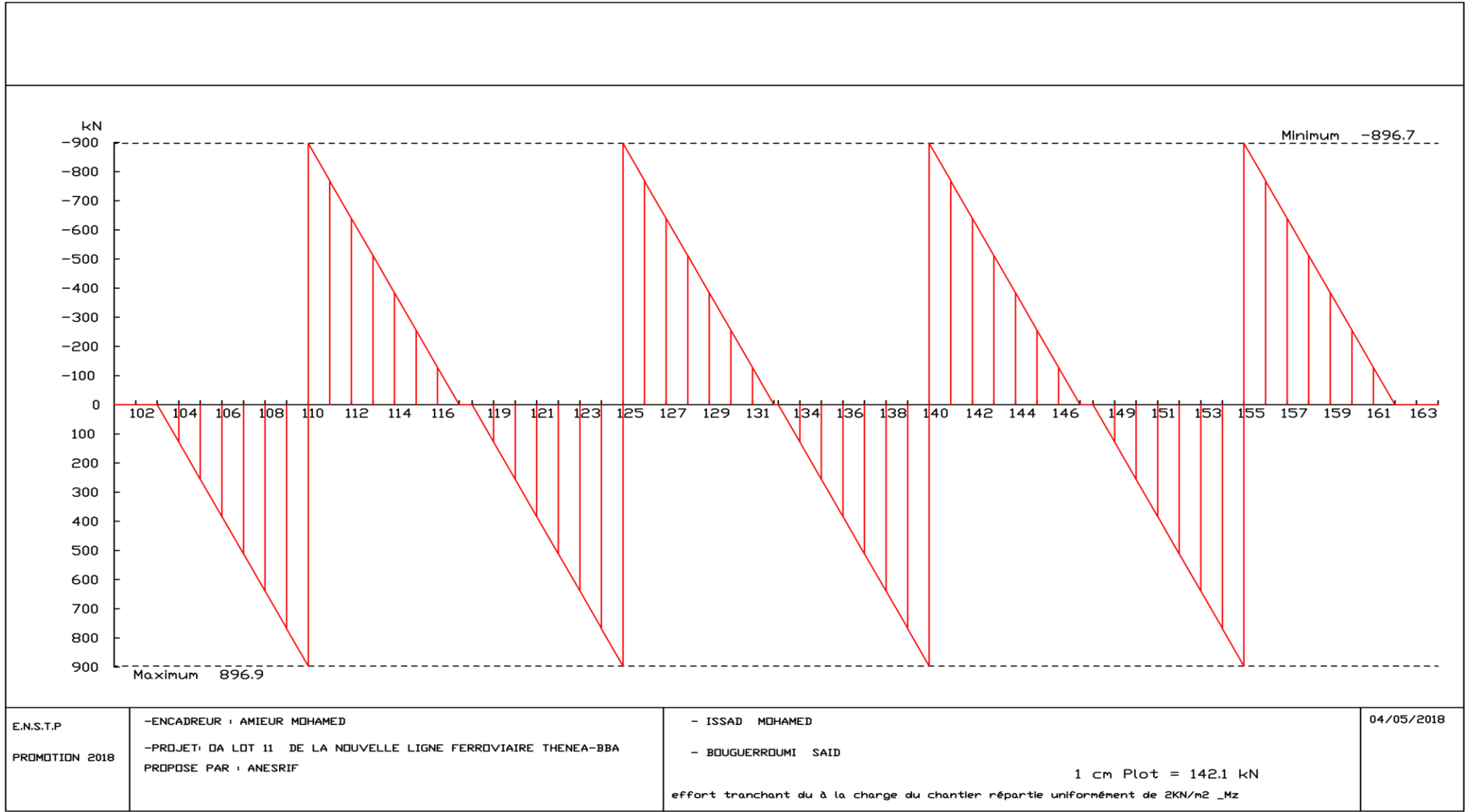


Figure V-19: Effort tranchant Qy sous dû à la charge du chantier uniformément répartie de 2KN/m2

| | | | |
|-----------------------------|--|---|------------|
| E.N.S.T.P PROMOTION 2018 | -ENCADREUR : AMIEUR MOHAMED -PROJET: DA LOT 11 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVIAIRE THENEA-BBA PROPOSE PAR : ANESRIF | - ISSAD MOHAMED - BOUGUERROUMI SAID 1 cm Plot = 142.1 kN effort tranchant du à la charge du chantier répartie uniformément de 2KN/m2 _Mz | 04/05/2018 |
|-----------------------------|--|---|------------|

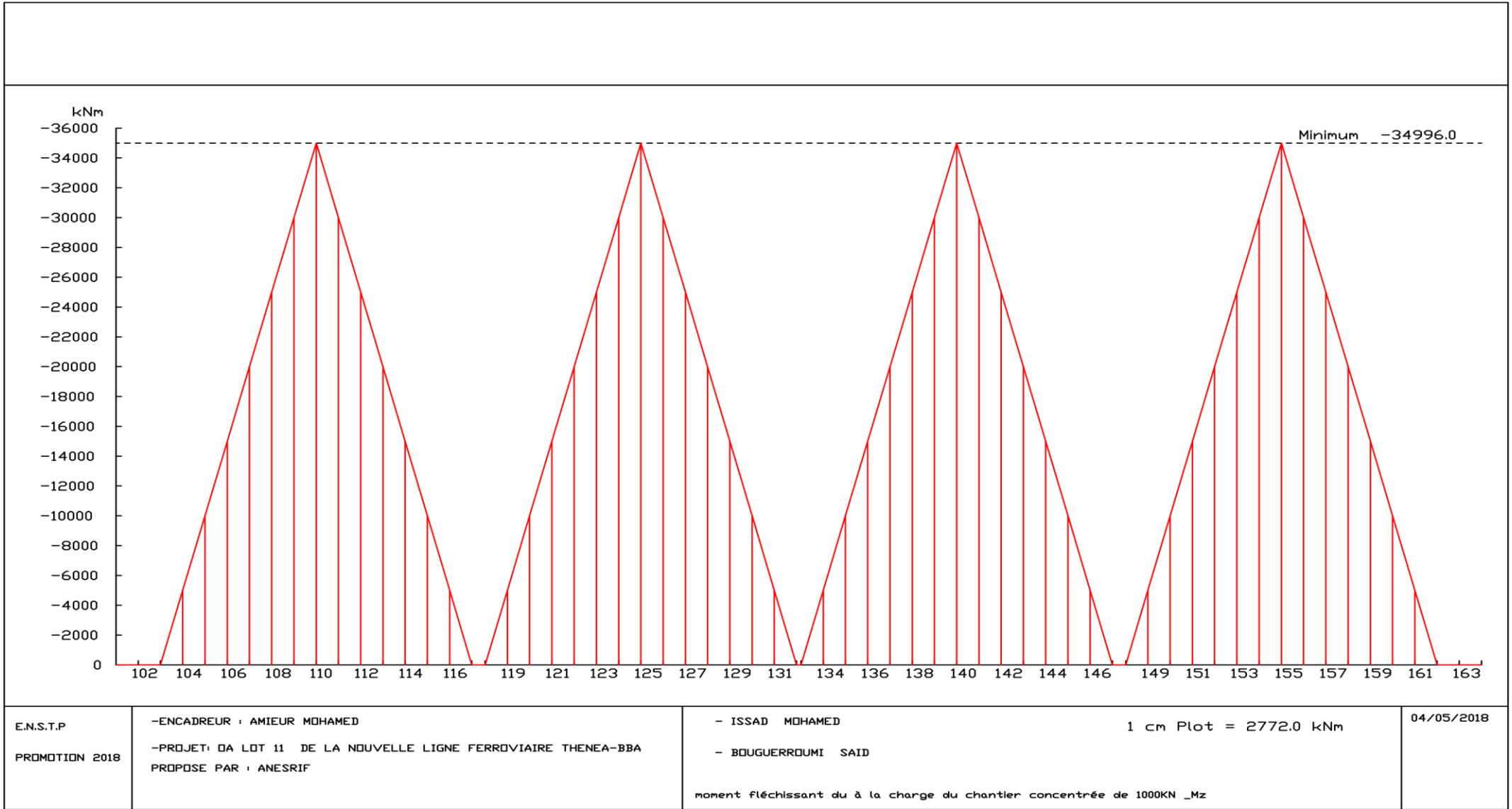


Figure V-20: Moment fléchissant dû au chargement du chantier concentré de 1000KN

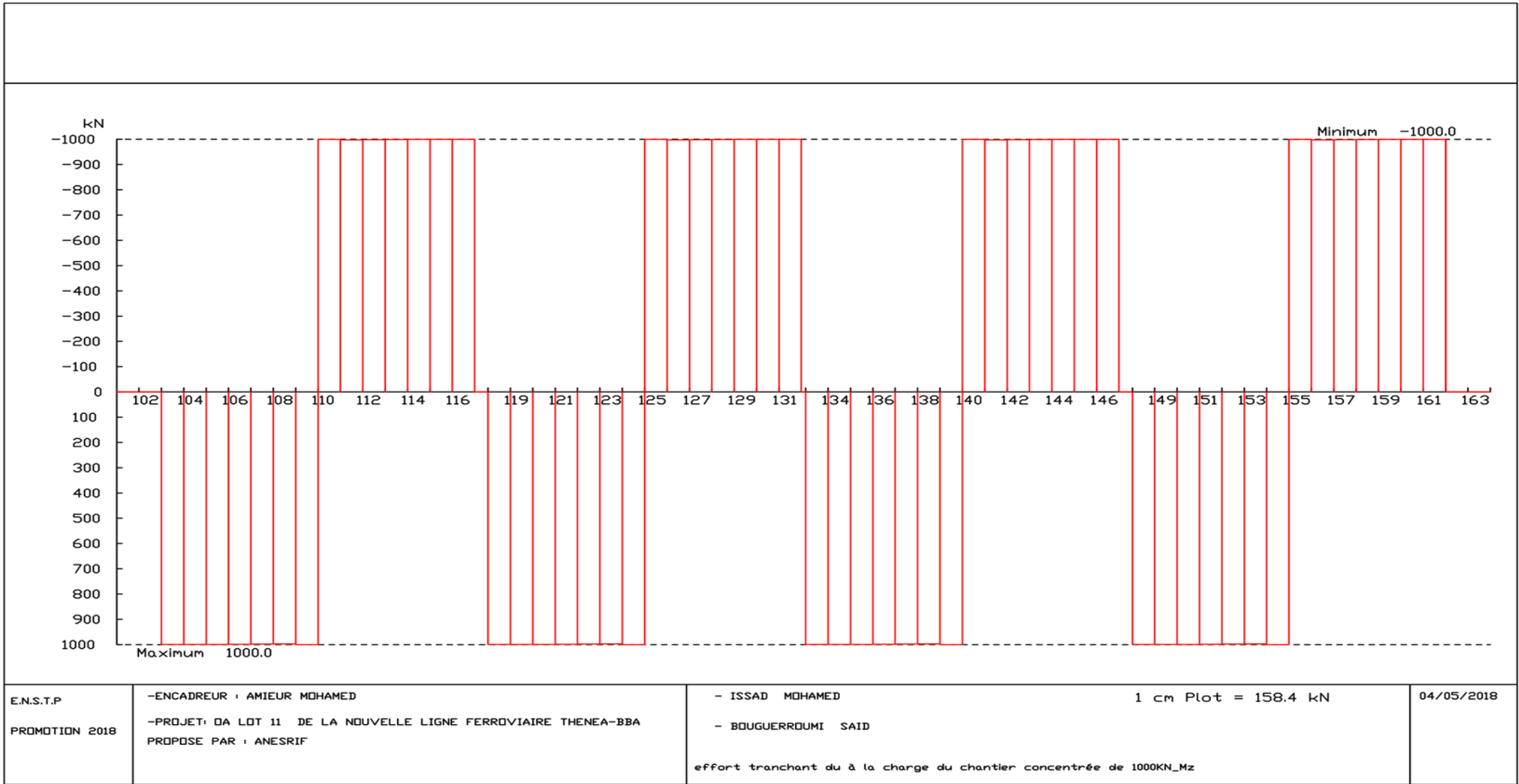


Figure V-21: Effort tranchant dû au chargement concentré du chantier de 1000KN

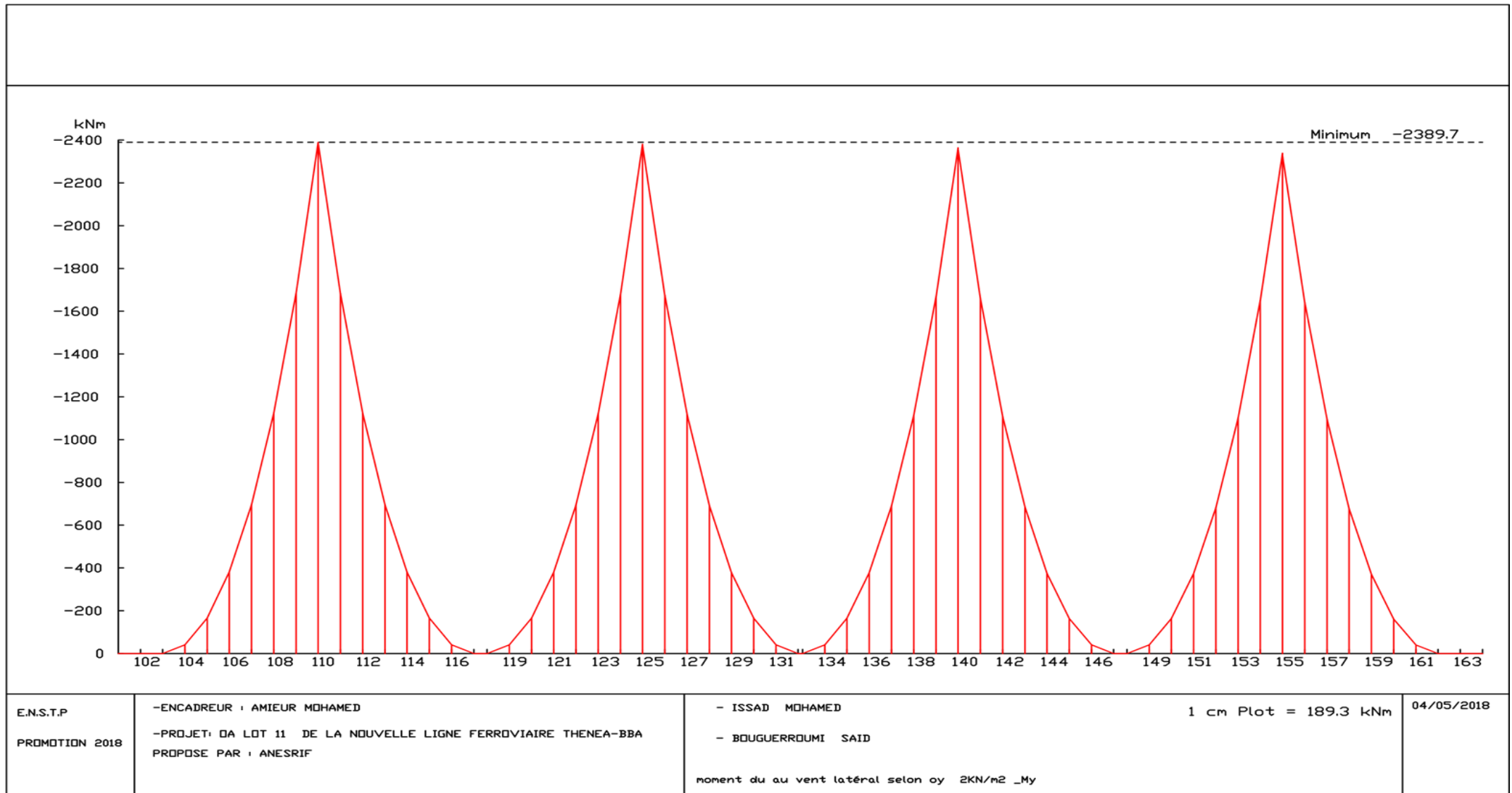


Figure V-22: Moment de torsion dû au vent latéral de 1.35 KN/m2

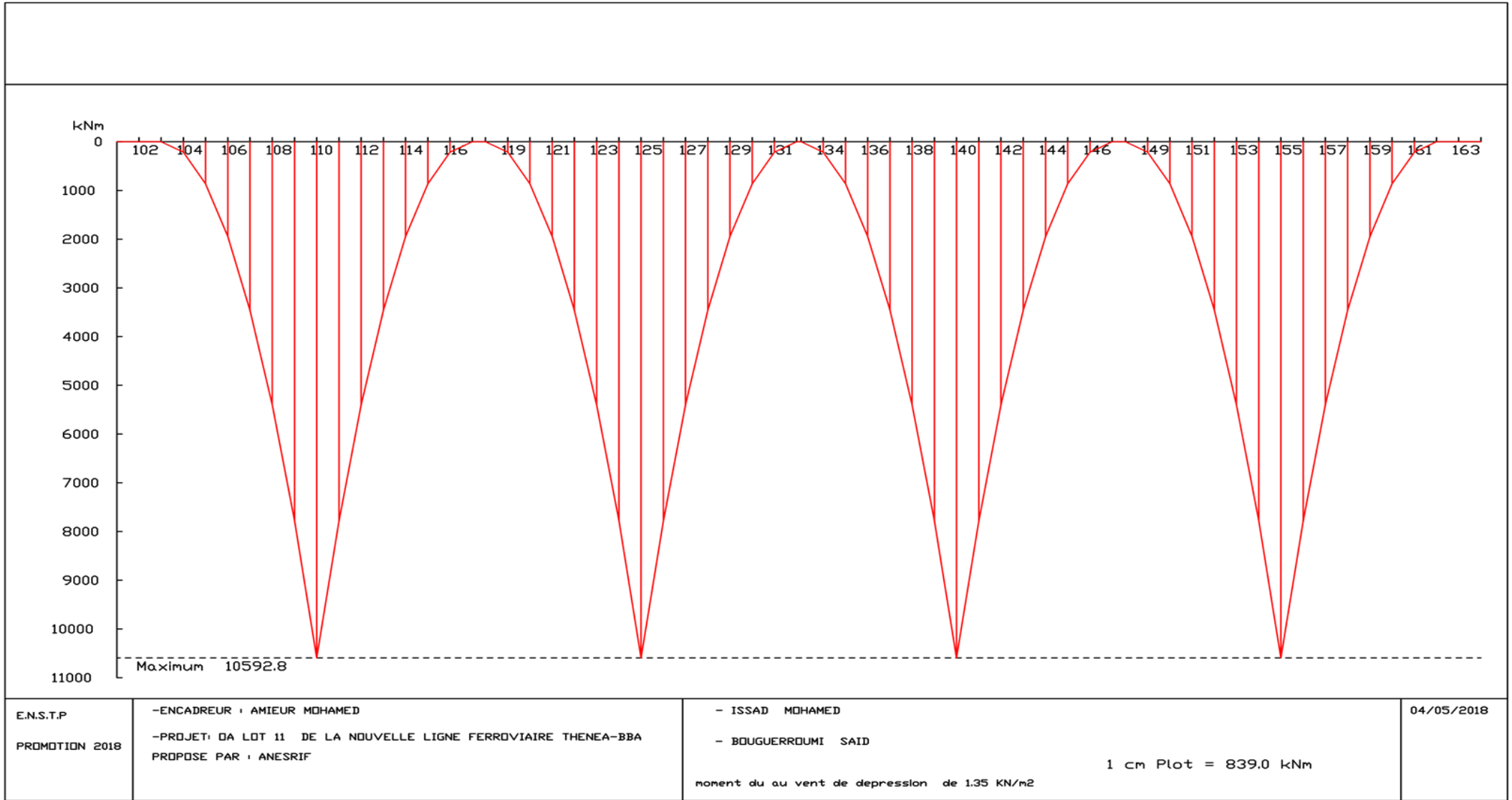
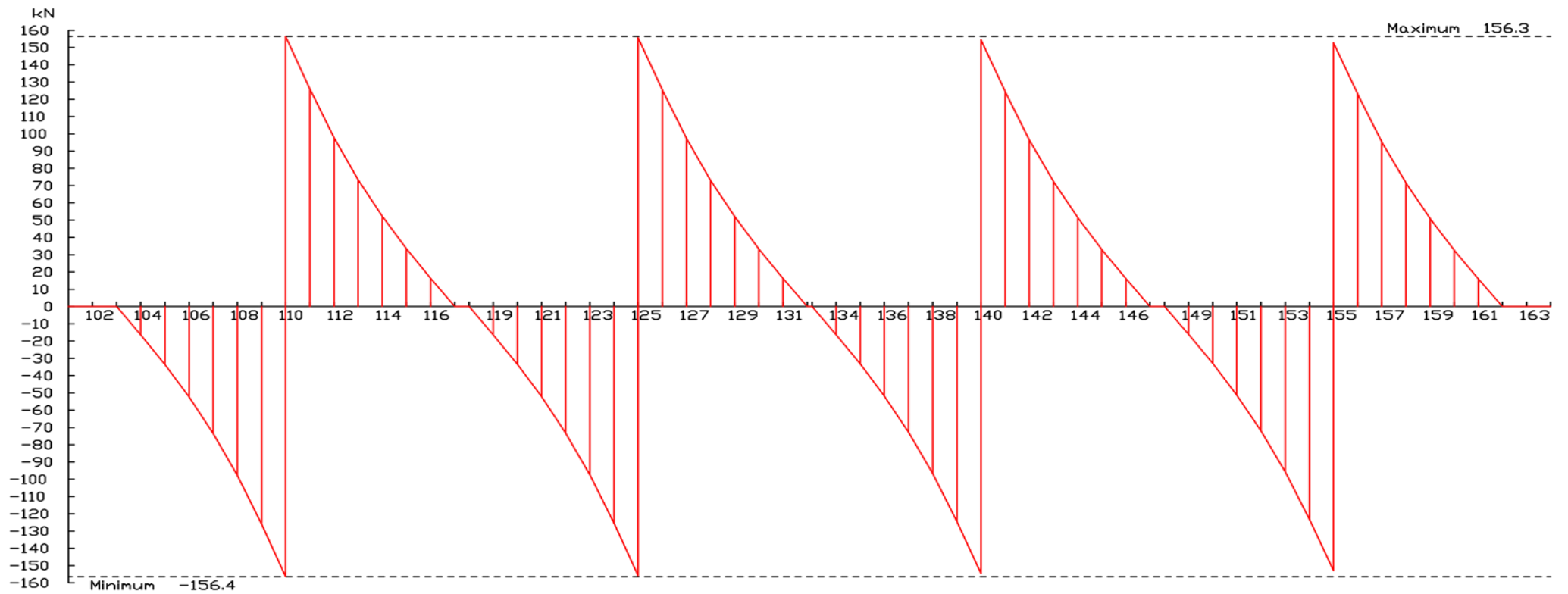


Figure V-23: Moment de torsion dû au vent de dépression de 1.35 KN/m²



E.N.S.T.P
PROMOTION 2018

-ENCADREUR : AMIEUR MOHAMED
-PROJET: DA LOT 11 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVIAIRE THENEA-BBA
PROPOSE PAR : ANESRIF

- ISSAD MOHAMED
- BOUGUERROUMI SAID
effort tranchant selon oz du au vent latéral vz

1 cm Plot = 24.77 kN

04/05/2018

Figure V-24: Effort tranchant Qz dû au vent latéral

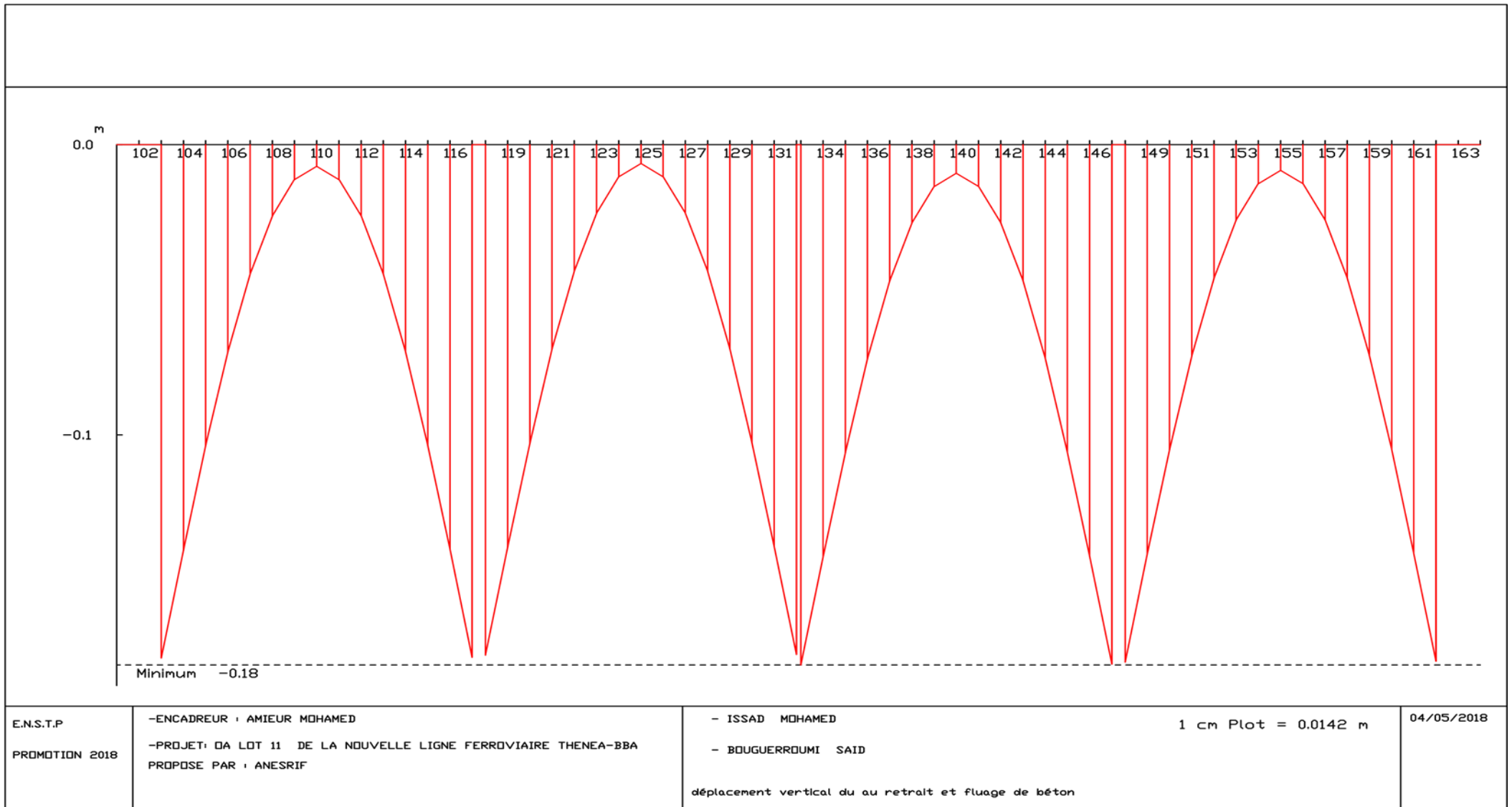
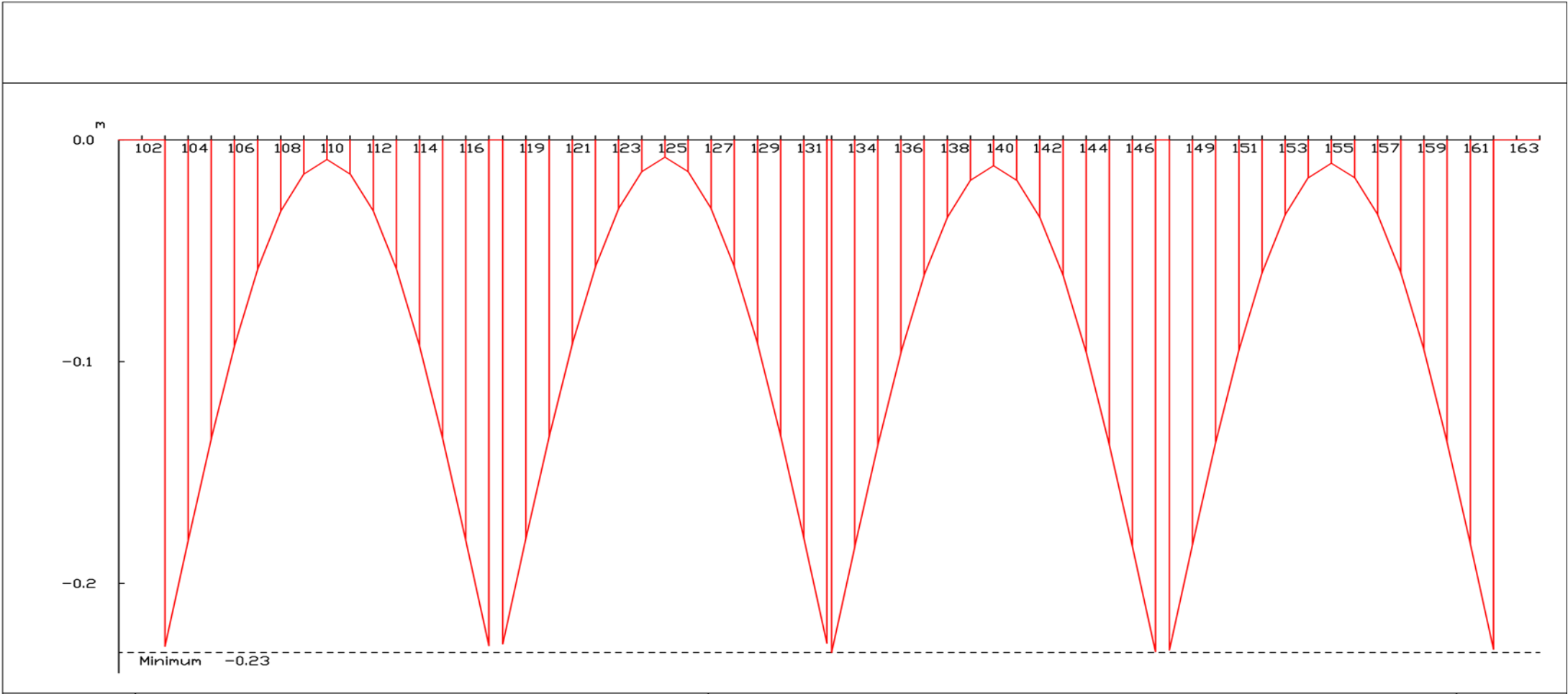


Figure V-25: Déplacement vertical V_y sous l'effet du retrait et fluage du béton



| | | | |
|----------------------------|--|--|------------|
| E.N.S.T.P PROMO 2018 | ENCADREUR: AMIEUR MOHAMED Réalisé par: ISSAD MOHAMED BOUGUERROUMI SAID | 1 cm Plot = 0.0183 m Déplacement du aux charges permanentes et au retrait et fluage du béton | 06/05/2018 |
|----------------------------|--|--|------------|

Figure V-26: Déplacement total V_y sous l'effet des charges permanentes et au retrait et fluage du béton

V.6 Etude de la précontrainte de fléau

V.6.1 Introduction

Pour le calcul en flexion longitudinale d'un ouvrage construit par encorbellements successifs, il convient de dimensionner la précontrainte aux états limites de service, puis on fait ces vérification aux états limites ultimes.

Les câbles de fléau sont disposés au voisinage de la membrure supérieure des voussoirs et mis en place au fur et à mesure de l'avancement de construction. La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles dans chaque voussoir.

V.6.2 Calcul des câbles de fléau

Les moments dus à l'exécution du fléau engendrent des contraintes au niveau des fibres supérieures et inférieures sont représentés dans la figure suivante :

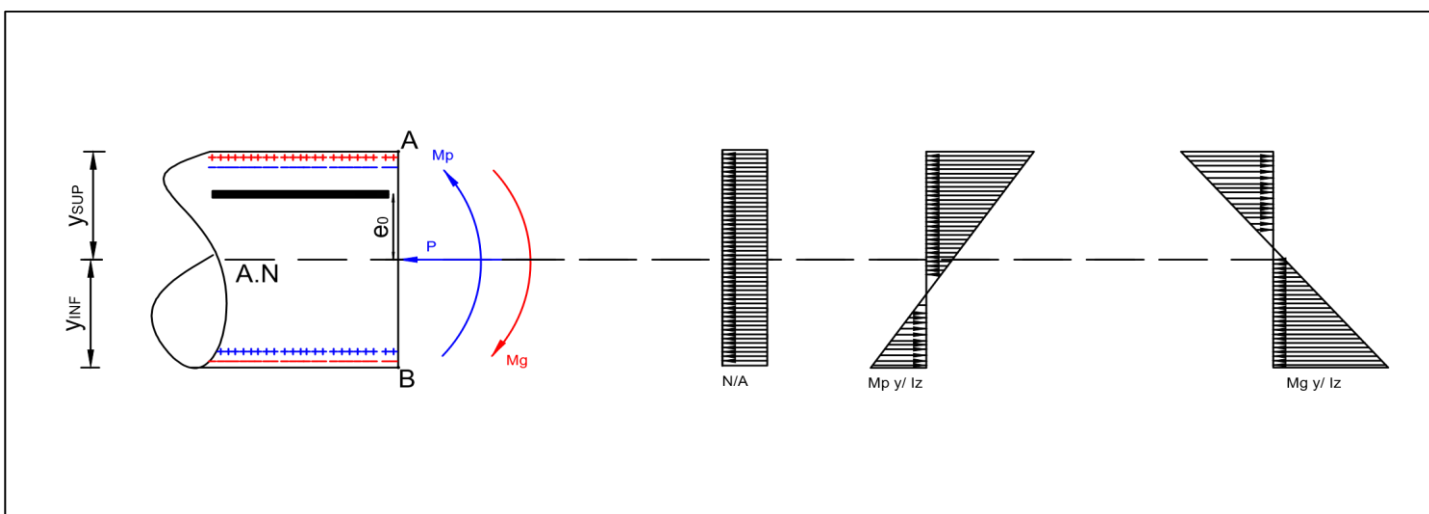


Figure V-27: les différents efforts intérieurs provoqués

1. Au niveau de la fibre supérieure

- Contraintes engendrées par l'effort de précontrainte

$$\sigma_{p_{sup}} = -\left|\frac{P}{A}\right| - \left|\frac{Mp \cdot Y_{sup}}{Iz}\right| \rightarrow \sigma_{p_{sup}} = -\left|\frac{P}{A}\right| - \left|\frac{P \cdot e_0 \cdot Y_{sup}}{Iz}\right|$$

- Contraintes dû aux charges permanentes

$$\sigma_{sup} = \left|\frac{Mg \cdot Y_{sup}}{Iz}\right|$$

On limite la contrainte de compression au niveau de la fibre supérieure on obtient :

$$0 \leq \sigma_{sup} = \left| -\left|\frac{P}{A}\right| - \left|\frac{Mp \cdot Y_{sup}}{Iz}\right| + \left|\frac{Mg \cdot Y_{sup}}{Iz}\right| \right| \leq |-\sigma_{adm}| \rightarrow P \geq \frac{\left|\frac{Mg \cdot Y_{sup}}{Iz}\right|}{\frac{1}{A} + e_0 \frac{Y_{sup}}{Iz}}$$

Avec :

$\sigma_{p_{sup}}$: Contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.

P : Effort de la précontrainte.

Y_{sup} : La distance du centre de gravité de la section considérée a la fibre supérieure.

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

e : L'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.

M_g : moment à l'ELS OÙ $M_g = M_{\text{Poids propre}} + M_{Qc} + M_{Qr}$

M_{poids propre} = 129724 KN .m (figureV-14)

M_{Qc} = 34996 KN .m (figureV-20)

M_{Qr} = 15693 KN .m (figureV-18)

Application numérique :

$$P \geq \frac{\left| \frac{180413 \cdot 2,039}{32,74} \right|}{\frac{1}{10,71} + 1,894 \frac{2,039}{32,74}} \rightarrow P_{\infty} \geq 53168 \text{ KN}$$

En première approximation, On considéré 15% des pertes de précontrainte

$$P_0 = 1.15 P \rightarrow P_0 = 1.15 \cdot 53168 \rightarrow P_0 = 61143 \text{ KN}$$

- Détermination du nombre des câbles :

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P_{\infty}}{0.75 \times f_{pk} A_p}$$

Avec :

($f_{pk} A_p$) : Effort de précontrainte limite qu'un câble de type 1 T15 peut L'acier des torons a les caractéristiques mécaniques suivantes :

Tableau V-3: Caractéristiques mécaniques des câbles de précontrainte

| Contrainte de rupture garantie MPa | Contrainte élastique MPa | Section du câble A _p (mm ²) | Module d'élasticité E _p MPa |
|------------------------------------|--------------------------|--|--|
| 1860 | 1640 | 1680 | 195 × 10 ⁵ |

La tension d'origine : $\sigma_{P0} = \text{Min} (0.8 f_{pk} ; 0.9 f_{p0.1k}) = \text{Min} (1488 \text{ MPa} ; 1476 \text{ MPa})$

$\sigma_{P0} = 1476 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{P0} = f_{pk} A_p / S \quad f_{pk} A_p = \sigma_{P0} \times S_p$$

$$f_{pk} A_p = 1476 \times 1680 = 2479 \text{ KN}$$

La détermination de nombre du câble pour un demi-fléau se fait au niveau de la section d'encastrement ou les sollicitations sont maximales.

Donc le nombre de câbles égale à :

$$n \geq \frac{61143}{0.75 \times 2479} \rightarrow n = 32.88 \quad \text{donc soit } 34 \text{ Câbles } 12T15.$$

Où : $P_p = 34 \times 2479 \cdot 0.75 \rightarrow P_p = 63215 \text{ KN}$

V.7 Vérification des contraintes en stade de réalisation

V.7.1 Vérification des contraintes de compression à la fibre supérieure

$$\sigma_{sup} = \left| -\left| \frac{P}{A} \right| - \left| \frac{M_p \cdot Y_{sup}}{I_z} \right| + \left| \frac{M_g \cdot Y_{sup}}{I_z} \right| \right| \leq |-\sigma_{adm}|$$

$\sigma_{adm} = 0.6 f_{ck} \rightarrow \sigma_{adm} = 21 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{sup} = \left| -\left| \frac{63215}{10.71} \right| - \left| \frac{63215 \times 1.894 \times 2.039}{32.74} \right| + \left| \frac{180413 \times 2.039}{32.74} \right| \right| \times 10^{-3} \leq |-21|$$

$\sigma_{sup} = |-2.123| \leq |-21|$ Donc $\sigma_{sup} \leq \sigma_{adm}$ c.q.f.d

V.7.2 Vérification de la contrainte de compression à la fibre inférieure

$$\sigma_{sup} = \left| -\left| \frac{P}{A} \right| + \left| \frac{M_p \cdot Y_{sup}}{I_z} \right| - \left| \frac{M_g \cdot Y_{sup}}{I_z} \right| \right| \leq |-\sigma_{adm}|$$

$$\sigma_{sup} = \left| -\left| \frac{63215}{10.71} \right| + \left| \frac{63215 \times 1.894 \times 2.039}{32.74} \right| - \left| \frac{180413 \times 2.039}{32.74} \right| \right| \times 10^{-3} \leq |-21|$$

$\sigma_{sup} = |-9.68| \leq |-21|$ Donc $\sigma_{sup} \leq \sigma_{adm}$ c.q.f.d

V.8 Sollicitation agissant dans chaque voussoir constituant le fléau

Tableau V-4: Efforts intérieurs dans chaque voussoir

| x | M(ELS) = MG+MQ | | | | V(ELU) = 1,35VG+1,5VQ | | | |
|----|----------------|-----------------|-----------------|------------------|-----------------------|---------------|---------------|----------------|
| | M(G) (KN.m) | M(QR) (KN.m) | M(QC) (KN.m) | M(ELS) (KN.m) | V(G) (KN) | V(QR) (KN) | V(QC) (KN) | V(ELU) (KN) |
| 0 | -129724 | -15689 | 34996 | -180410 | 8140 | 896 | 1000 | 13834 |
| 5 | -92546 | -11526 | -29997 | -134069 | 6722 | 768 | 1000 | 11728 |
| 10 | -62363 | -8003 | -24998 | -95365 | 5344 | 639 | 1000 | 9674 |
| 15 | -38746 | -5121 | -19999 | -63867 | 4089 | 511 | 1000 | 7788 |
| 20 | -21173 | -2880 | -14999 | -39053 | 2933 | 383 | 1000 | 6036 |
| 25 | -9155 | -1280 | -9999 | -20436 | 1871 | 255 | 1000 | 4409 |
| 30 | -2238 | -320 | -4999 | -7557 | 895 | 128 | 1000 | 2900 |

V.9 Répartition des câbles le long de fléau

Tableau V-5: Répartition des câbles du fléau dans chaque voussoir

| Nombre des voussoirs | M (KN.m) | A (m2) | Iz (m4) | Ysup (m) | e (m) | P (KN) | 1.15*P (KN) | N Calculé | N choisi | N arrêter dans chaque voussoir |
|----------------------|----------|--------|---------|----------|-------|--------|-------------|-----------|----------|--------------------------------|
| Vp | -180410 | 10,71 | 32,74 | 2,03 | 1,89 | 53167 | 61142 | 32,87 | 34 | / |
| V1 | -134069 | 10,71 | 32,74 | 2,03 | 1,89 | 39510 | 45437 | 24,42 | 26 | 8 |
| V2 | -95365 | 9,88 | 21,90 | 1,68 | 1,54 | 33311 | 38308 | 20,59 | 22 | 4 |
| V3 | -63867 | 9,10 | 14,79 | 1,39 | 1,25 | 26349 | 30301 | 16,29 | 18 | 4 |
| V4 | -39053 | 8,36 | 10,24 | 1,16 | 1,02 | 18782 | 21600 | 11,61 | 12 | 6 |
| V5 | -20436 | 7,68 | 7,38 | 0,98 | 0,84 | 11206 | 12887 | 06,92 | 8 | 4 |
| V6 | -7557 | 7,04 | 5,60 | 0,83 | 0,70 | 4576 | 5262 | 12,82 | 4 | 4 |
| V7 | 0 | 6,46 | 4,43 | 0,71 | 0,58 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4 |

V.10 Dimensionnement à l'ELU des armatures transversales dus à l'effort tranchant

On calcul l'effort tranchant à l'ELU : $Td = 1.35 V_G + 1.5 V_Q$

V_G : Effort tranchant sous l'effet des charges permanentes (figure V14).

V_Q : Effort tranchant des charges non permanentes $V_Q = Qc + Qr$

Qc : Effort tranchant de la charge concentrée du chantier donnée dans la figure V19

Qr : : Effort tranchant de la charge concentrée du chantier donnée dans la figure V17

On : $Td(ELU) = 13834 KN$ où :

Td : l'effort tranchant dû aux charges permanentes aux états limites ultimes

$$\frac{Asw}{S} = \frac{Td}{fyd Z \cotga} \quad fyd = \frac{fe}{\gamma} \quad \text{Où } \gamma = 1.15$$

$$Z = 0.81 h \quad \rightarrow \quad \frac{Asw}{S} = \frac{13834 \times 10^{-3}}{348 \times 3.645} \quad \frac{Asw}{S} = 0.0109m$$

On prend un cadre de diamètre $\emptyset 16$ où $Asw = 2.01 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{4 \times 2.01}{1.090} \rightarrow S = 7.37cm \geq 5 \text{ cm}$$

V.10.1 Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau' = \frac{1}{\gamma_b} \times 0.51 \times f_{c28}^{2/3} \rightarrow \tau' = \frac{1}{1.15} \times 0.51 \times 35^{2/3} \rightarrow \tau' = 4.75 MPa$$

$$\tau = \frac{Td}{b \times d} \rightarrow \tau = \frac{13.834}{4 \times 4.05} = 0.85 \rightarrow \tau \leq \tau' \quad \text{c.q.f.d}$$

Avec $d = 0.9 h$

On voit que l'espacement des cadre est supérieure à 5 cm donc on n'a pas besoin de faire descendre les câbles de précontraintes dans les âmes.

On opte pour une première approximation pour un espacement des cadres de 7 cm.

Tableau V-6: Effort tranchant dans chaque section du caisson

| | X(m) | v(KN) | s(m) | As total (cm2) | Td(KN) |
|----|------|-------|------|----------------|--------|
| vp | 0 | 13834 | 0,07 | 8,04 | 14569 |
| v2 | 5 | 11728 | 0,07 | 8,04 | 14569 |
| v3 | 10 | 7788 | 0,07 | 8,04 | 14569 |
| v4 | 15 | 6036 | 0,07 | 8,04 | 14569 |
| v5 | 20 | 4409 | 0,07 | 8,04 | 14569 |
| v6 | 25 | 2900 | 0,07 | 8,04 | 14569 |
| v7 | 30 | 0 | 0,07 | 8,04 | 14569 |

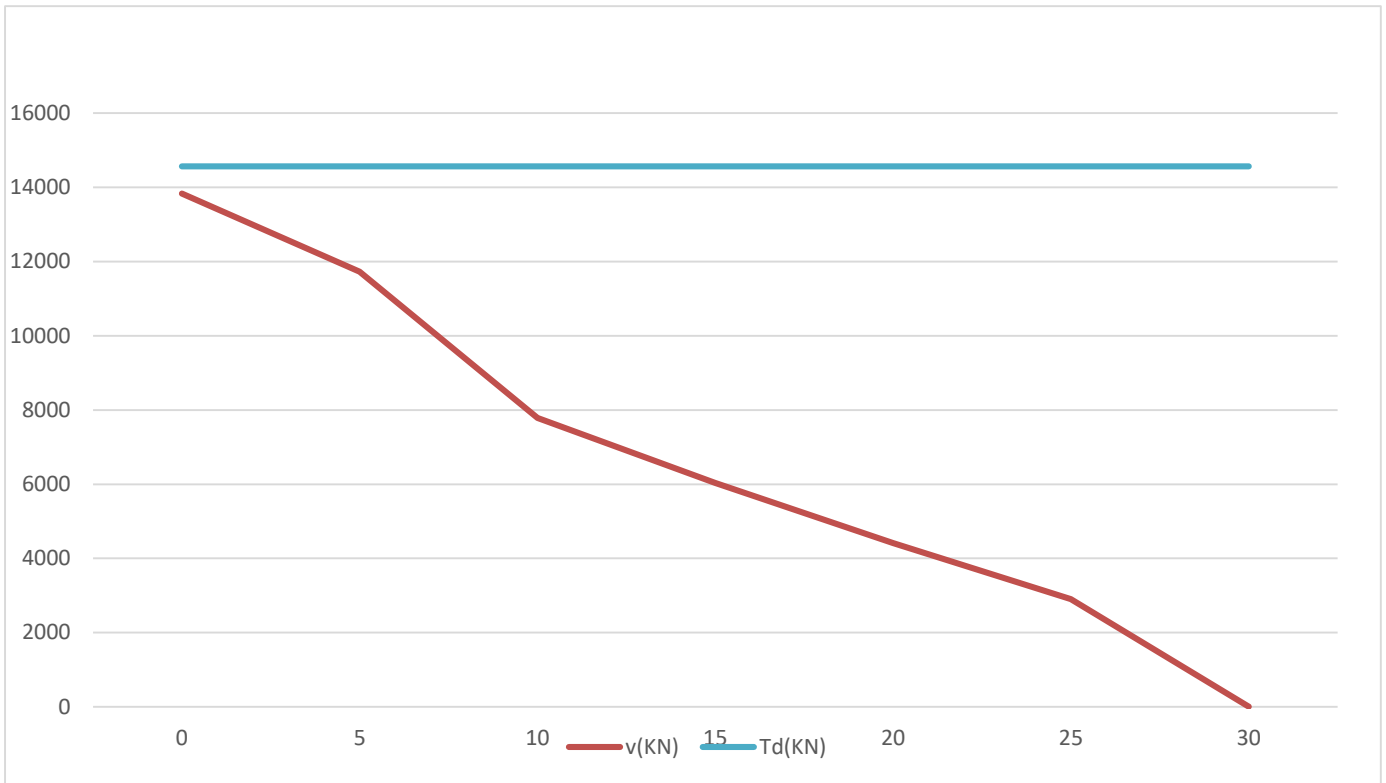








Figure V-28 : Comparaison des efforts tranchants

V.10.2 Espacement et disposition des armatures des précontraintes

D'après B.P.E.L : Pour permettre une mise en place correcte du béton (cheminées de bétonnage) et éviter une interaction d'un paquet de gaines sur un autre paquet lors de la mise en tension, on devra respecter une distance minimum entre conduits comme indiqué sur la figure

Tableau V-7 : Dispositions constructives

| q | p | 1 | 2 | |
|---|---|--|--|--|
| 1 | |  $eh \geq \emptyset$ $ev \geq \emptyset$ |  $\emptyset \leq 10 \text{ cm}$ $eh \geq \emptyset$ $ev \geq \emptyset$ |  $\emptyset \leq 5 \text{ cm}$ $eh \geq 1.5 \emptyset$ $ev \geq \emptyset$ |
| 2 | |  $\emptyset \leq 5 \text{ cm}$ $eh \geq 1.5 \emptyset$ $ev \geq \emptyset$ |  $\emptyset \leq 5 \text{ cm}$ $eh \geq 1.5 \emptyset$ $ev \geq 1.2 \emptyset$ |  $\emptyset \leq 5 \text{ cm}$ $eh \geq 1.5 \emptyset$ $ev \geq 1.2 \emptyset$ |

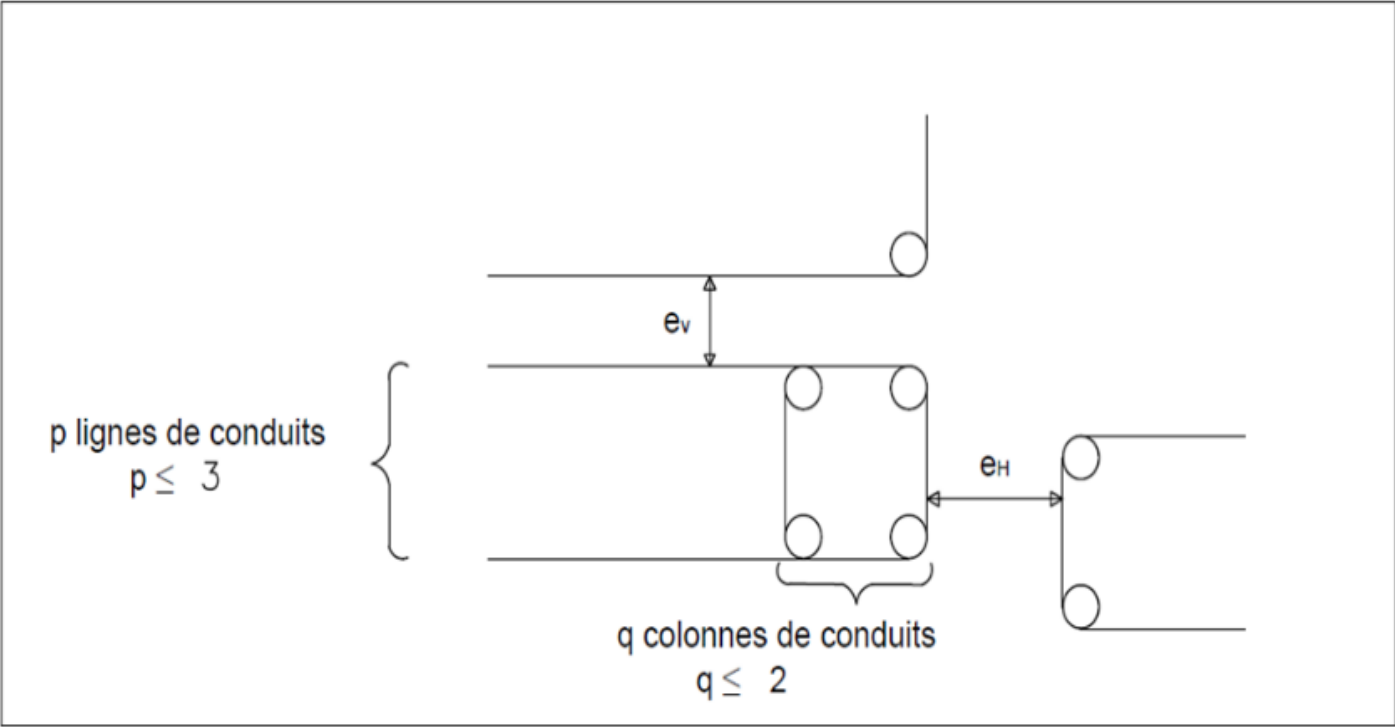


Figure V-29 Dispotions constructives des câbles de précontrainte

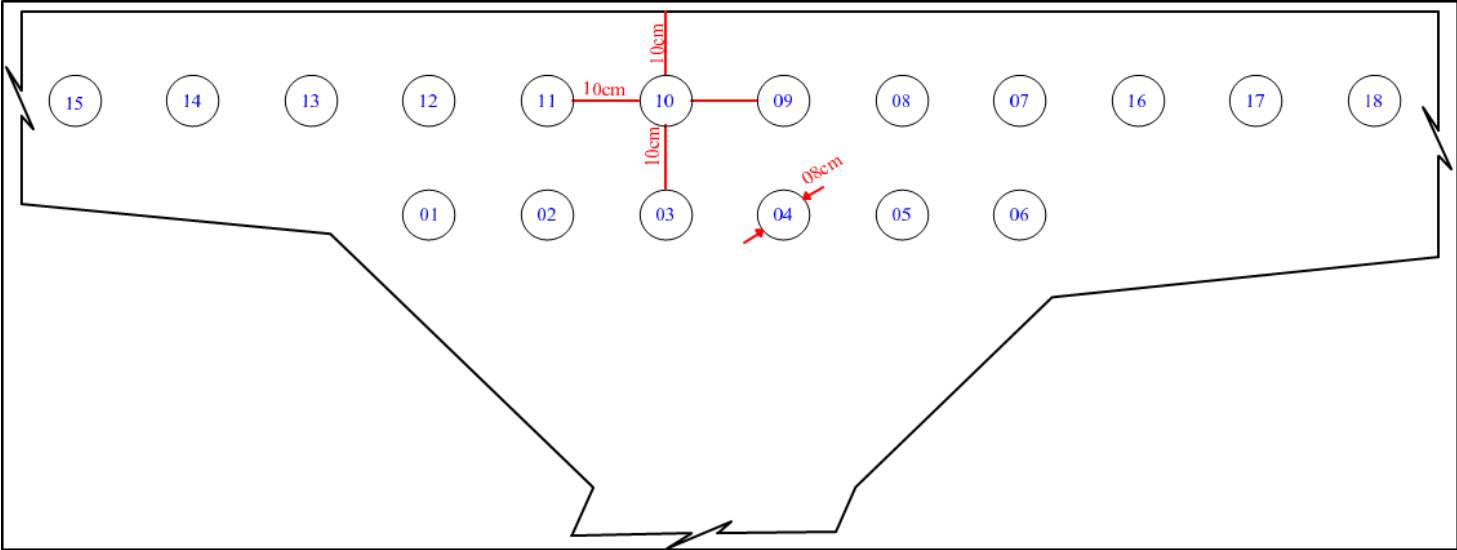


Figure V-30: Dispositions des câbles dans le gousset supérieur du voussoir

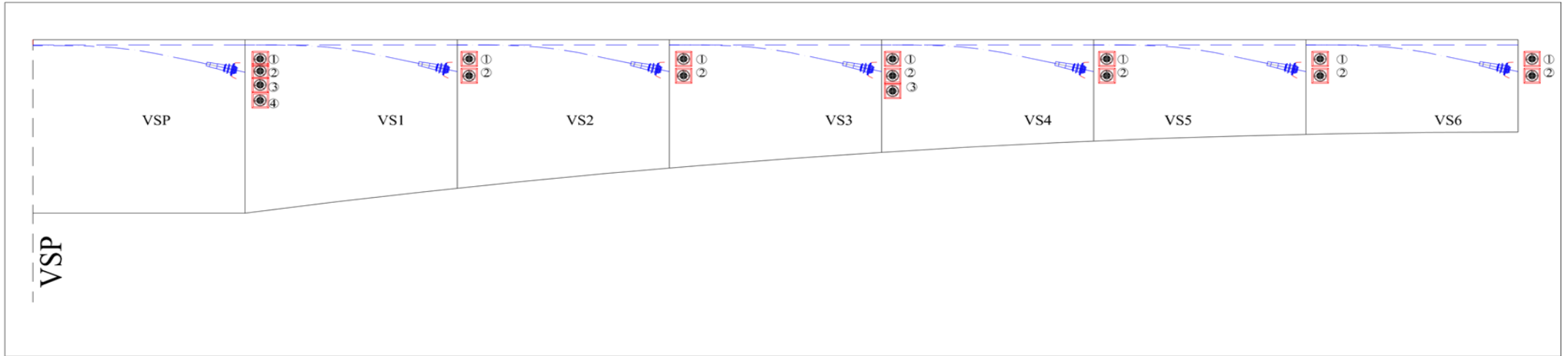


Figure V-32 : Vue en élévation des câbles de fléau (1 :150)

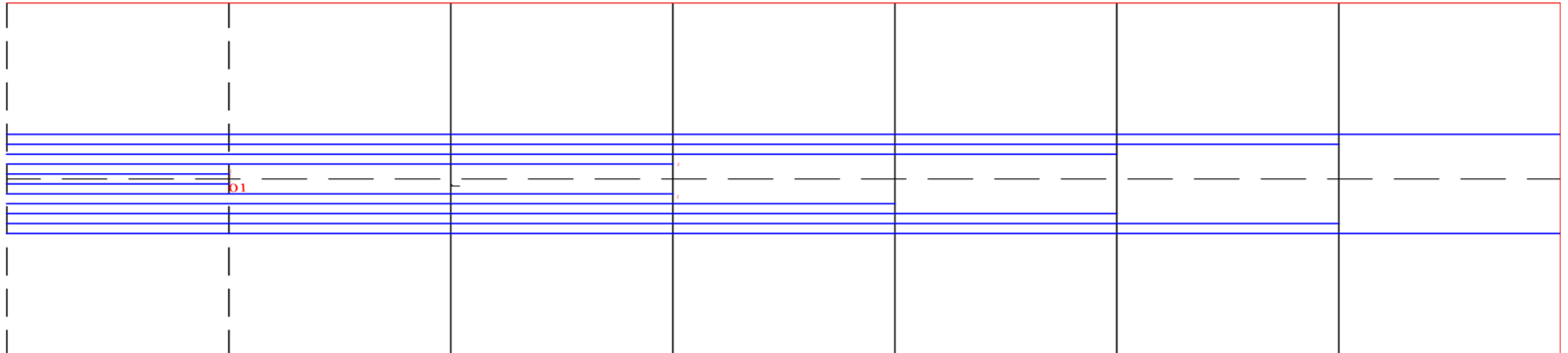


Figure V-31: Vue en plan des câbles de fléau (1 :150)

Chapitre VI : Etude de la précontrainte de continuité

VI.1 Introduction

La phase de construction du fléau étant terminée, on passe à celle qui consiste à réaliser le clavage et la mise en tension des câbles de continuité. D'une façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les moments dus aux actions permanentes complémentaires appliqués à la structure ainsi que les moments dus à la redistribution des efforts après la réalisation du clavage.

En effet, lors du clavage n, les actions de construction ont un effet sur la structure entière des moments isostatiques et hyperstatiques se développent le long de la structure. Les clavages antérieurs doivent donc être dimensionnés afin de reprendre les moments engendrés.

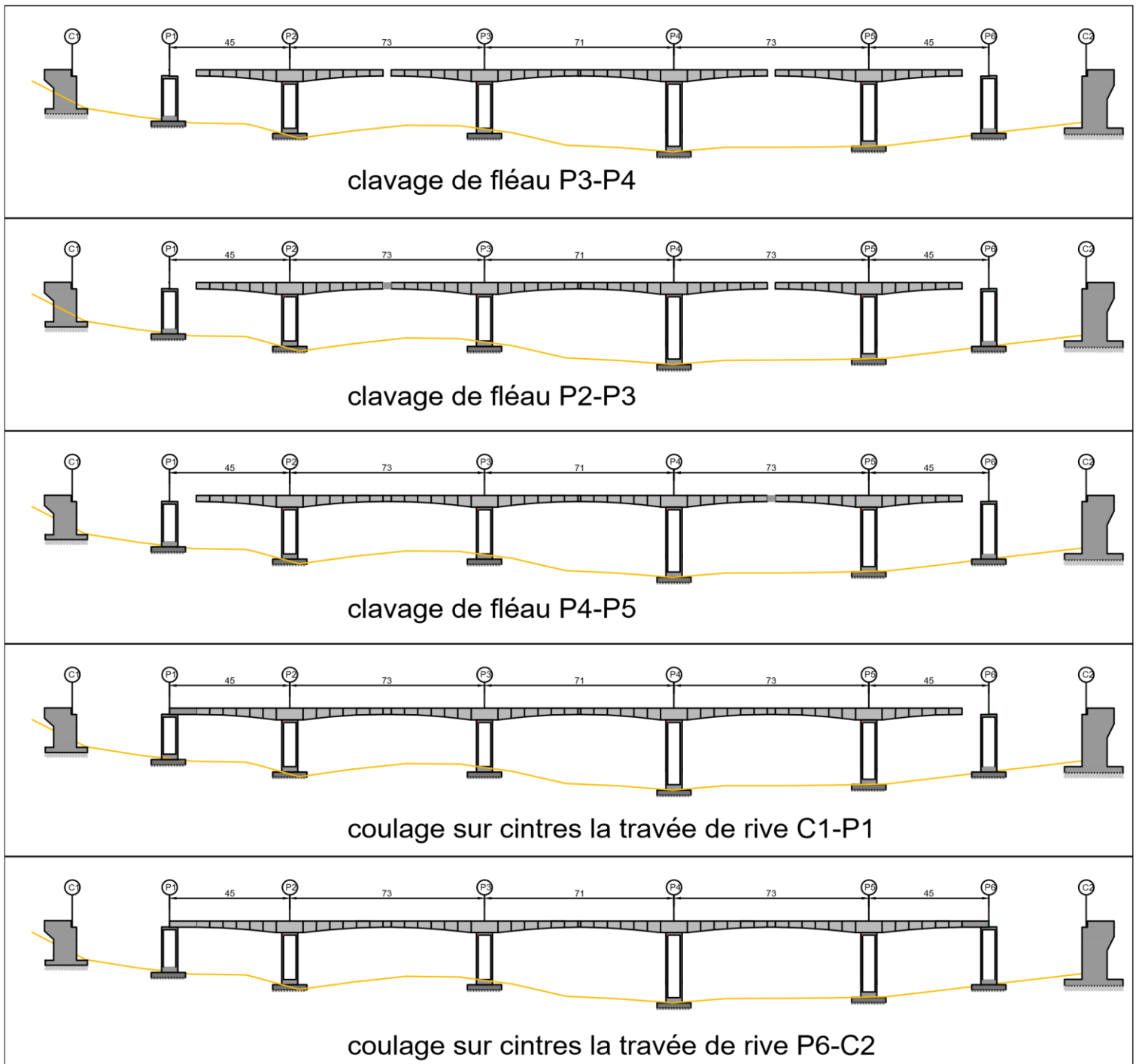


Figure VI-1: Etapes de réalisation de clavage des fléaux

VI.1.1 Efforts à considérer lors de dimensionnement des câbles de continuité

- Efforts dus aux Poids propre du tablier y compris les voussoirs du clavage
- Efforts dus aux Poids des charges permanentes (ballast et équipements) de $Q_p=149 \text{ Kn/ml}$
- Efforts dus au Fluage et retrait du béton
- Efforts dus à la température et gradient thermique

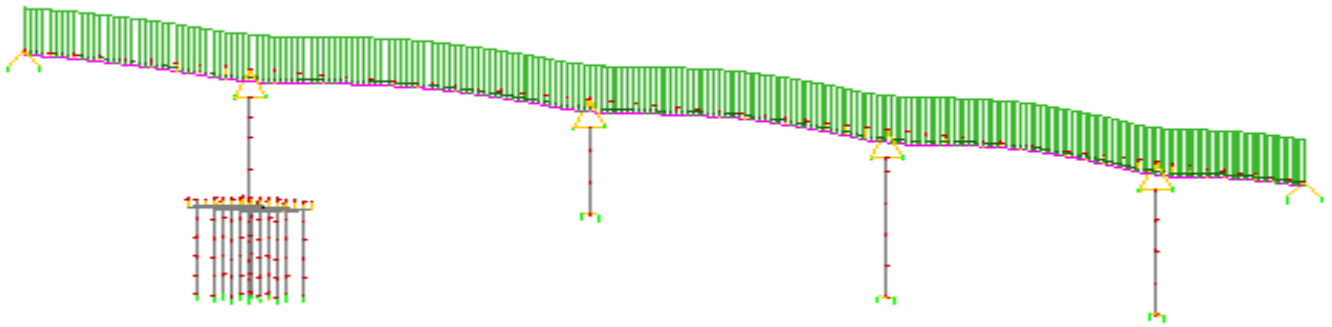


Figure VI-2: Application de charge du ballast et équipements

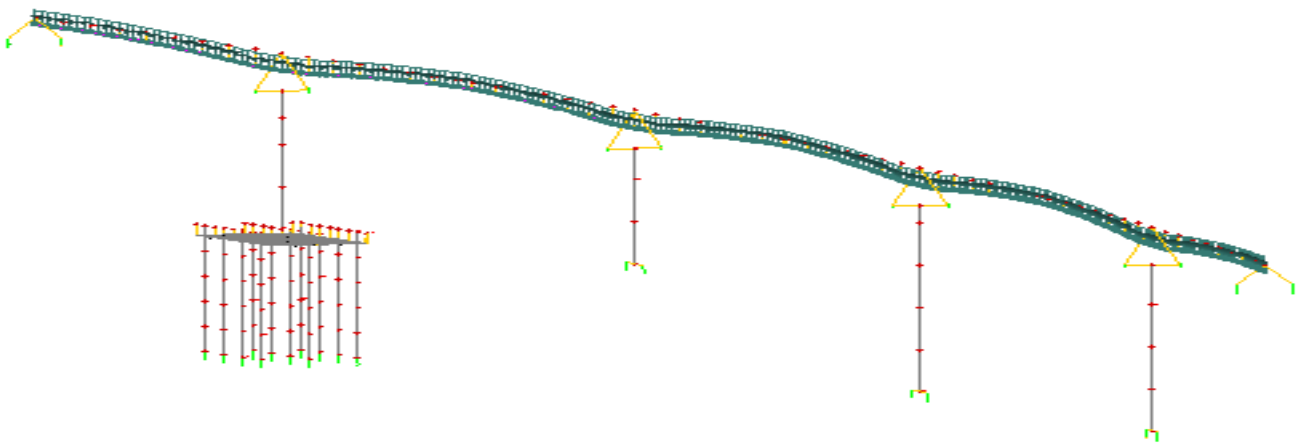


Figure VI-3: Représentation du poids propre du tablier

Diagrammes des sollicitations permanentes

Phase : Clayage

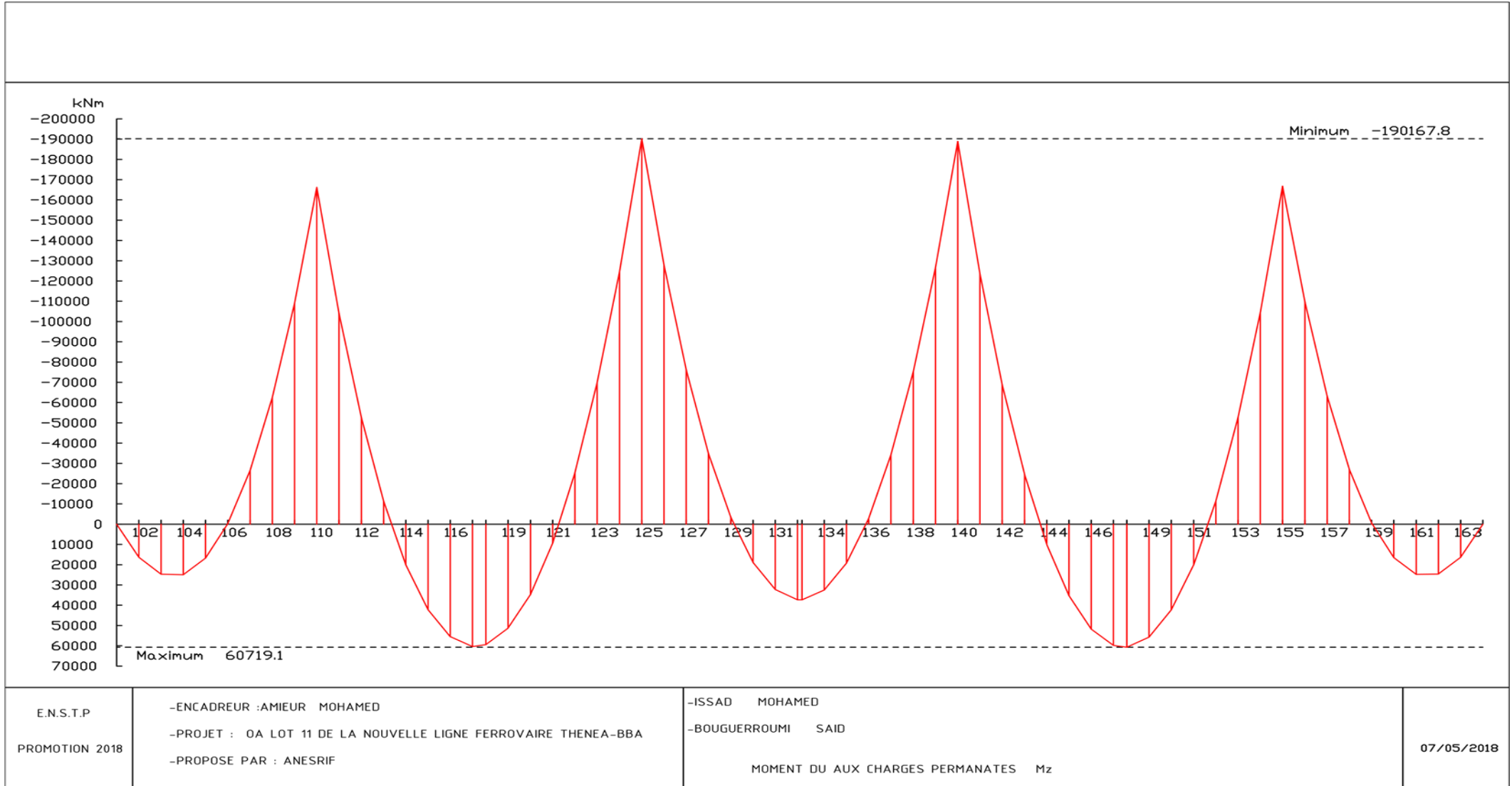
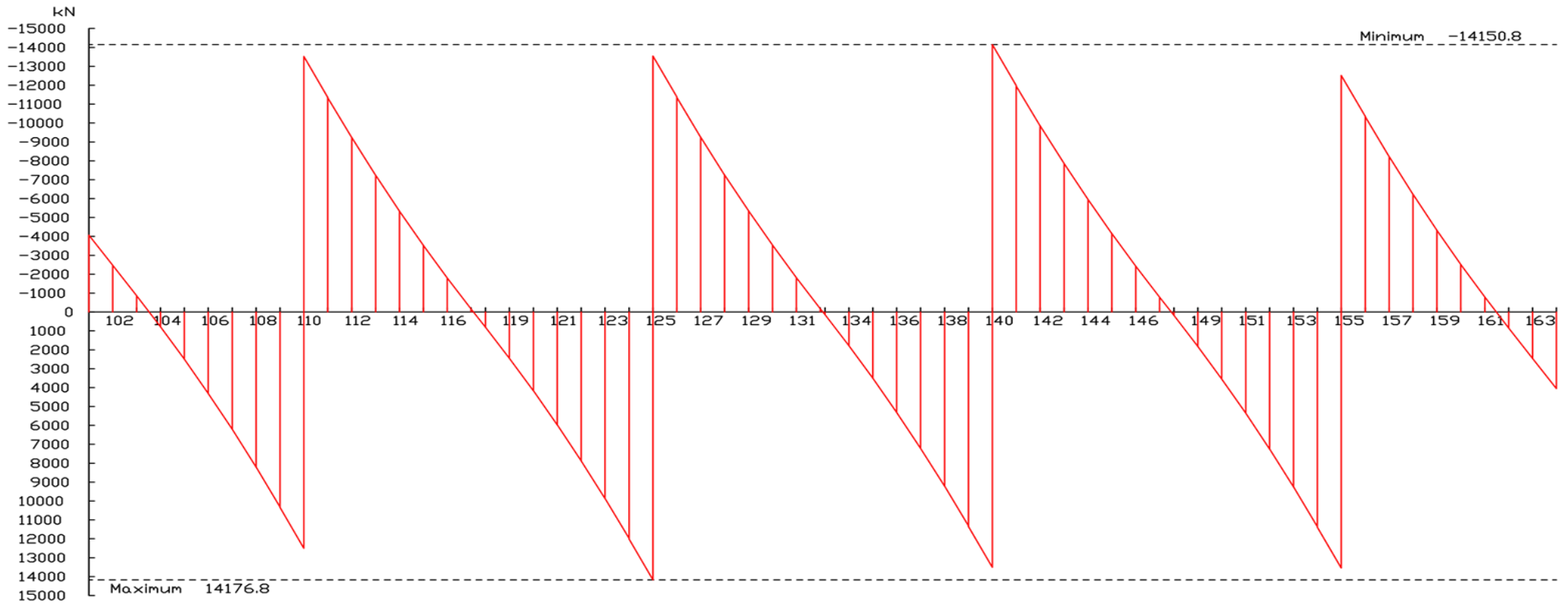
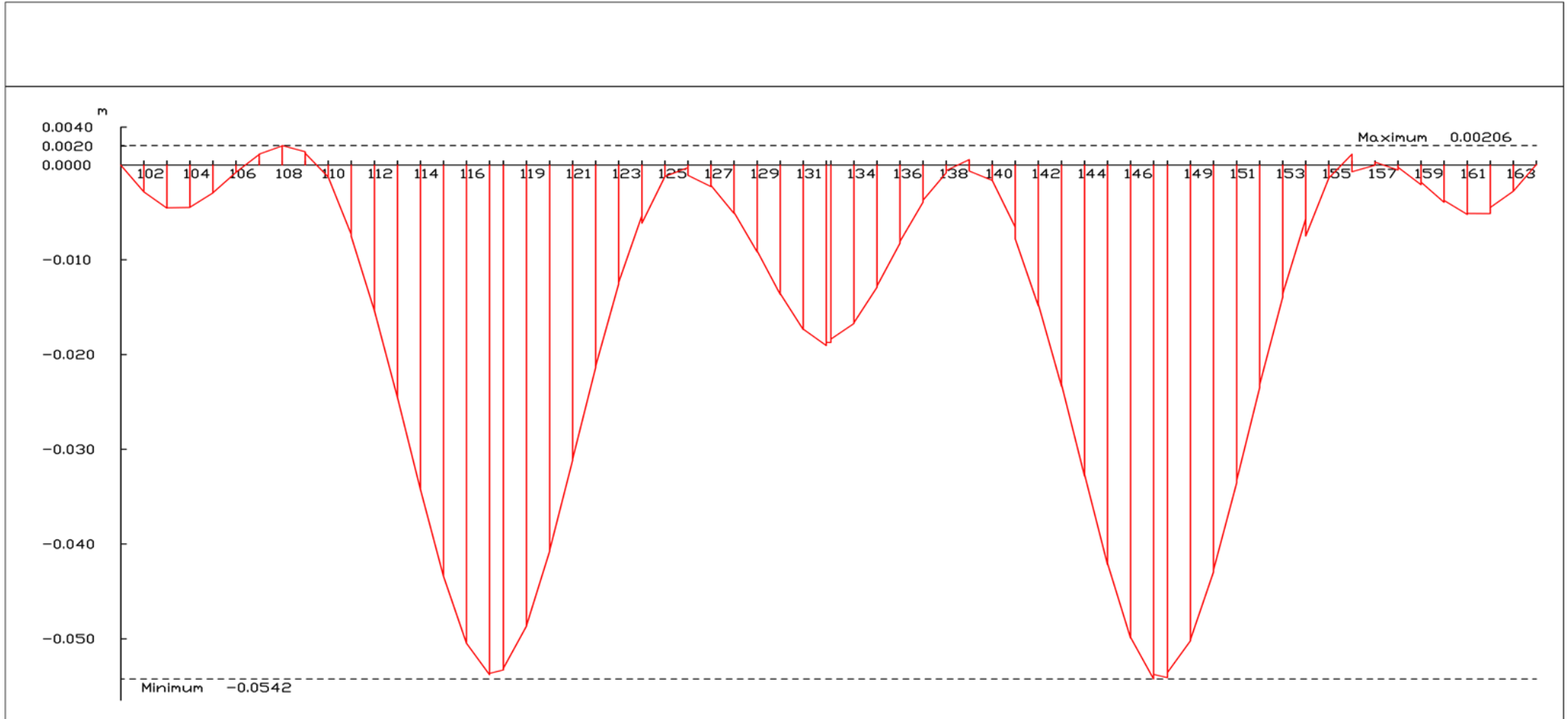


Figure VI-4: Moment Mz dû aux charges permanentes (poids propre du tablier et la superstructure)



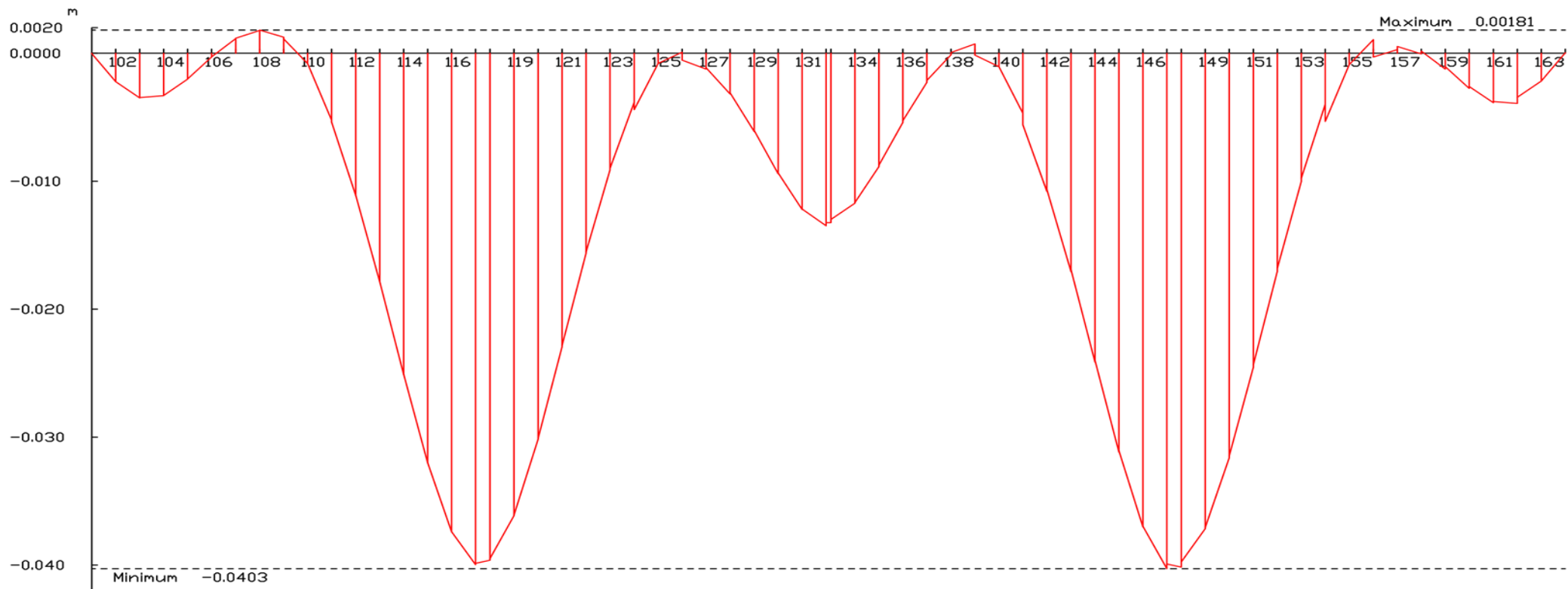
| | | | |
|-----------------------------|---|---|------------|
| E.N.S.T.P PROMOTION 2018 | -ENCADREUR : AMIEUR MOHAMED -PROJET : OA LOT 11 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVAIRE THENEA-BBA -PROPOSE PAR : ANESRIF | -ISSAD MOHAMED -BOUGUERROUMI SAID EFFORT TRANCHANT DU AUX CHARGES PERMANATES Qy | 07/05/2018 |
|-----------------------------|---|---|------------|

Figure VI-5: : Effort tranchant Qy dû aux charges permanentes



| | | | |
|-----------------------------|--|---|------------|
| E.N.S.T.P PROMOTION 2018 | -ENCADREUR :AMIEUR MOHAMED -PROJET : OA LOT 11 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVAIRE THENEA-BBA -PROPOSE PAR : ANESRIF | -ISSAD MOHAMED -BOUGUERROUMI SAID DEPLACEMENT DU AU POID DE TABLIER V_y | 07/05/2018 |
|-----------------------------|--|---|------------|

Figure VI-6: Déplacement vertical V_y dû au poids propre du tablier



E.N.S.T.P
PROMOTION 2018

-ENCADREUR : AMIEUR MOHAMED
-PROJET : OA LOT 11 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVAIRE THENEA-BBA
-PROPOSE PAR : ANESRIF

-ISSAD MOHAMED
-BOUGUERROUMI SAID
DEPLACEMENT DU A LA SUPERSTRUCTURE V_y

07/05/2018

Figure VI-7: Déplacement vertical V_y dû aux charges permanentes (ballast et équipement)

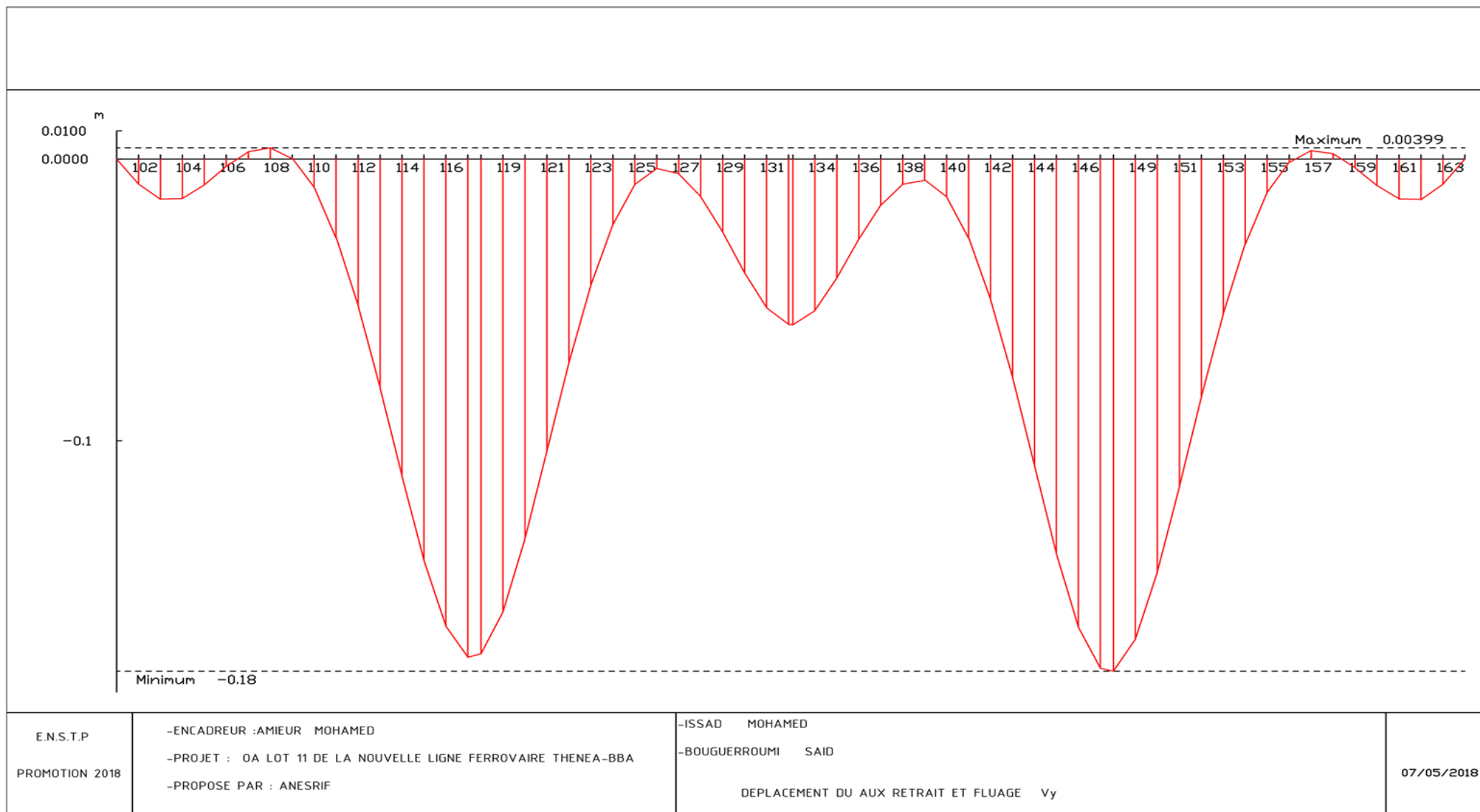


Figure VI-8 : Déplacement vertical V_y dû au retrait et fluage du béton

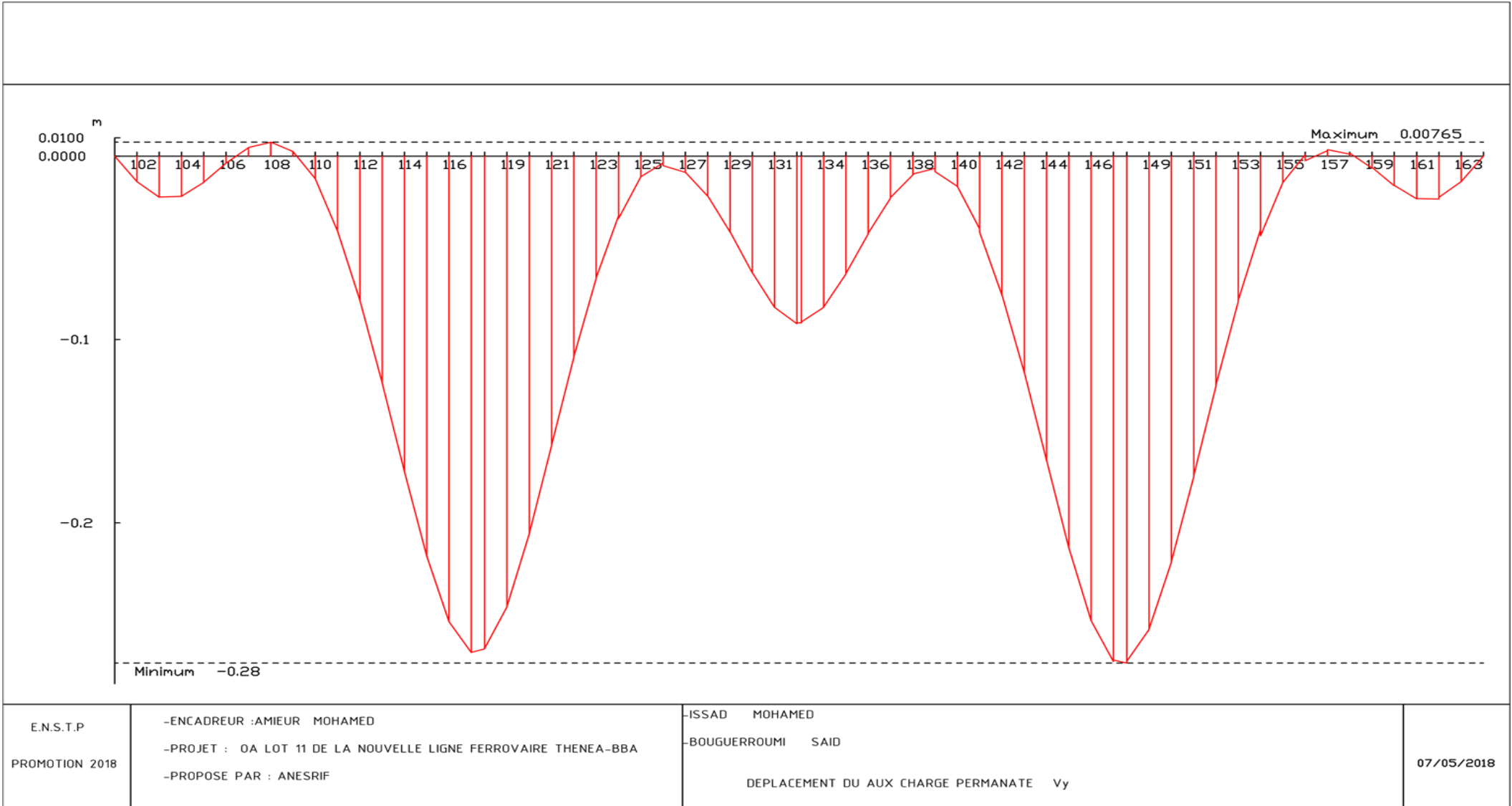


Figure VI-9: Déplacement total V_y dû aux charges permanentes

Chapitre VI : Etude de la précontrainte de continuité

VI.1.2 Dimensionnement de la précontrainte à la clé

Le dimensionnement des câbles de continuité se fait à L'ELS

– Calcul de l'effort de la précontrainte

La détermination de l'effort de précontrainte se fera à l'aide de la formule suivante :

$$0 \leq \sigma_c = - \left| \frac{P}{A} \right| - \left| P e \frac{Y_{inf}}{I_z} \right| + \left| Mg \frac{Y_{inf}}{I_z} \right| \leq |-\sigma_{adm}| \quad \rightarrow \quad P \geq \frac{Mg \frac{Y_{inf}}{I_z}}{\frac{1}{A} + e \frac{Y_{inf}}{I_z}}$$

Avec : Mg : Moment dû aux charges permanentes données dans la figure VI 3

$$P \geq \frac{60719 \frac{1.682}{4.433}}{\frac{1}{6.463} + 1.546 \frac{1.682}{4.433}} \quad \rightarrow \quad P \geq 31077 \text{ KN}$$

On prévoit une majoration de l'effort de précontrainte avec 15% de perte

$$P_{maj} = 1.15 P \quad \rightarrow \quad P_{maj} = 35739 \text{ KN}$$

$$N = \frac{P_{maj}}{0.75 P_p} \quad \rightarrow \quad N = 19.22 \text{ soit } N = 20 \text{ cables de } 12T15$$

VI.1.3 Vérification des câbles à la clé à l'ELU

Dans la phase de réalisation des clavages, on doit vérifier les contraintes normales aux états limites ultimes « ELU ».

– Section à la clé

$$1.35 \times Mg \leq A_p \times Z_p \times f_{yp}$$

$$\text{Où : } Z_p = 0.9 \times d_p \quad \text{tq : } d_p = h - \left(c + \phi_t + \phi_l + \phi_g + \frac{e_{vp}}{2} \right)$$

$$d_p = 2.40 - \left(0.05 + 0.014 + 0.032 + 0.08 + \frac{0.08}{2} \right) \quad \rightarrow \quad d_p = 2.18 \text{ m}$$

$$D'où \quad Z_p = 1.96 \text{ m}$$

$$- \quad A_p = 20 (140 \times 10^{-6}) 12 \quad \rightarrow \quad A_p = 0.034 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } 1.35 \times 49627 \leq 0.034 \times 1.96 \times 1395 \times 10^3$$

$$66996 \text{ KN.m} \leq 92962 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad C. Q. F. D$$

VI.1.4 Vérification de la contrainte de compression à la fibre inférieure

$$\sigma_c = \left| - \left| \frac{P}{A} \right| + \left| P e \frac{Y_{inf}}{I_z} \right| - \left| Mg \frac{Y_{inf}}{I_z} \right| \right| \leq |-\sigma_{adm}|$$

$$\sigma_c = \left| - \left| \frac{37185}{6.463} \right| + \left| 37185 \cdot 1.546 \frac{0.7177}{4.433} \right| - \left| 60719 \frac{0.7177}{4.433} \right| \right| \leq |-21|$$

$$\sigma_c = |-14.63 \text{ MPa}| \quad \rightarrow \quad \sigma_c \leq 21 \text{ MPa}$$

Chapitre VI : Etude de la précontrainte de continuité

VI.1.5 Vérification des contraintes de compression à la pile

VI.1.5.1 Vérification de la contrainte de compression à la fibre inférieure

$$\sigma_c = \left| - \left| \frac{P}{A} \right| + \left| P e \frac{Y_{inf}}{I_z} \right| - \left| Mg \frac{Y_{inf}}{I_z} \right| \right| \leq |-\sigma_{adm}|$$

$$\sigma_c = \left| - \left| \frac{84286}{10.71} \right| + \left| 84286 \cdot 1.894 \frac{2.461}{32.74} \right| - \left| 190167 \frac{2.461}{32.74} \right| \right| \leq |-21|$$

$$\sigma_c = |-10.16 \text{ MPa}| \rightarrow \sigma_c \leq 21 \text{ MPa}$$

VI.1.5.2 Vérification de la contrainte de compression à la fibre supérieure

$$\sigma_c = \left| - \left| \frac{P}{A} \right| - \left| P e \frac{Y_{sup}}{I_z} \right| + \left| Mg \frac{Y_{sup}}{I_z} \right| \right| \leq |-\sigma_{adm}|$$

$$\sigma_c = \left| - \left| \frac{84286}{10.71} \right| - \left| 84286 \cdot 1.894 \frac{2.039}{32.74} \right| + \left| 190167 \frac{2.039}{32.74} \right| \right| \leq |-21|$$

$$\sigma_c = |-5.96 \text{ MPa}| \rightarrow \sigma_c \leq 21 \text{ MPa} \quad \text{C.q.f.d.}$$

VI.1.6 Répartition des câbles de continuité dans chaque voussoir

Tableau VI-1: Répartition des câbles de continuités dans les voussoirs concernés

| X | MG (KN.m) | S (m2) | Iz (m ⁴) | Yinf (m) | e (m) | p (KN) | 1.15*P (KN) | N calculé | N choisi | N arrêter dans chaque voussoir |
|----|--------------|-----------|-------------------------|-------------|----------|-----------|----------------|--------------|-------------|--------------------------------------|
| VC | 60719 | 6,46 | 4,433 | 1,68 | 1,55 | 31077 | 35739 | 19,21 | 20 | 0 |
| V7 | 55710 | 7,05 | 5,61 | 1,62 | 1,49 | 28196 | 32425 | 17,43 | 18 | 2 |
| V6 | 42304 | 7,68 | 7,38 | 1,65 | 1,52 | 20160 | 23184 | 12,46 | 14 | 4 |
| V5 | 35320 | 8,37 | 10,24 | 1,76 | 1,63 | 15216 | 17498 | 9,41 | 10 | 4 |
| V4 | 10036 | 9,10 | 14,79 | 1,94 | 1,81 | 3794 | 4363 | 2,34 | 4 | 6 |
| V3 | 0 | 9,88 | 21,90 | 2,17 | 2,04 | 0 | 0 | 0 | 0 | 4 |

Tableau VI-2: Répartition des câbles de continuités dans les voussoirs coulés sur cintre

| | M (KN.m) | S (m2) | Iz (m ⁴) | Yinf (m) | e (m) | P (KN) | 1.15*p (KN) | N calculé | N choisi | N arrêter dans chaque voussoir |
|----|-------------|-----------|-------------------------|-------------|----------|-----------|----------------|--------------|-------------|---|
| V2 | 0 | 6,46 | 4,43 | 1,682 | 1,54 | 0 | 0 | 0 | 0 | 6 |
| V1 | 16368 | 6,46 | 4,43 | 1,682 | 1,54 | 8377,56 | 9634 | 5,18 | 6 | 2 |
| VC | 24941 | 6,46 | 4,43 | 1,682 | 1,54 | 12765,44 | 14680 | 7,89 | 8 | 0 |
| V7 | 16767 | 7,04 | 5,60 | 1,621 | 1,48 | 8486,21 | 9759 | 5,25 | 6 | 2 |
| V6 | 0 | 7,68 | 7,38 | 1,653 | 1,51 | 0 | 0 | 0 | 0 | 6 |

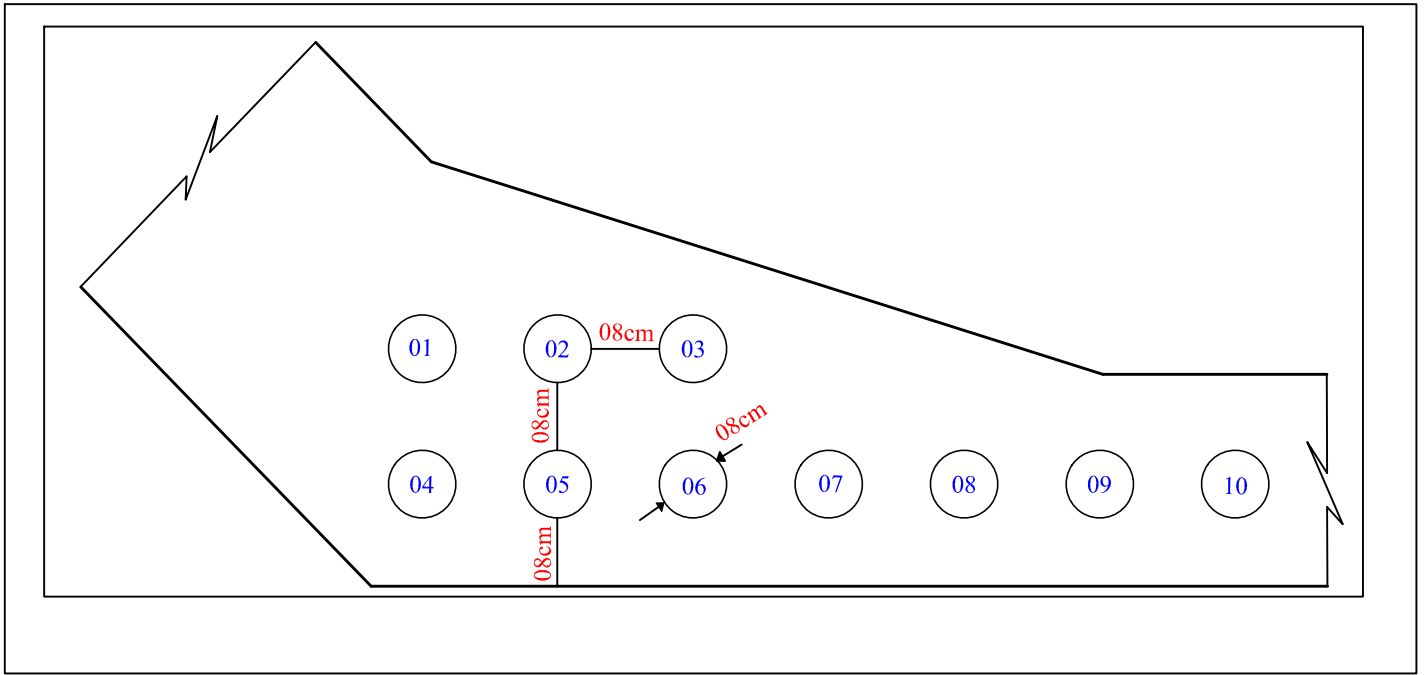


Figure VI-10: Disposition des câbles de continuité dans le gousset inférieur

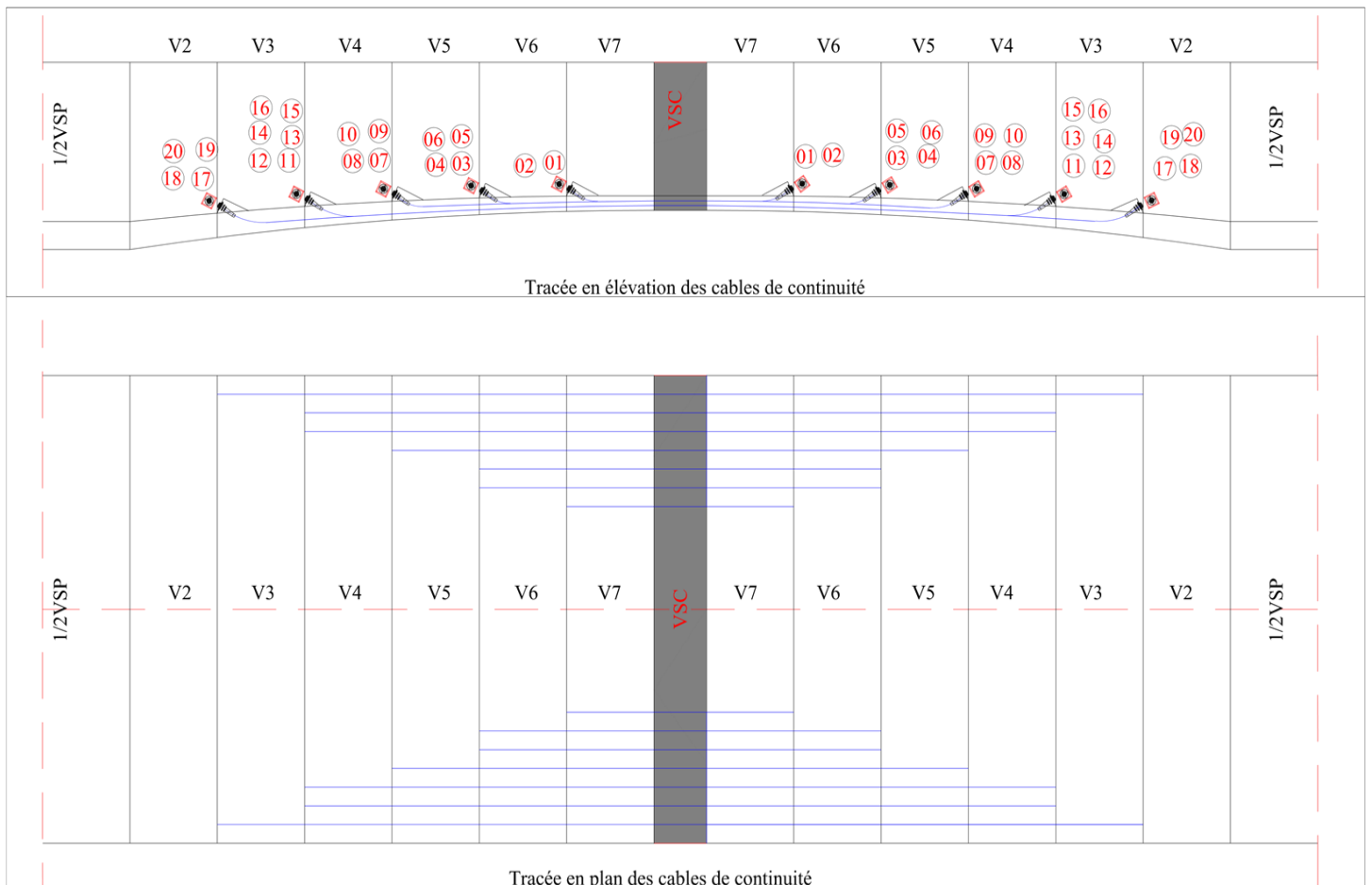


Figure VI-11: vu en élévation et en plan des câbles de continuité

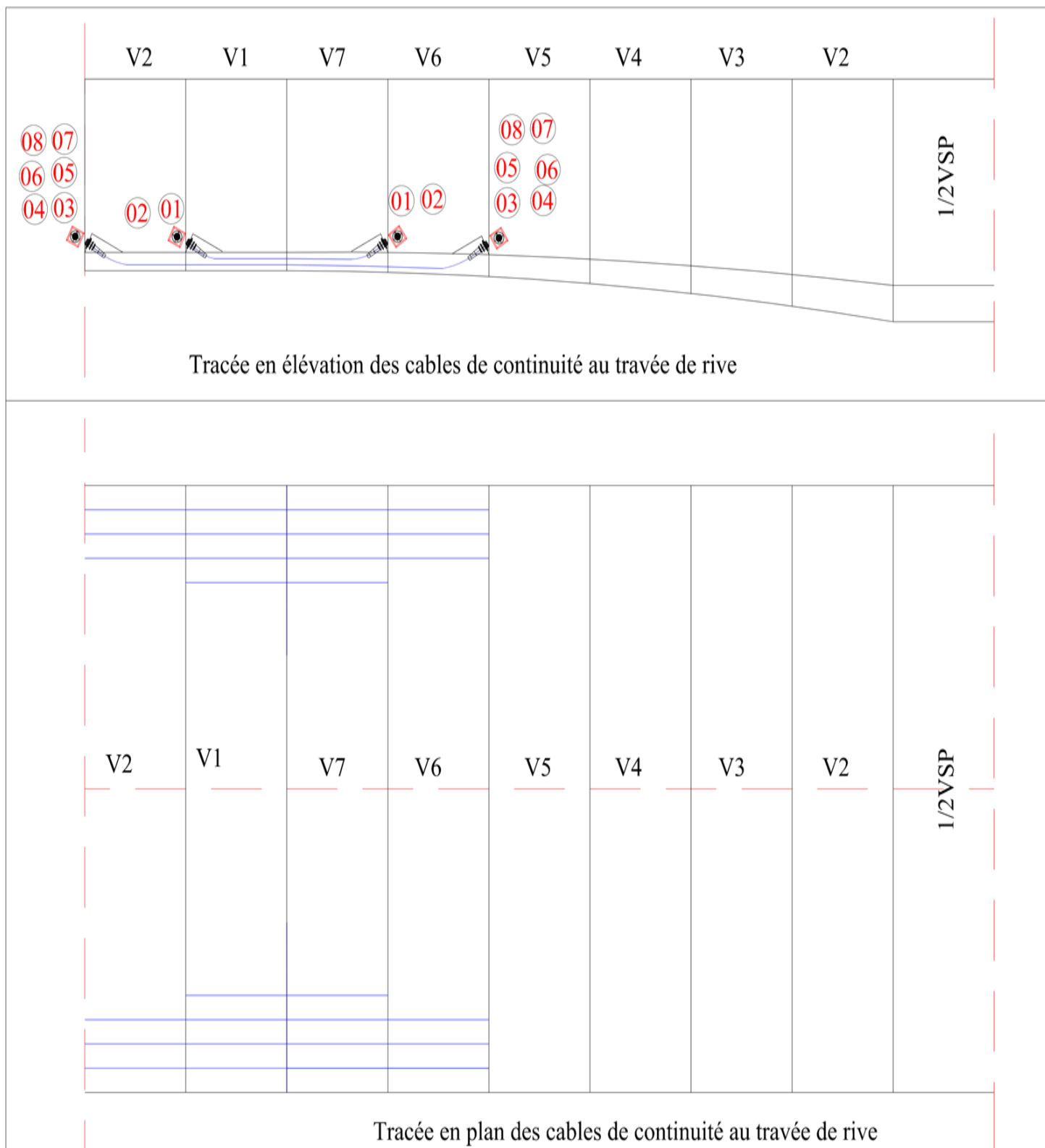


Figure VI-12: Vu en élévation et plan des câbles de continuité dans les voussoirs coulés sur cintre

Chapitre VII : Enveloppes des efforts intérieurs

Phase : Exploitation

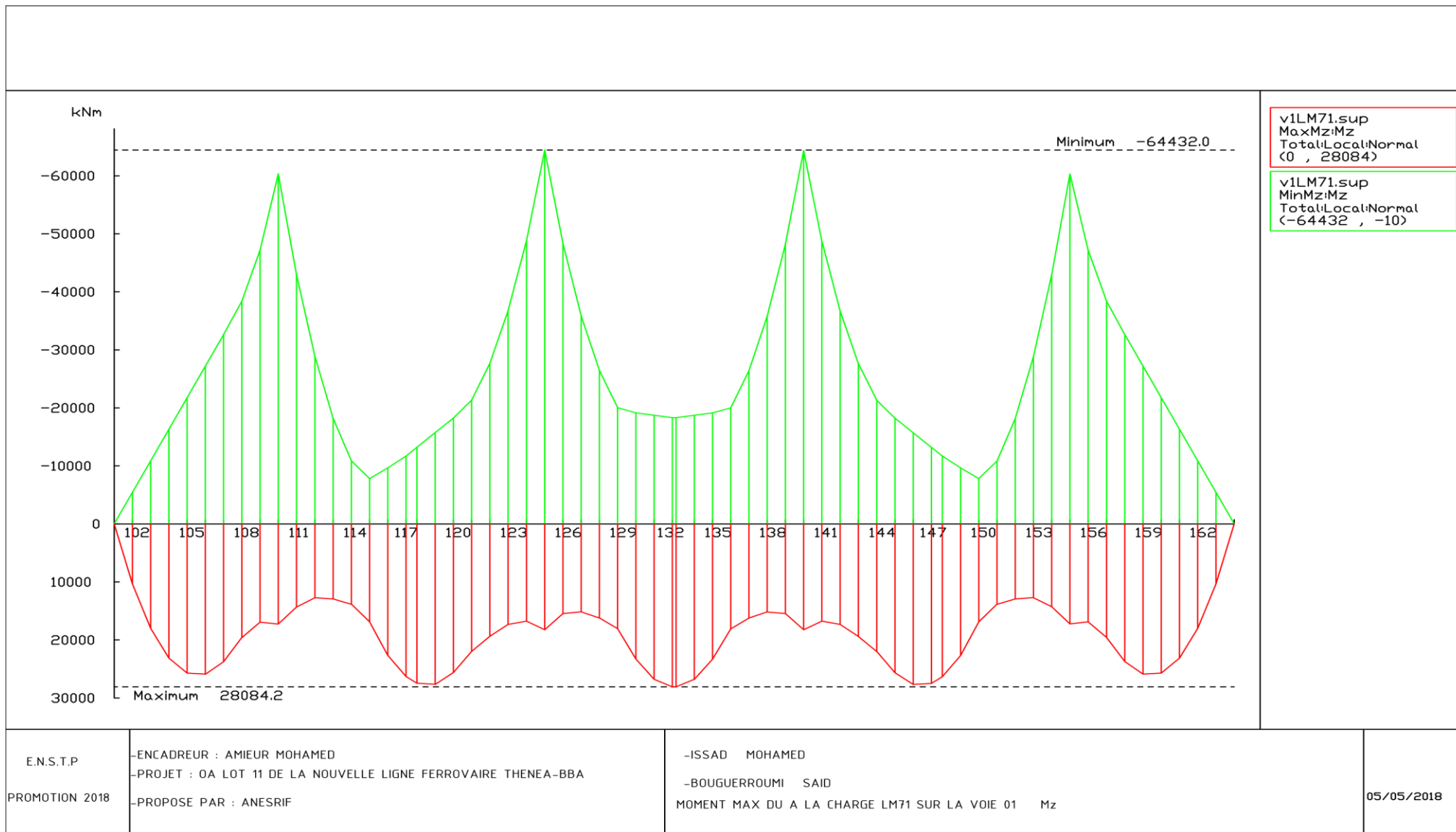
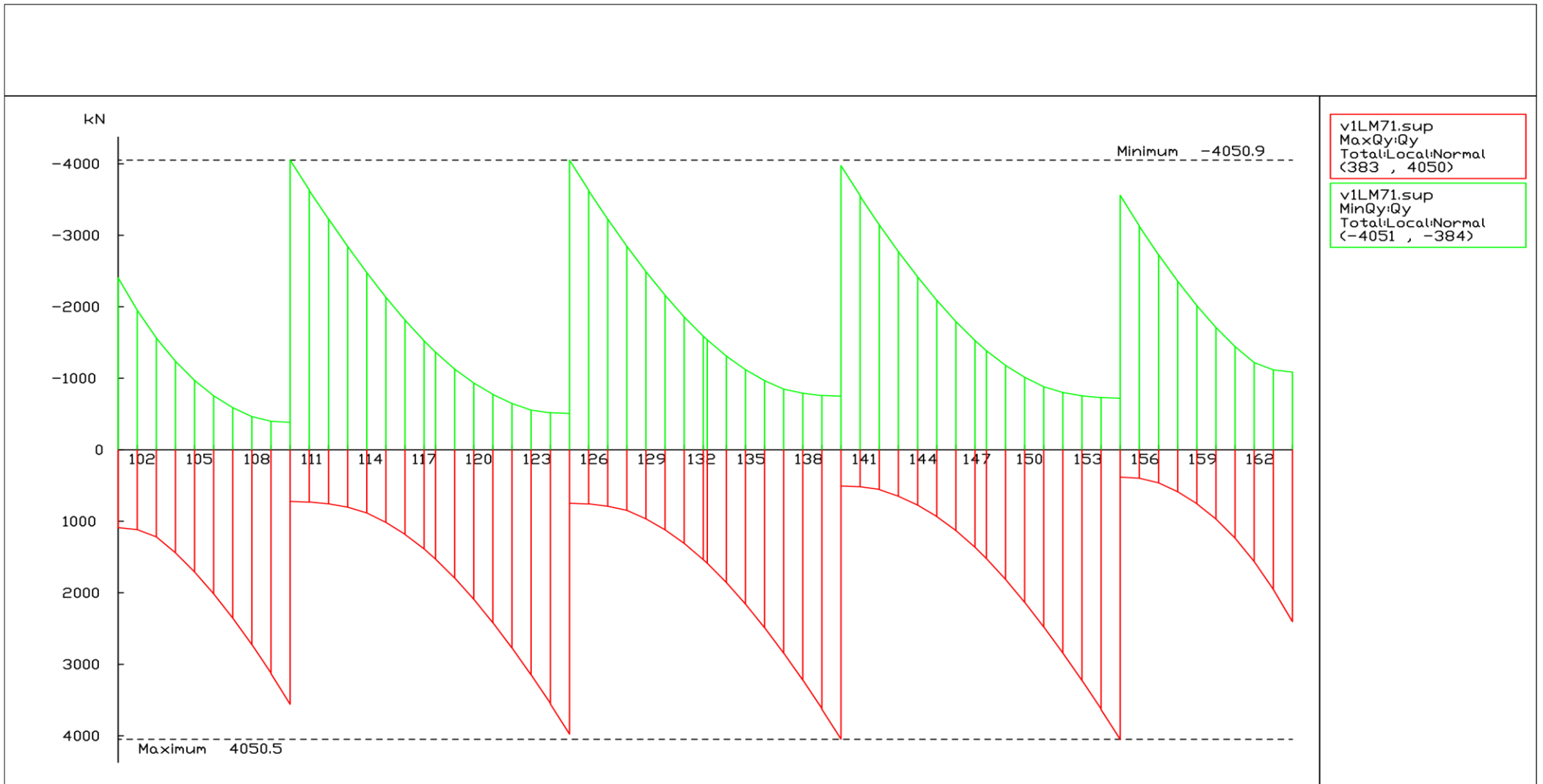


Figure VII-1: moment du à la charge mobile LM71



| | | | |
|--|--|---|-------------------|
| <p>E.N.S.T.P</p> <p>PROMOTION 2018</p> | <p>-ENCADREUR : AMIEUR MOHAMED</p> <p>-PROJET : OA LOT 11 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVAIRE THENEA-BBA</p> <p>-PROPOSE PAR : ANESRIF</p> | <p>-ISSAD MOHAMED</p> <p>-BOUGUERROUMI SAID</p> <p>L'EFFORT TRANCHANT MAX DU A LA CHARGE LM71 SUR LA VOIE 01 qy</p> | <p>05/05/2018</p> |
|--|--|---|-------------------|

Figure VII-2 : Effort tranchant dû à la charge mobile LM71

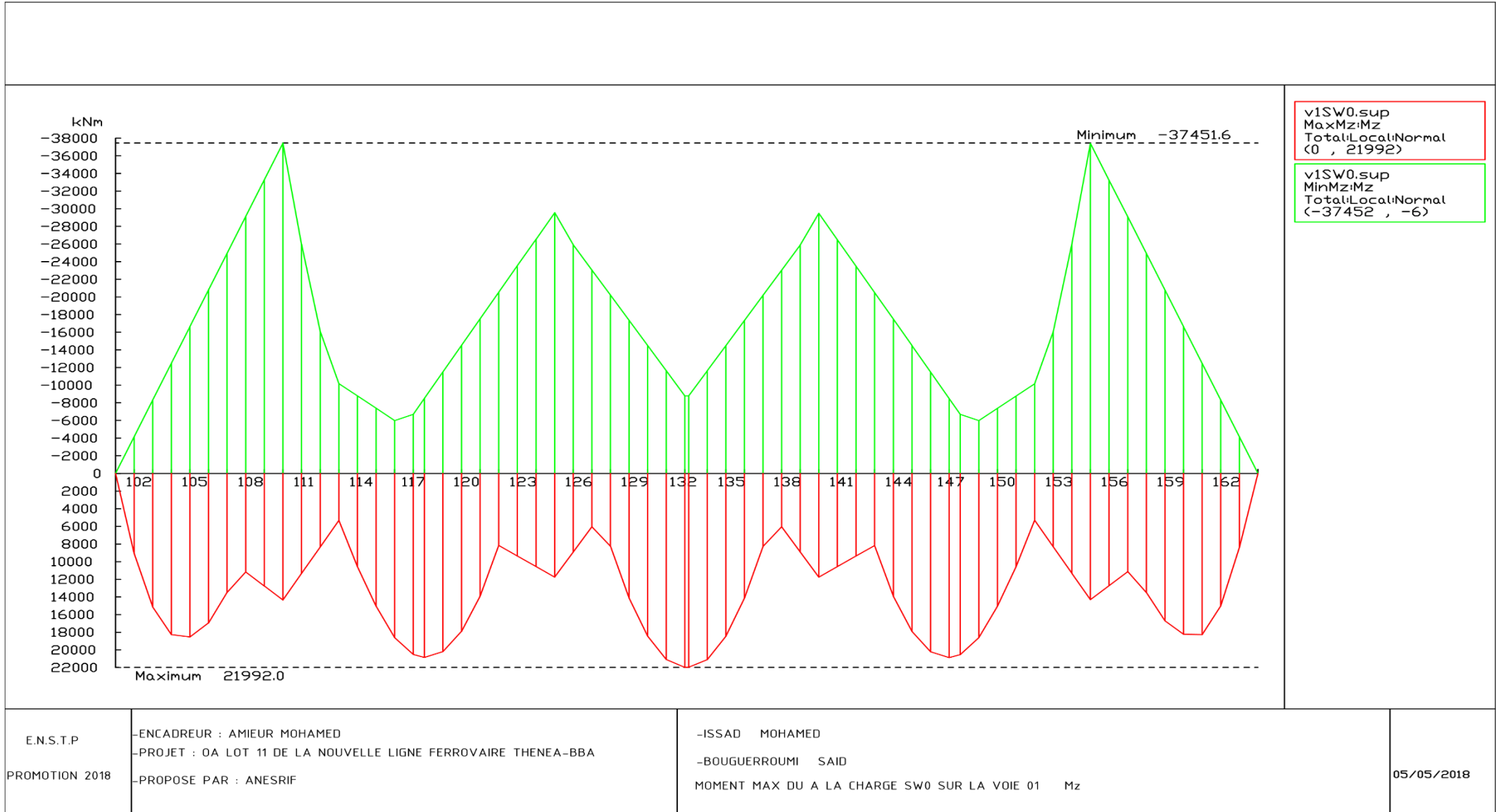
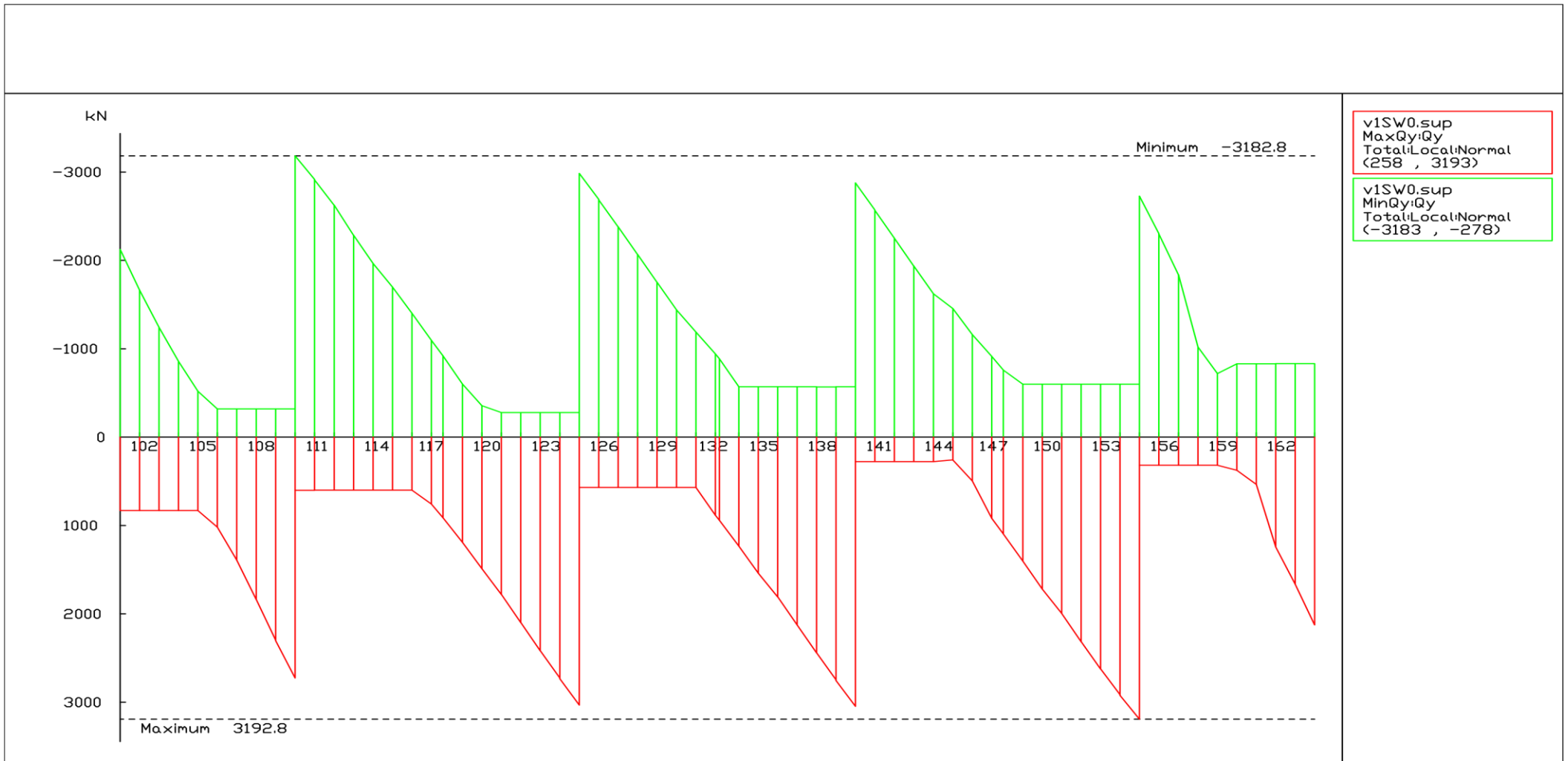


Figure VII-3: moment fléchissant dû à la charge mobile SW0



| | | | |
|-------------------------------------|--|--|-------------------|
| <p>E.N.S.T.P PROMOTION 2018</p> | <p>-ENCADREUR : AMIEUR MOHAMED -PROJET : OA LOT 11 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVAIRE THENEA-BBA -PROPOSE PAR : ANESRIF</p> | <p>-ISSAD MOHAMED -BOUGUERROUMI SAID L'EFFORT TRANCHANT MAX DU A LA CHARGE SW0 SUR LA VOIE 01 Qy</p> | <p>05/05/2018</p> |
|-------------------------------------|--|--|-------------------|

Figure VII-4: effort tranchant dû à la charge mobile SW0

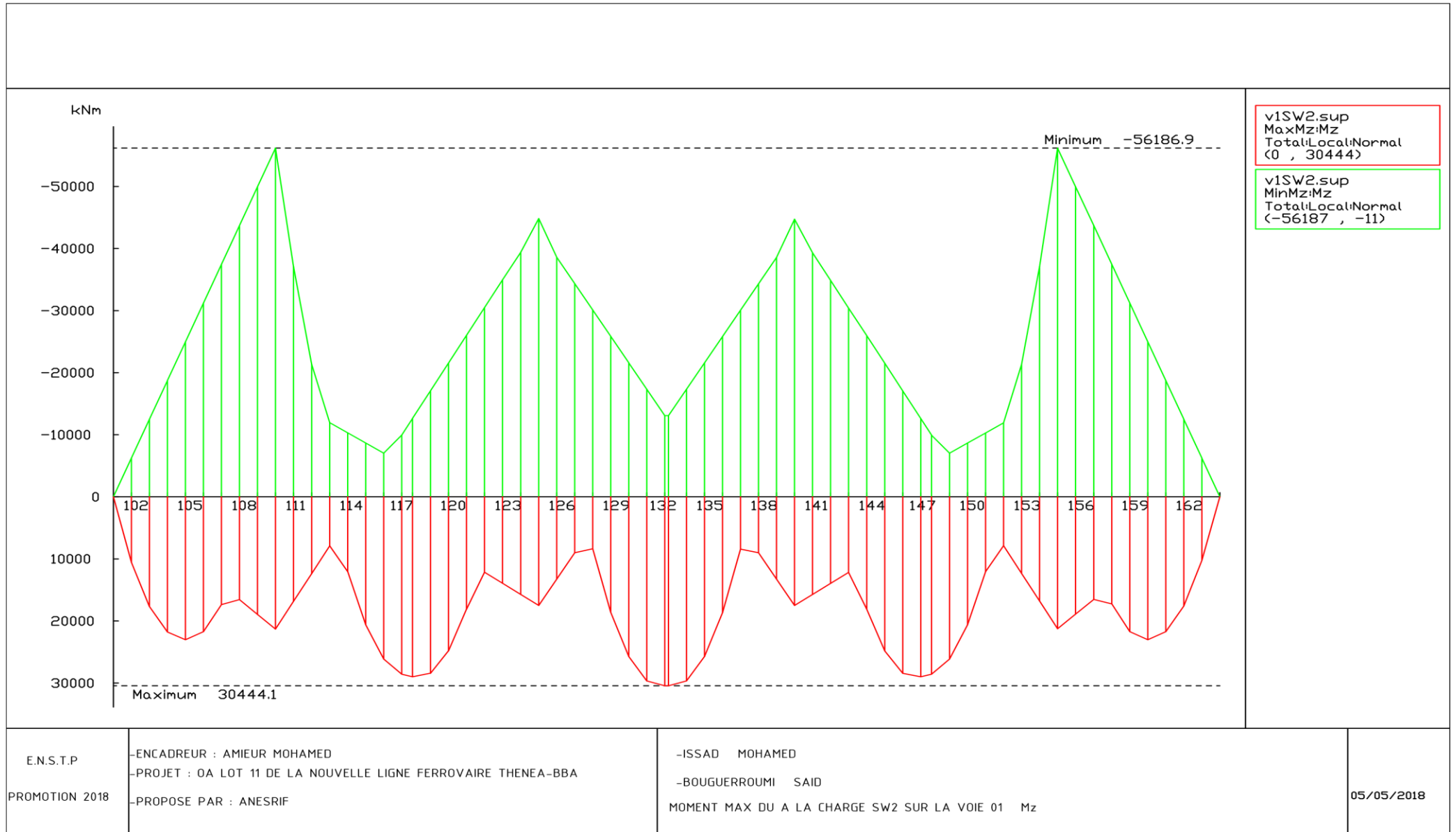
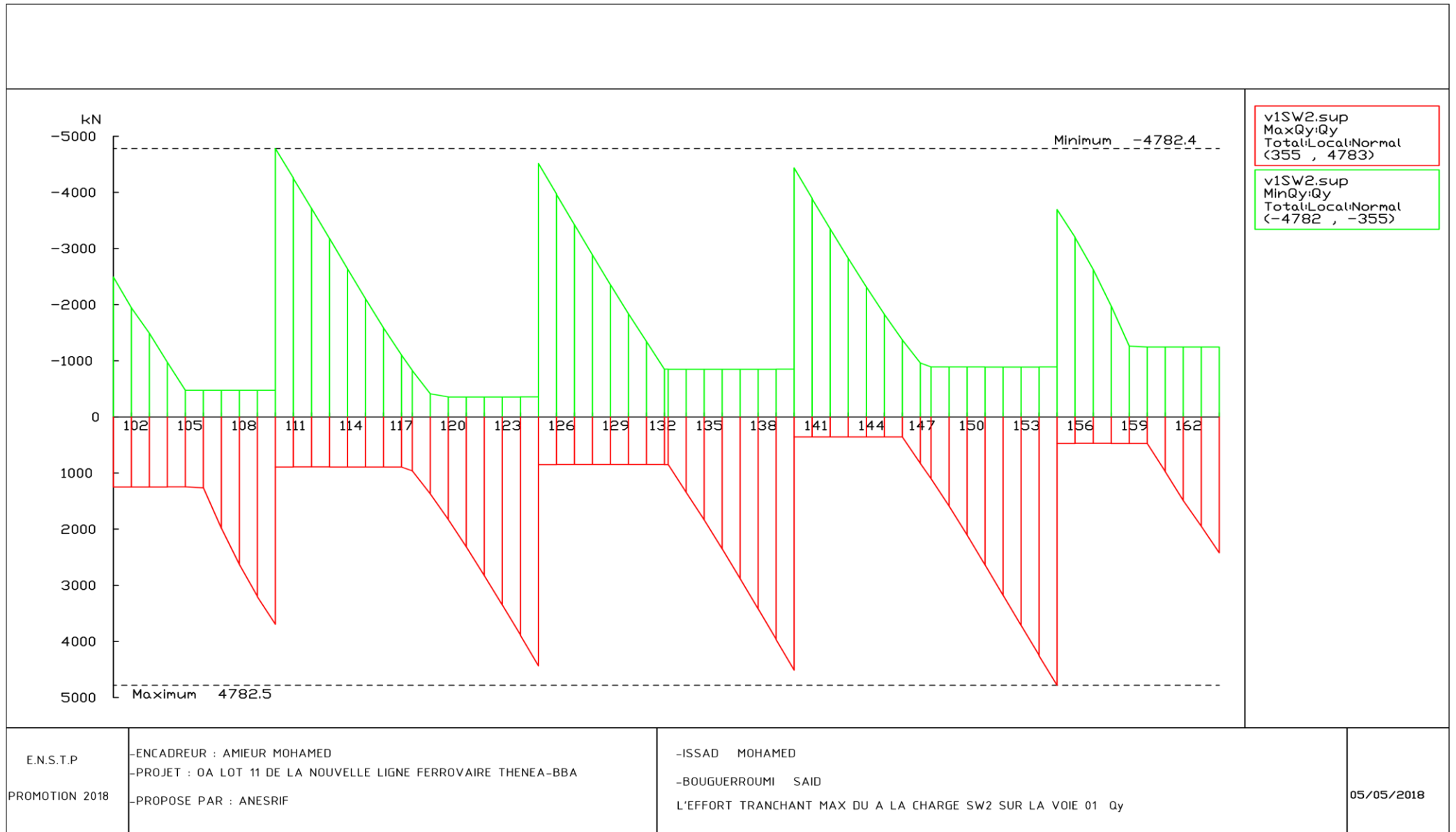


Figure VII-5: moment fléchissant dû à la charge mobile SW2



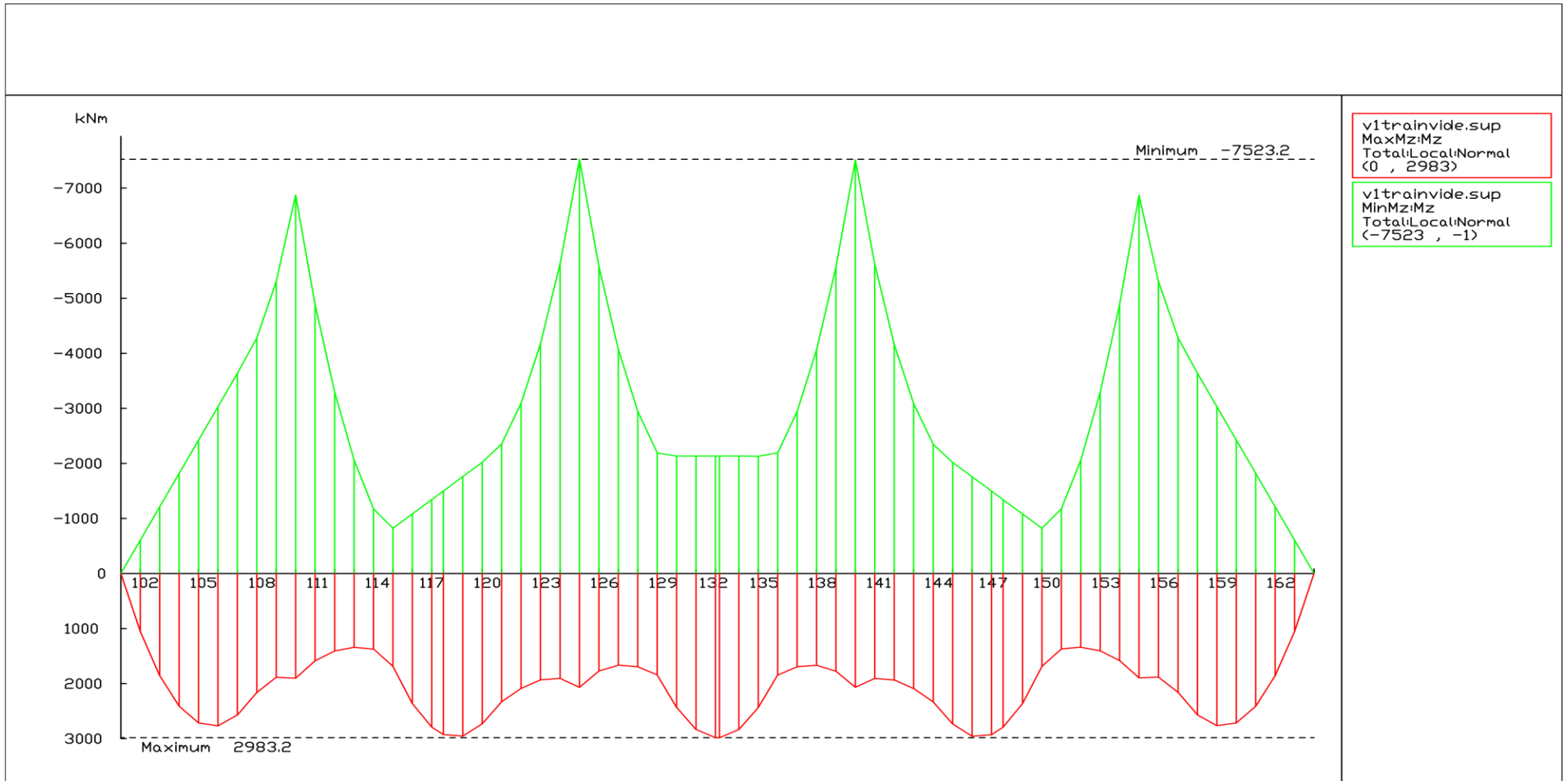
E.N.S.T.P
PROMOTION 2018

-ENCADREUR : AMIEUR MOHAMED
-PROJET : OA LOT 11 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVAIRE THENEA-BBA
-PROPOSE PAR : ANESRIF

-ISSAD MOHAMED
-BOUGUERROUMI SAID
L'EFFORT TRANCHANT MAX DU A LA CHARGE SW2 SUR LA VOIE 01 Qy

05/05/2018

Figure VII-6: effort tranchant dû à la charge mobile SW2



| | | | |
|-----------------------------|---|--|------------|
| E.N.S.T.P PROMOTION 2018 | -ENCADREUR : AMIEUR MOHAMED -PROJET : OA LOT 11 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVAIRE THENEA-BBA -PROPOSE PAR : ANESRIF | -ISSAD MOHAMED -BOUGUERROUMI SAID MOMENT MAX DU A LA CHARGE DE TRAIN A VIDESUR LA VOIE 01 Mz | 05/05/2018 |
|-----------------------------|---|--|------------|

Figure VII-7: moment fléchissant dû à la charge mobile de train à vide

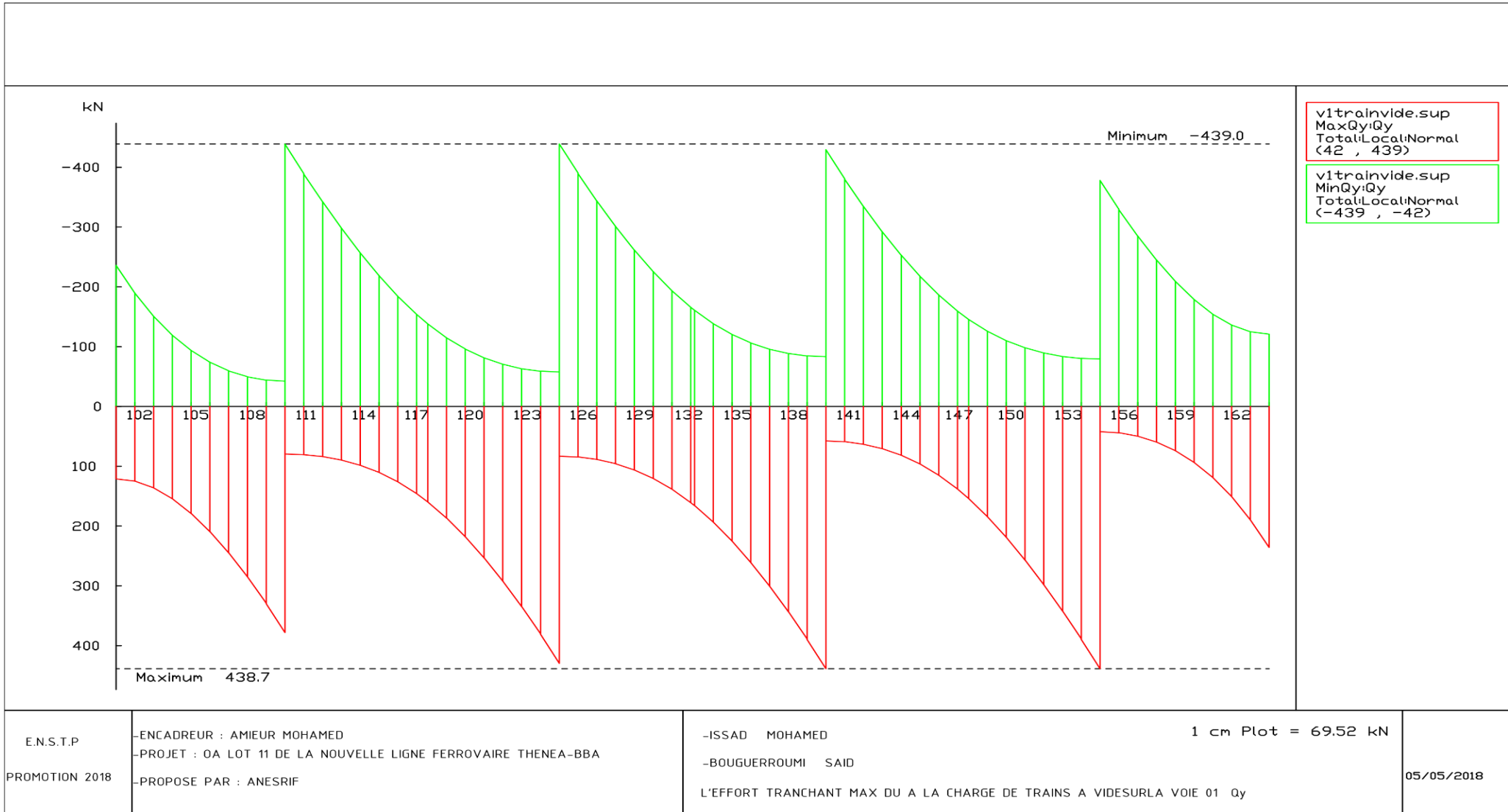
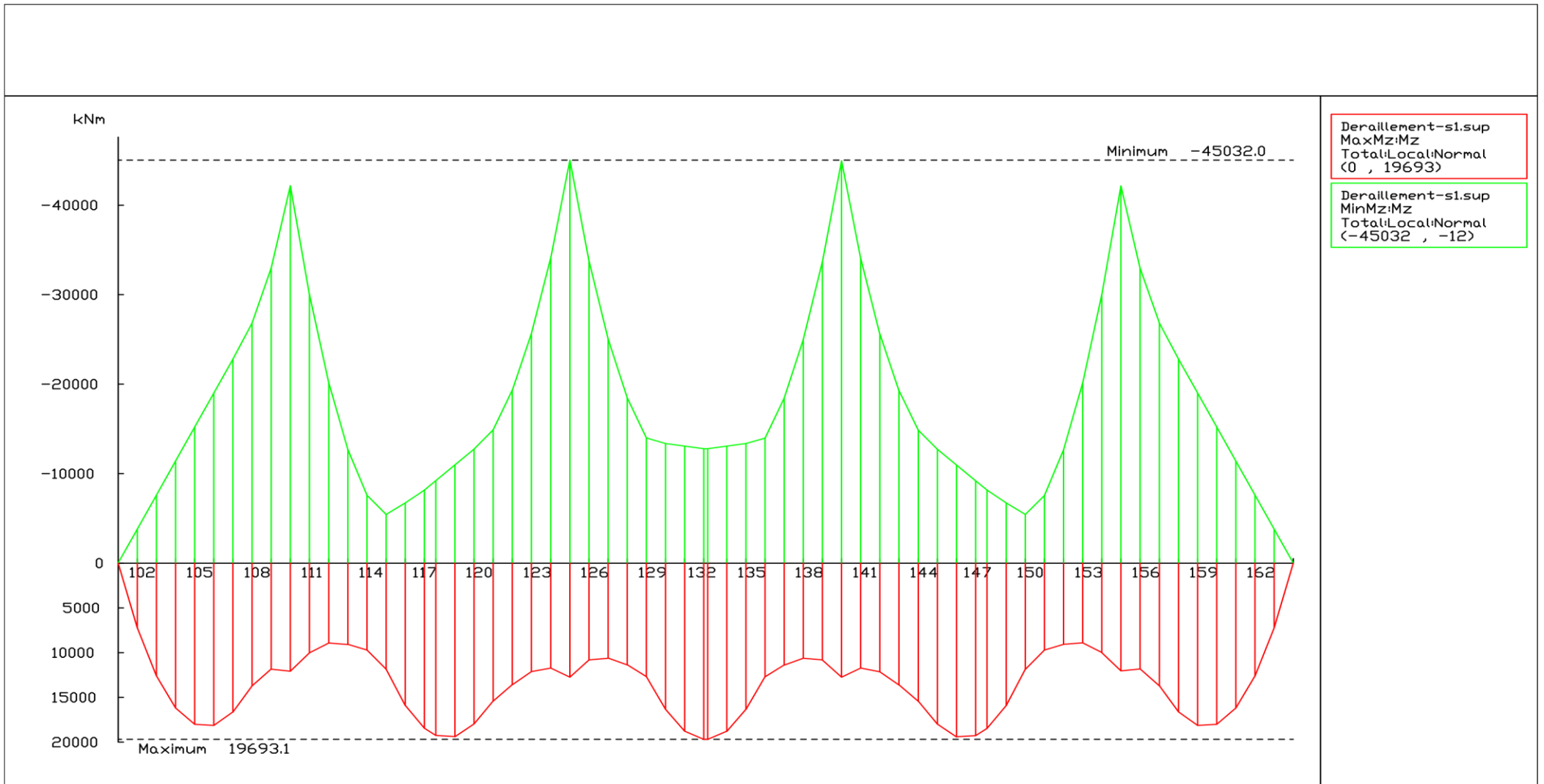
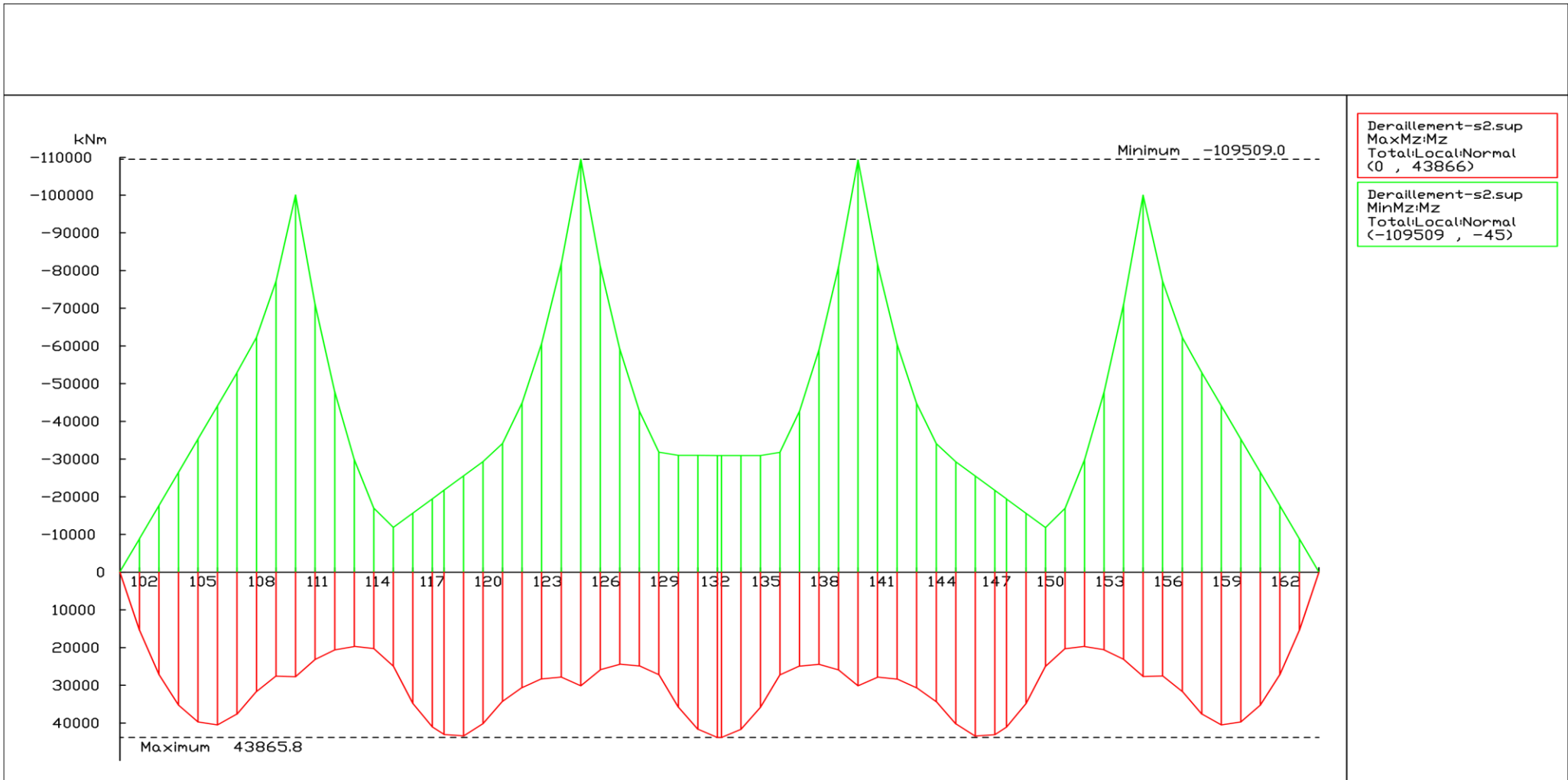


Figure VII-8: effort tranchant dû à la charge mobile train à vide



| | | | |
|-----------------------------|---|--|------------|
| E.N.S.T.P PROMOTION 2018 | -ENCADREUR : AMIEUR MOHAMED -PROJET : OA LOT 11 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVAIRE THENEA-BBA -PROPOSE PAR : ANESRIF | -ISSAD MOHAMED -BOUGUERROUMI SAID MOMENT MAX DU AUX DERAILLEMENTSITATION 01 Mz | 05/05/2018 |
|-----------------------------|---|--|------------|

Figure VII-9: moment fléchissant dû au déraillement de train "situation I"



| | | | |
|-----------------------------|---|--|------------|
| E.N.S.T.P PROMOTION 2018 | -ENCADREUR : AMIEUR MOHAMED -PROJET : OA LOT 11 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVAIRE THENEA-BBA -PROPOSE PAR : ANESRIF | -ISSAD MOHAMED -BOUGUERROUMI SAID MOMENT MAX DU AUX DERAILLEMENT SITUATION 02 Mz | 05/05/2018 |
|-----------------------------|---|--|------------|

Figure VII-10: moment du déraillement situation 2

Résultats des enveloppes des combinaisons

Combinaisons

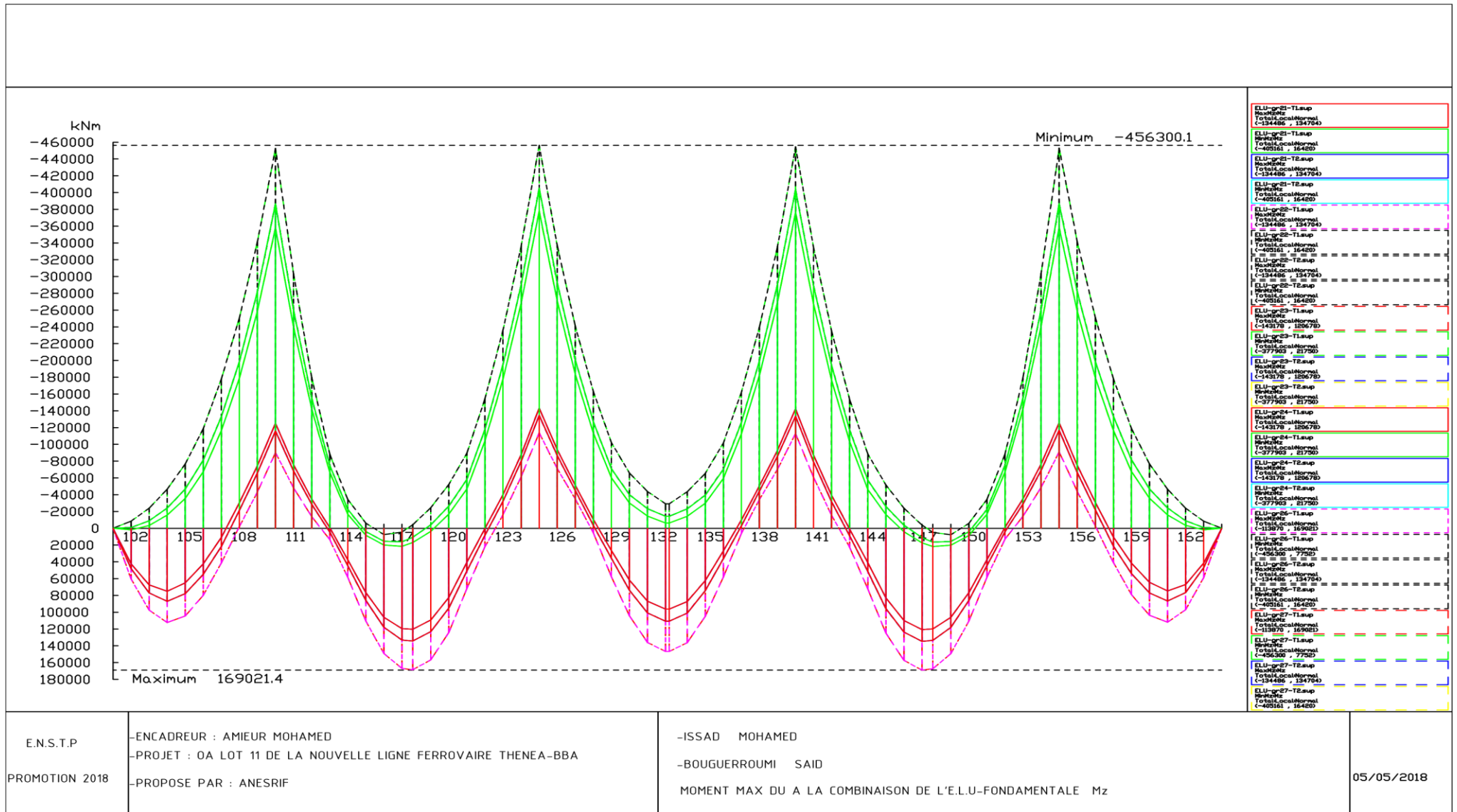


Figure VII-11: combinaison des charges mobiles aux ELU fondamental

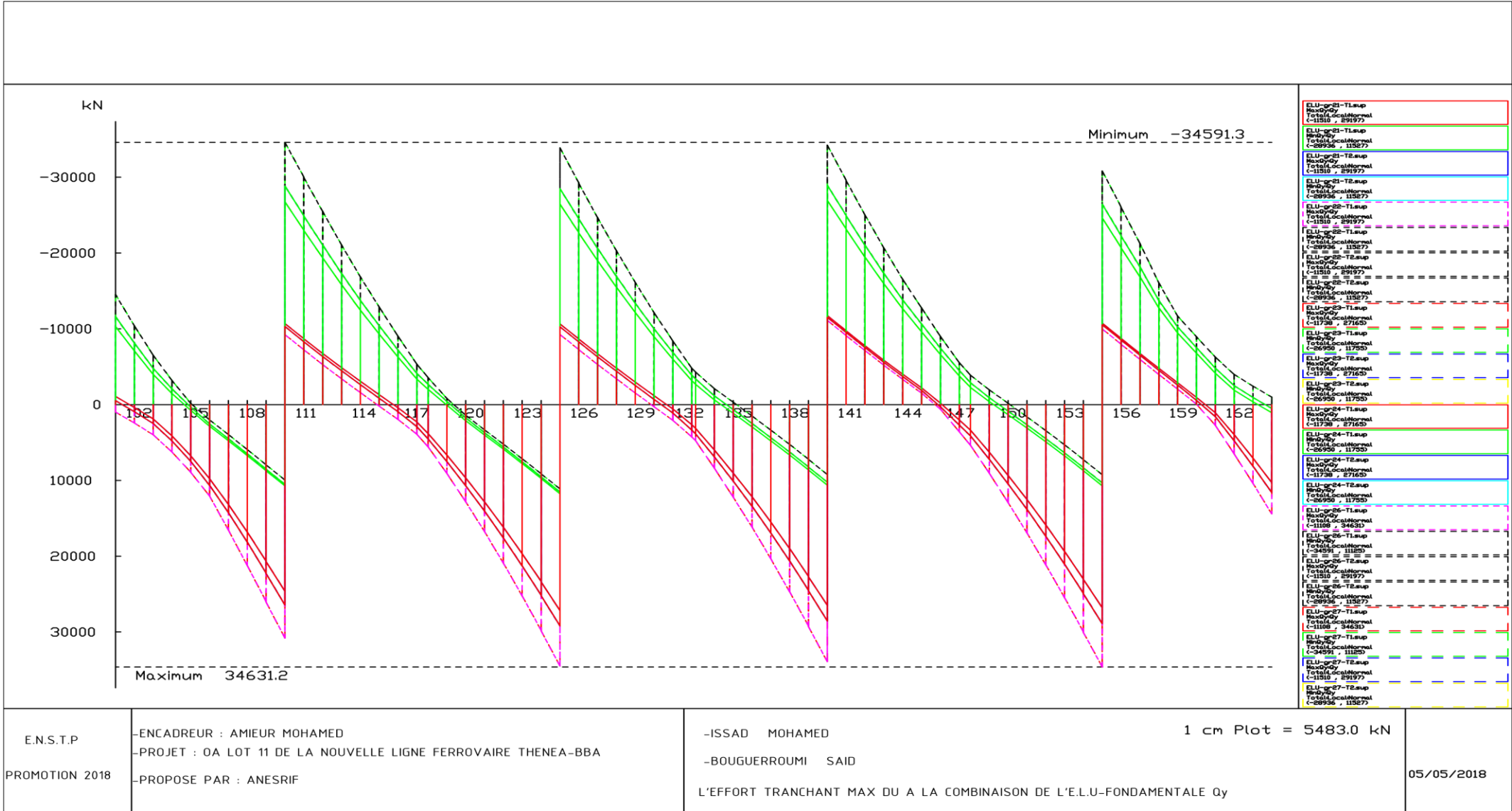


Figure VII-12: combinaison des efforts tranchant

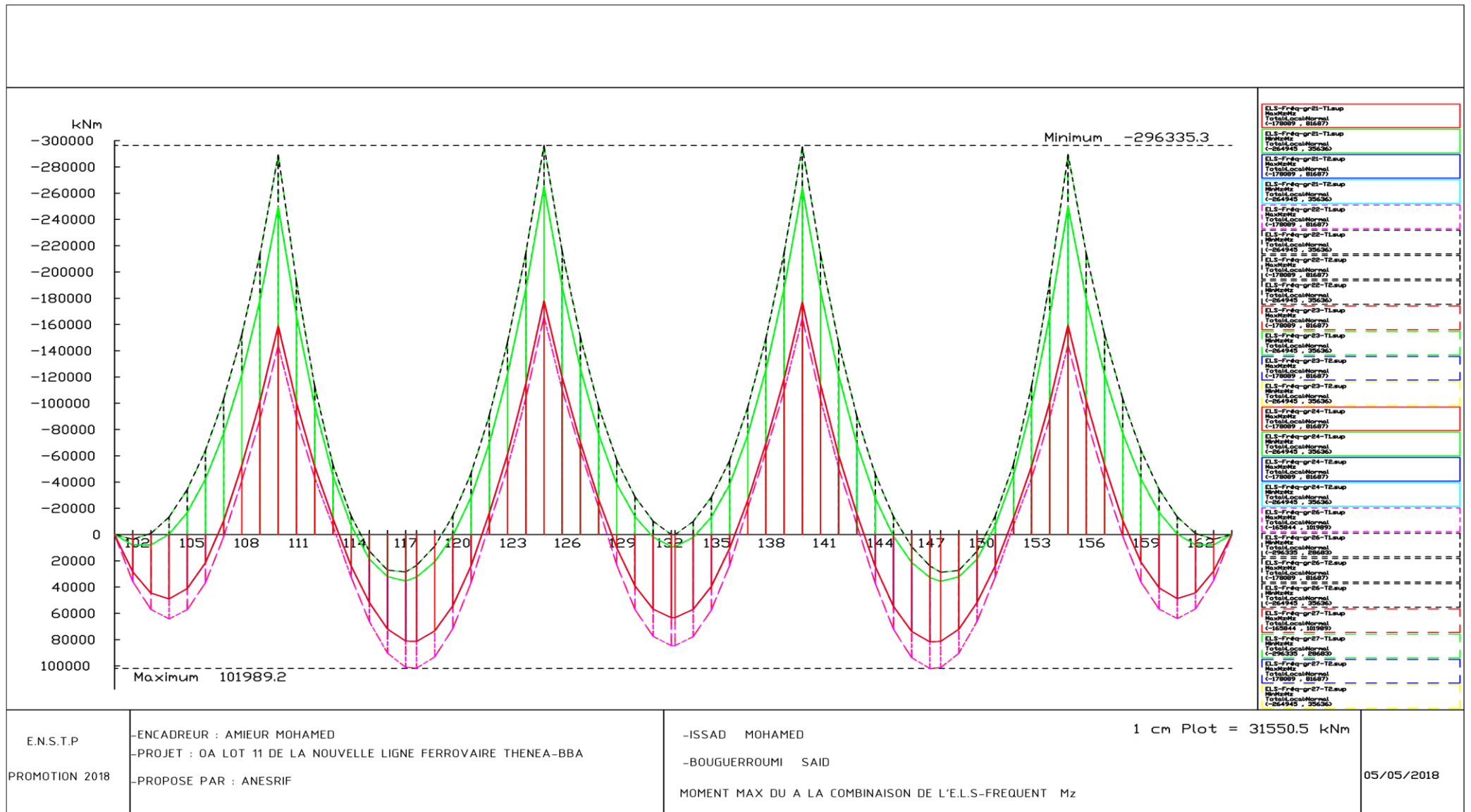


Figure VII-13: enveloppe des moments aux ELS fréquent

| | | | | |
|-----------------------------|---|---|-------------------------|------------|
| E.N.S.T.P PROMOTION 2018 | -ENCADREUR : AMIEUR MOHAMED -PROJET : OA LOT 11 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVAIRE THENEA-BBA -PROPOSE PAR : ANESRIF | -ISSAD MOHAMED -BOUGUERROUMI SAID MOMENT MAX DU A LA COMBINAISON DE L'E.L.S-FREQUENT Mz | 1 cm Plot = 31550.5 kNm | 05/05/2018 |
|-----------------------------|---|---|-------------------------|------------|

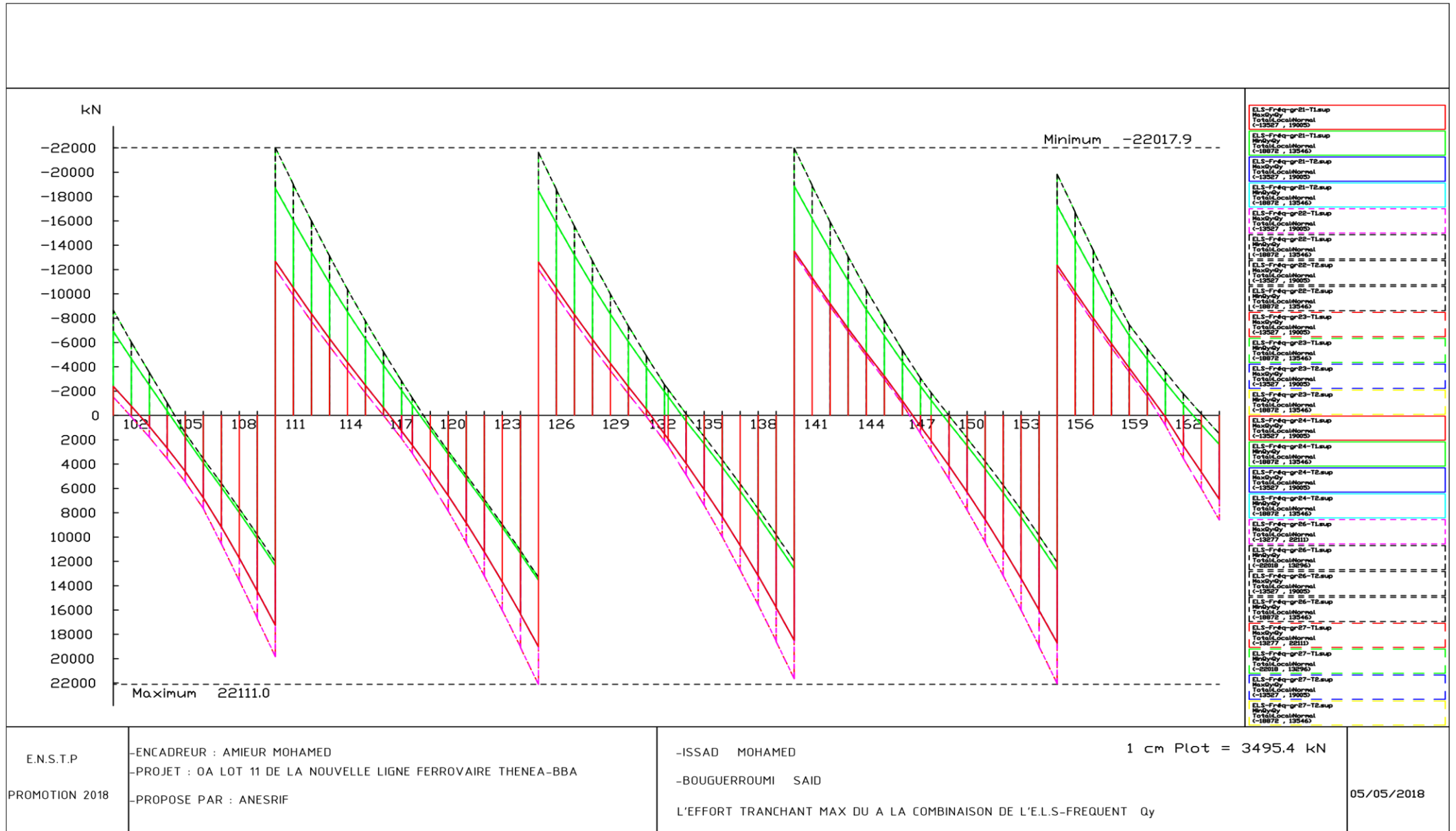
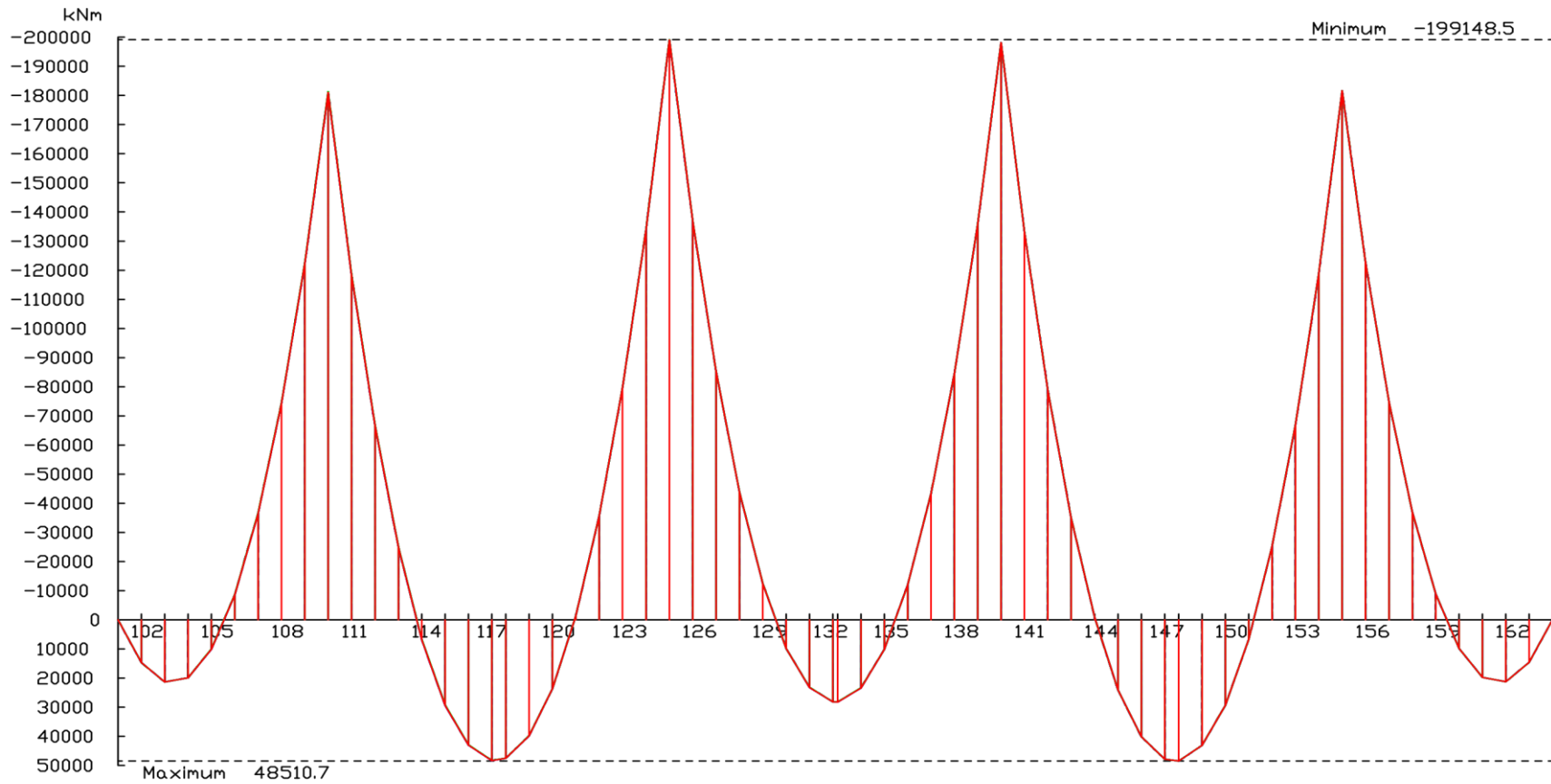


Figure VII-14: enveloppe des efforts tranchant aux ELS fréquent

| | | | |
|----------------|--|--|-----------------------|
| E.N.S.T.P | -ENCADREUR : AMIEUR MOHAMED | -ISSAD MOHAMED | 1 cm Plot = 3495.4 kN |
| PROMOTION 2018 | -PROJET : OA LOT 11 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVAIRE THENEA-BBA | -BOUGUERROUMI SAID | 05/05/2018 |
| | -PROPOSE PAR : ANESRIF | L'EFFORT TRANCHANT MAX DU A LA COMBINAISON DE L'E.L.S.-FREQUENT Qy | |



| |
|---|
| ELS-Q-pr21-T1.sup MaxMz(k) TotalLocalNormal (-199149 , 48511) |
| ELS-Q-pr21-T2.sup MaxMz(k) TotalLocalNormal (-199149 , 48503) |
| ELS-Q-pr21-T3.sup MaxMz(k) TotalLocalNormal (-199149 , 48511) |
| ELS-Q-pr21-T4.sup MaxMz(k) TotalLocalNormal (-199149 , 48503) |
| ELS-Q-pr21-T5.sup MaxMz(k) TotalLocalNormal (-199149 , 48511) |
| ELS-Q-pr21-T6.sup MaxMz(k) TotalLocalNormal (-199149 , 48503) |
| ELS-Q-pr21-T7.sup MaxMz(k) TotalLocalNormal (-199149 , 48511) |
| ELS-Q-pr21-T8.sup MaxMz(k) TotalLocalNormal (-199149 , 48503) |
| ELS-Q-pr21-T9.sup MaxMz(k) TotalLocalNormal (-199149 , 48511) |
| ELS-Q-pr21-T10.sup MaxMz(k) TotalLocalNormal (-199149 , 48503) |
| ELS-Q-pr21-T11.sup MaxMz(k) TotalLocalNormal (-199149 , 48511) |
| ELS-Q-pr21-T12.sup MaxMz(k) TotalLocalNormal (-199149 , 48503) |
| ELS-Q-pr21-T13.sup MaxMz(k) TotalLocalNormal (-199149 , 48511) |
| ELS-Q-pr21-T14.sup MaxMz(k) TotalLocalNormal (-199149 , 48503) |
| ELS-Q-pr21-T15.sup MaxMz(k) TotalLocalNormal (-199149 , 48511) |
| ELS-Q-pr21-T16.sup MaxMz(k) TotalLocalNormal (-199149 , 48503) |
| ELS-Q-pr21-T17.sup MaxMz(k) TotalLocalNormal (-199149 , 48511) |
| ELS-Q-pr21-T18.sup MaxMz(k) TotalLocalNormal (-199149 , 48503) |
| ELS-Q-pr21-T19.sup MaxMz(k) TotalLocalNormal (-199149 , 48511) |
| ELS-Q-pr21-T20.sup MaxMz(k) TotalLocalNormal (-199149 , 48503) |

| | | | |
|----------------|--|---|-------------------------|
| E.N.S.T.P | -ENCADREUR : AMIEUR MOHAMED | -ISSAD MOHAMED | 1 cm Plot = 19616.6 kNm |
| PROMOTION 2018 | -PROJET : OA LOT 11 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVAIRE THENEA-BBA | -BOUGUERROUMI SAID | |
| | -PROPOSE PAR : ANESRIF | MOMENT MAX DU A LA COMBINAISON DE L'E.L.S.-QASI-PERMANENTE Mz | 05/05/2018 |

Figure VII-15: enveloppe des moments aux ELS quasi-permanent

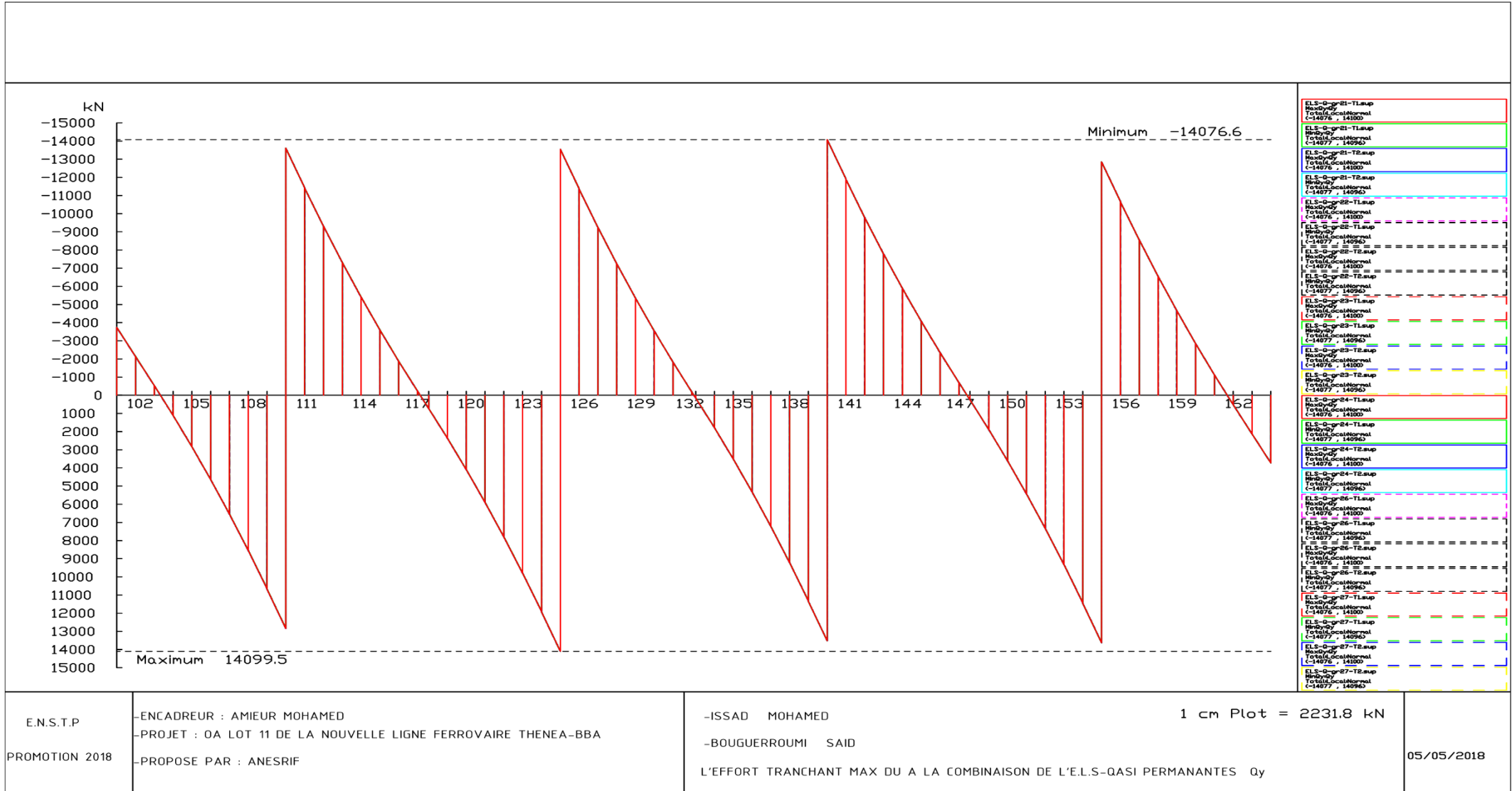


Figure VII-16: enveloppe des efforts tranchant aux ELS quasi-permanent

| | | | | |
|----------------|---|---|-----------------------|------------|
| E.N.S.T.P | -ENCADREUR : AMIEUR MOHAMED -PROJET : OA LOT 11 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVAIRE THENEA-BBA | -ISSAD MOHAMED -BOUGUERROUMI SAID | 1 cm Plot = 2231.8 kN | |
| PROMOTION 2018 | -PROPOSE PAR : ANESRIF | L'EFFORT TRANCHANT MAX DU A LA COMBINAISON DE L'E.L.S-QASI PERMANANTES Qy | | 05/05/2018 |

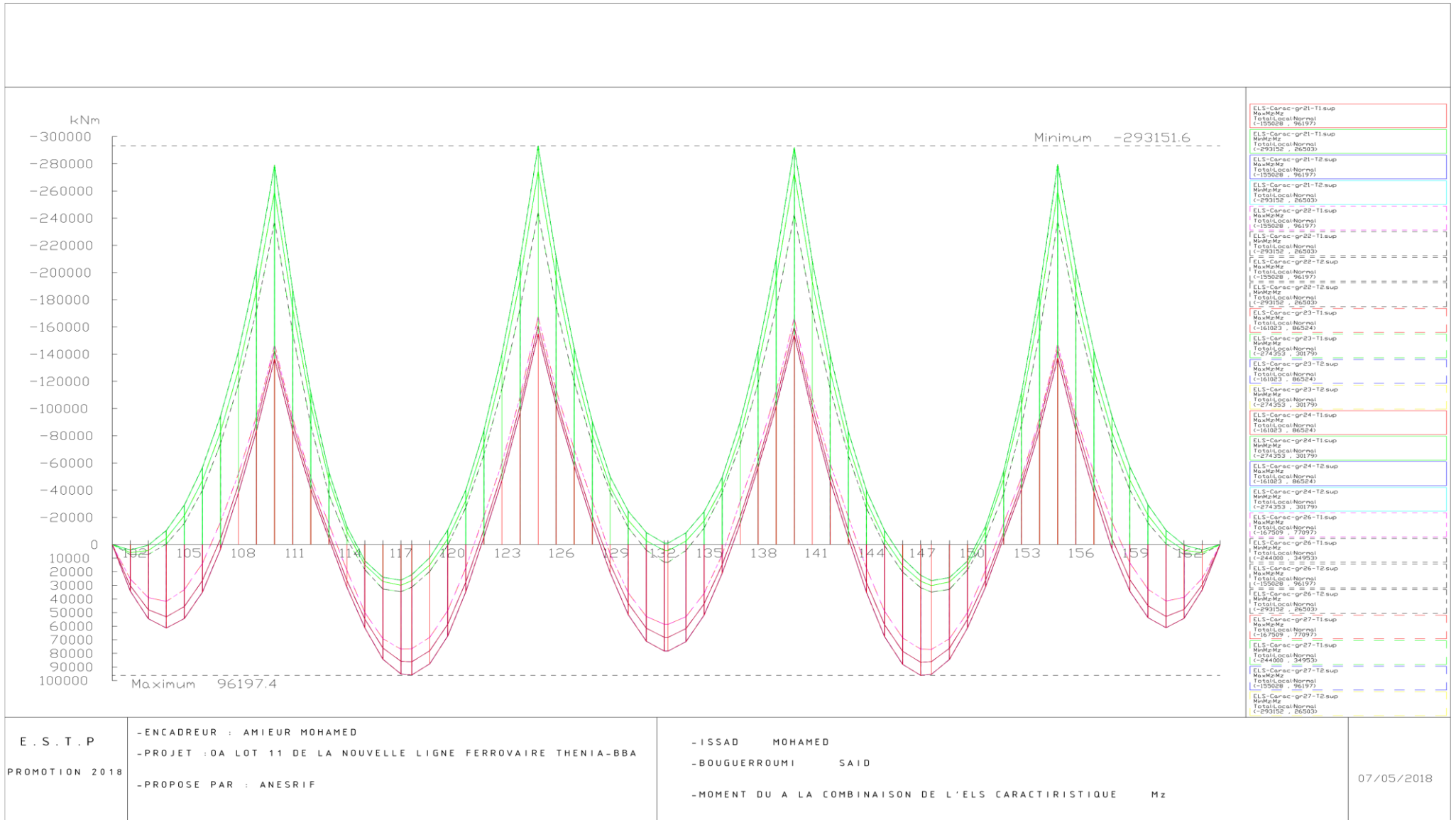


Figure VII-17: enveloppe du moment aux ELS caractéristique

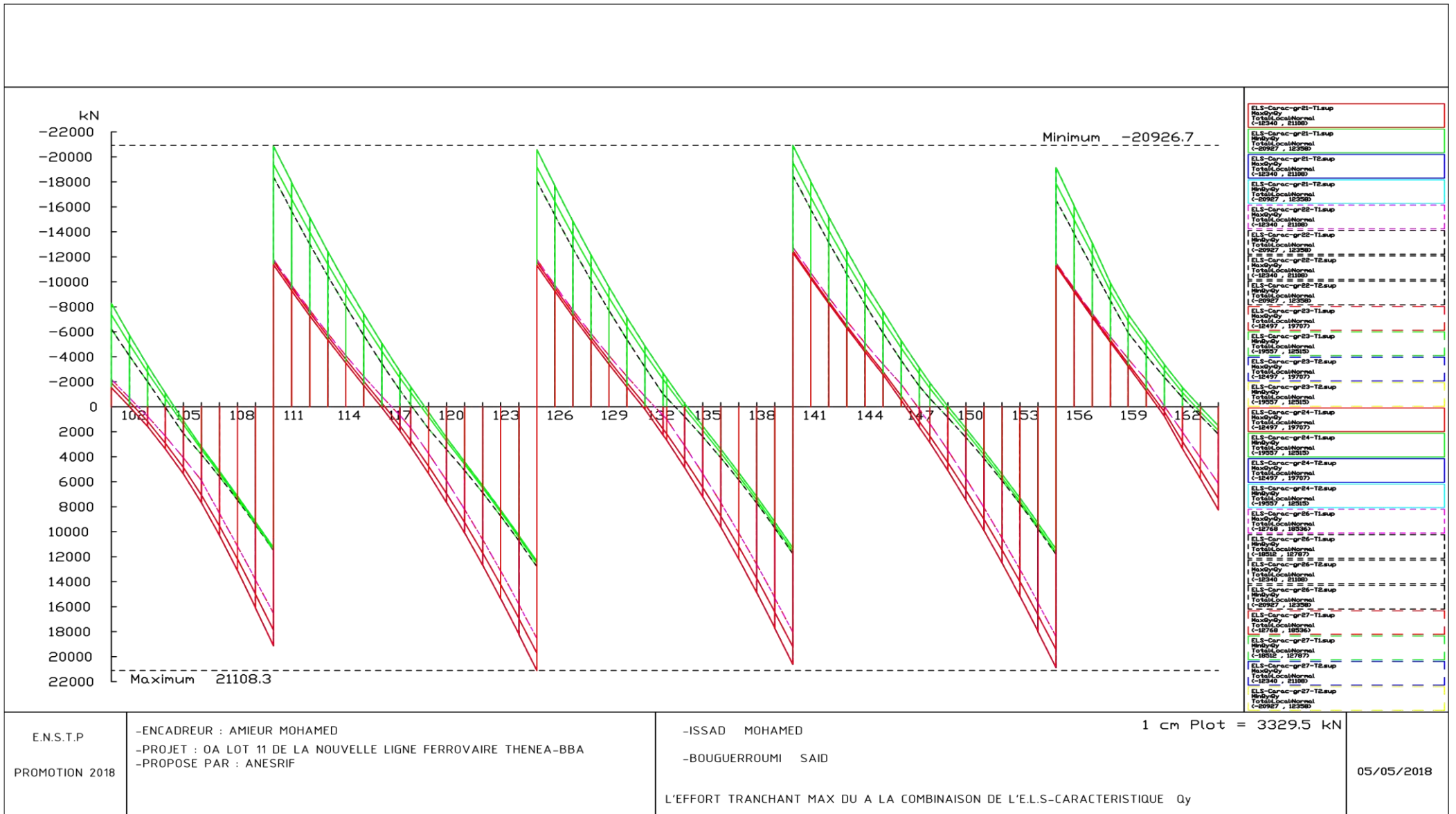


Figure VII-18: enveloppe des efforts tranchant aux ELS caractéristique

VII.1 Dimensionnement des armatures passives à l'ELU

On a :

$$A_s f_{ys} Z_s + A_p \times f_{yp} \times Z_p \geq M^{max}$$

$$A_s f_{ys} Z_s \geq M^{max} - A_p f_{yp} Z_p \quad d'o\grave{u} \quad A_s \geq \frac{M^{max} - A_p f_{yp} Z_p}{f_{ys} \times Z_s}$$

$$Z_s = 0.9 ds \quad tq: \quad ds = h - \left(c + \phi t + \frac{\phi l}{2} \right)$$

$$Z_p = 0.9 dp \quad tq: \quad dp = h - \left(c + \phi t + \phi l + \phi g + \frac{e_{vp}}{2} \right)$$

VII.1.1 Dimensionnement des armatures longitudinale dans la section sur pile

$$ds = 4.5 - \left(0.05 + 0.014 + \frac{0.032}{2} \right)$$

$$\rightarrow ds = 4.42 m$$

$$Z_s = 0.9 ds \quad \rightarrow \quad Z_s = 0.9 \times 4.42$$

$$\rightarrow Z_s = 3.98m$$

$$dp = 4.5 - \left(0.05 + 0.014 + 0.032 + 0.08 + \frac{0.1}{2} \right)$$

$$\rightarrow dp = 4.27m$$

$$Z_p = 0.9 \times 4.27 \quad \rightarrow \quad Z_p = 3.84m$$

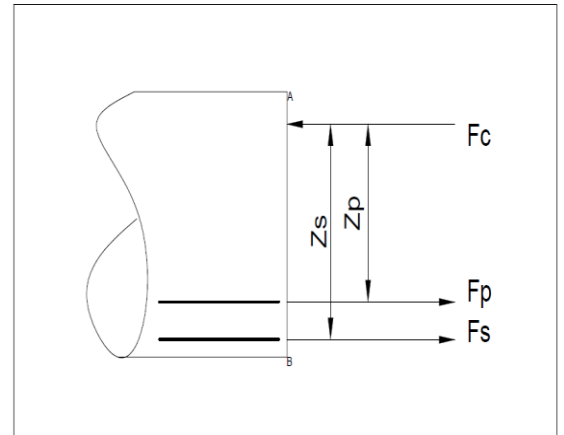


Figure VII-19: Section sur pile

$$A_s \geq \frac{456300 - 0.057 \times 1860 \times 3.84 \times 10^3}{348 \times 3.89 \times 10^3} \rightarrow A_s = 0.03633 m^2 \rightarrow A_s = 363.30 cm^2$$

Soit 4HA/ml tel que $A_s = 369.84 cm^2$

On niveau de la nappe inferieure on opte pour des aciers constructives

$$A_s = 0.6\% A_p = \frac{0.6}{100} \times 10.71 \quad \rightarrow \quad A_s = 272.76 Cm^2$$

Soit 3 HA32/ml.

VII.1.2 Dimensionnement des armatures longitudinale dans la section à la clé

$$ds = 2.40 - \left(0.05 + 0.014 + \frac{0.032}{2} \right)$$

$$\rightarrow ds = 2.32 m$$

$$Z_s = 0.9 ds \quad \rightarrow \quad Z_s = 0.9 \times 2.32$$

$$\rightarrow Z_s = 2.09 m$$

$$dp = 2.4 - \left(0.05 + 0.014 + 0.032 + 0.08 + \frac{0.08}{2} \right)$$

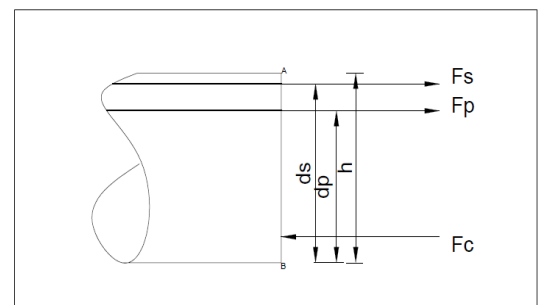


Figure VII-20: Section à la clé

→ $dp = 2.18 m$

$Zp = 0.9 \times 2.18 \rightarrow Zp = 1.96m$

$$As \geq \frac{169021 - 0.034 \times 1860 \times 1.96 \times 10^3}{348 \times 2.09 \times 10^3} \rightarrow As = 0.06196 m^2 \rightarrow As = 619.60 cm^2$$

Soit 10 HA32/ml dont $As = 627.12 cm^2$

VII.1.3 Vérification des dalles de compression

– Sur pile (vérification de la dalle inférieure) à l’ELU

$\sigma_{max} \leq \sigma_{adm}$

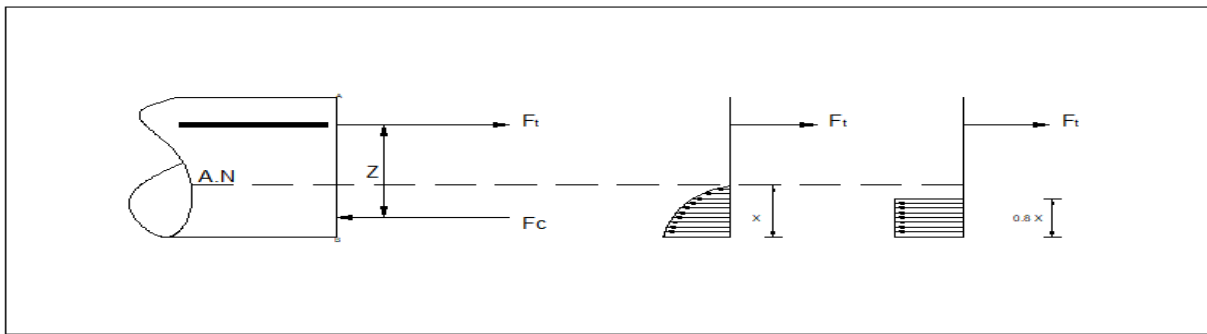


Figure VII-21 : description des efforts

$F_c = F_t$ tq : $F_c = 0.8 x \sigma_{adm} b_{inf}$ et $F_t = \sigma_s A_s + \sigma_p A_p$

Donc :

$$0.8 x \sigma_{adm} b_{inf} = \sigma_s A_s + \sigma_p A_p \rightarrow x = \frac{\sigma_s A_s + \sigma_p A_p}{0.8 \sigma_{adm} b_{inf}}$$

$$x = \frac{348 \times 0.0369 + 1476 \times 0.75 \times 0.057}{0.8 \times 21 \times 4} \rightarrow x = 1.13 m$$

$$\sigma_{max} = \frac{F_c}{A_c} \rightarrow \sigma_{max} = \frac{-(0.8 \times 21 \times 1.13 \times 4)}{4.14} \quad d'o\grave{u}$$

$\sigma_{max} = |-18.34| \leq \sigma_{adm} = |-21| MPa$

– **Vérification de la dalle de compression supérieure à la clé**

$\sigma_{max} \leq \sigma_{adm}$

$F_c = F_t$ tq : $F_c = 0.8 x \sigma_{adm} b_{sup}$ et $F_t = \sigma_s A_s + \sigma_p A_p$ Donc :

$$0.8 x \sigma_{adm} b_{sup} = \sigma_s A_s + \sigma_p A_p \rightarrow x = \frac{\sigma_s A_s + \sigma_p A_p}{0.8 \sigma_{adm} b_{sup}}$$

Chapitre VII : Dimensionnement et vérifications

$$x = \frac{348 \times 0.0627 + 1476 \times 0.75 \times 0.034}{0.8 \times 21 \times 12.80} \rightarrow x = 0.27 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{F_c}{A_c} \rightarrow \sigma_{max} = \frac{-(0.8 \times 21 \times 0.27 \times 12.80)}{3.37} \quad d'où$$

$$\sigma_{max} = |-17.22| \leq \sigma_{adm} = |-21| \text{ MPa} \quad \text{c.q.f.d}$$

VII.1.4 Vérification des bielles de compression à l'ELU

$$\sigma'_{max} \leq \sigma_{adm}$$

$$Tq : \sigma'_{max} = \frac{Vu}{2a bw} \quad \text{où : } a=Z \rightarrow a = 3.98 \text{ m}$$

$$\sigma'_{max} = \frac{34631}{2 \times 3.89 \times 0.8} \rightarrow \sigma'_{max} = 5.44 \text{ MPa}$$

VII.1.5 Vérification de la flèche due au poids propre aux ELS

1. A t=t0

$$f = \frac{L}{700} \rightarrow f = \frac{73}{700} \rightarrow f = 0.10 \text{ m}$$

On a : la flèche due au poids propre est de $f = 0.804 \text{ m} \leq 0.10 \text{ m} \quad \text{c.q.f.d}$

2. A t=t∞

$$f = f(\text{poids propre}) + f(\text{retrait et fluage}) \rightarrow f = 0.28 \text{ m}$$

VII.1.6 Vérification des contraintes et des efforts tranchants

En premier lieu, on choisit des cadre de $\emptyset 14$

$$\frac{A_{sw}}{S} = \frac{Td^{max}}{f_y \times Z \times \cotg \alpha} \rightarrow \frac{A_{sw}}{S} = \frac{34631}{348 \times 3.89 \times 1} \rightarrow \frac{A_{sw}}{S} = 0.025 \text{ m}$$

$$S = \frac{A_{sw}}{0.025}; A_{sw} = 1.54 \text{ m pour un cadre de } \emptyset 14$$

On opte pour deux cadre de $\emptyset 14$ pour chaque âme

$$S = \frac{12.32}{0.025 \times 10^2} \rightarrow S = 4.90 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$$

Donc on choisit des cadres de $\emptyset 16$.

$$\frac{A_{sw}}{S} = \frac{Td^{max}}{f_y \times Z \times \cotg \alpha}$$

$$\rightarrow \frac{A_{sw}}{S} = \frac{34631}{348 \times 3.89 \times 1} \rightarrow \frac{A_{sw}}{S} = 0.025 \text{ m}$$

$$S = \frac{A_{sw}}{0.025}; A_{sw} =$$

2.01 m pour un cadre de $\emptyset 16$; On opte pour deux cadre de $\emptyset 16$ pour chaque âme ;

$$S = \frac{16.08}{0.025 \times 10^2} \rightarrow S = 6.43 \text{ cm}; \text{ On choisit un espacement des cadres de } 6 \text{ cm.}$$

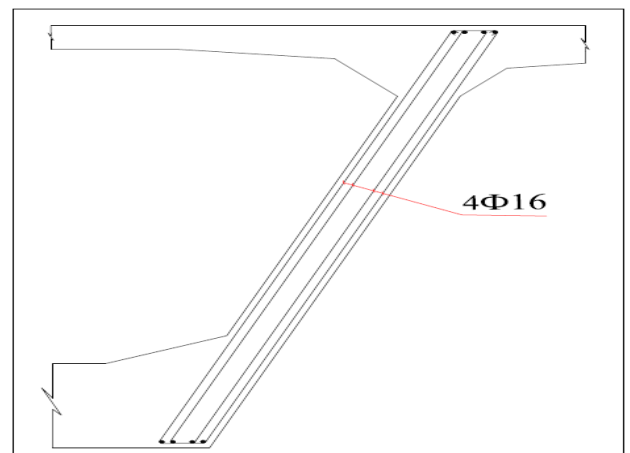


Figure VII-22: Disposition des cadres dans l'âme du caisson

Chapitre VIII : Etude transversale

Chapitre VIII : Etude transversale

VIII.1 Introduction

L'étude transversale sert à déterminer les armatures passives transversales et longitudinales de chaque éléments de voussoir (âme, dalle supérieure, dalle inférieure).

Le dimensionnement des aciers se fait avec les sollicitations les plus défavorables sur les deux sections les plus sollicitées par ces derniers (section sur pile et à la clé).

VIII.2 Les charges considérées pour le dimensionnement

- Les charges permanentes telles que le poids propre, ballast équipement de la superstructure.
- Les surcharges d'exploitations sur une bande d'un mètre linéaire.

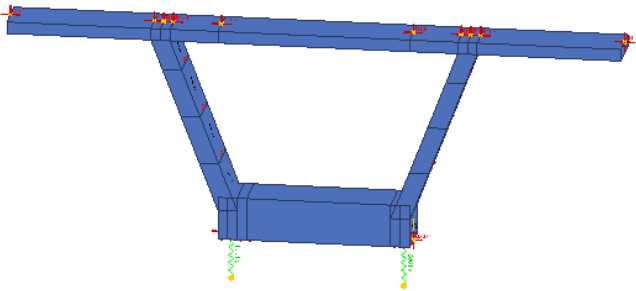


Figure VIII-1: section du caisson modélisée

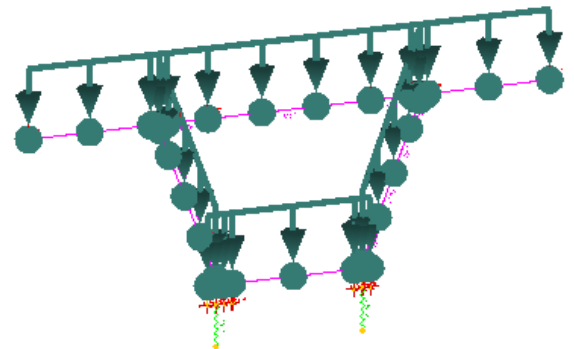


Figure VIII-2: Représentation du poids propre du caisson

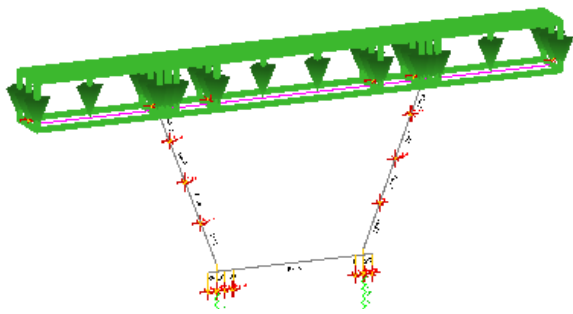


Figure VIII-4: Poids du ballast et équipements de la superstructure

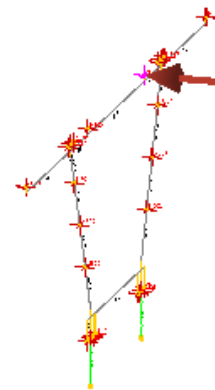


Figure VIII-3 : Effort d'accélération et (freinage (-1))

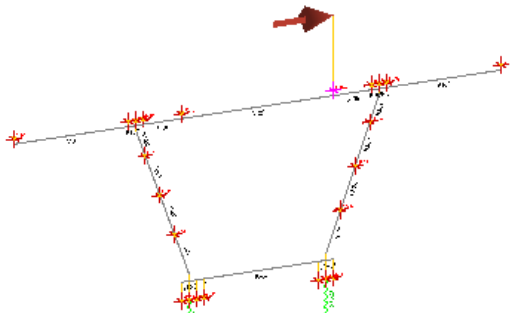


Figure VIII-5: Effort du centrifuge

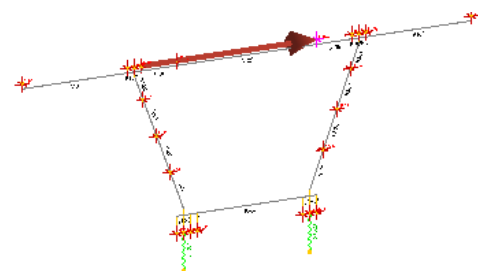


Figure VIII-6: Effort du Lacet

Chapitre VIII : Etude transversale

VIII.3 Détermination des sollicitations

Les utilisées pour le dimensionnement sont obtenue avec la combinaison ELU-fondamentale.

Tableau VIII-1: Les efforts intérieurs du voussoir sur pile

| | Dalle supérieur | Ame | Dalle inferieur |
|-----------------------|-----------------|-----|-----------------|
| Moment négatif (KN.m) | 541 | 570 | 292 |
| Moment positif (KN.m) | 213 | 430 | 245 |

VIII.3.1 Le dimensionnement

On va s'intéresser à détailler le ferrailage de l'hourdis supérieur dans les calculs suivants, les autres éléments sans résumés dans le tableau ci-dessous.

$$b = 1.00 \text{ ml}$$

$$h = 0.25 \text{ m}$$

$$A_s \geq M_u / (Z \sigma_s)$$

– **Nappe supérieure**

$$M_u = 541 \text{ KN/ml}$$

$$Z = 0.9 d \rightarrow Z = 0.9 (h - c) \rightarrow Z = 0.9 (0.25 - 0.05)$$

$$\text{D'où : } Z = 0.167 \text{ m}$$

$$A_s \geq 541 \frac{10^{-3}}{0.167 \cdot 348} \rightarrow A_s = 93.09 \text{ cm}^2$$

On choisit 12HA32/ml

– Condition de non fragilité

$$A_{smin} = 0.6 A_b = 0.6 \frac{0.25}{100} \rightarrow A_{smin} = 15.00 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{smin} \text{ C.Q.F.D}$$

– **Nappe supérieure**

$$M_u = 213 \text{ KN/ml}$$

$$Z = 0.9 d \rightarrow Z = 0.9 (h - c) \rightarrow Z = 0.9 (0.25 - 0.05)$$

$$\text{D'où : } Z = 0.167 \text{ m}$$

$$A_s \geq 213 \frac{10^{-3}}{0.167 \cdot 348} \rightarrow A_s = 36.56 \text{ cm}^2$$

On choisit 12HA20/ml

Chapitre VIII : Etude transversale

– Condition de non fragilité

$$A_{smin} = 0.6 A_b = 0.6 \frac{0.25}{100} \rightarrow A_{smin} = 15.00 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{smin}$ C.Q.F.D

Tableau VIII-2: Ferrailage du voussoir sur pile

| | | Moment (KN.m) | Z _s (m) | A _s (cm ²) | Armature/ml |
|--------------------|--------------------|-------------------|--------------------|-----------------------------------|-------------|
| Dalle supérieur | Nappe supérieur | 541 | 0.167 | 93.09 | 12HA32/ml |
| | Nappe inférieur | 213 | 0.167 | 36.56 | 12HA20/ml |
| Ame | / | 570 | 0.302 | 54.16 | 9HA20/ml |
| Dalle inférieur | Nappe supérieur | 292 | 0.752 | 11.16 | 8HA14/ml |
| | Nappe inférieur | 245 | 0.752 | 9.36 | 8HA14/ml |

VIII.4 Etude du voussoir à la clé :

VIII.4.1 Détermination des sollicitations

Tableau VIII-3: Efforts intérieurs dans le voussoir à la clé

| | Dalle supérieur | Ame | Dalle inférieur |
|--------------------------|-----------------|-----|-----------------|
| Moment négatif (KN.m) | 523 | 470 | 29 |
| Moment positif (KN.m) | 215 | 413 | 17 |

Tableau VIII-4: Ferrailage du caisson à la clé

| | | Moment (KN.m) | Z _s (m) | A _s (cm ²) | A _s (min) | Armature/ml |
|--------------------|--------------------|-------------------|--------------------|-----------------------------------|----------------------|-------------|
| Dalle supérieur | Nappe supérieur | 523 | 0.167 | 89.99 | 15.00 | 12HA32/ml |
| | Nappe inférieur | 215 | 0.167 | 36.99 | 15.00 | 12HA20/ml |
| Ame | / | 470 | 0.302 | 44.66 | 24.00 | 13HA16/ml |
| Dalle inférieur | Nappe supérieur | 29 | 0.167 | 4.99 | 15.00 | 10HA14/ml |
| | Nappe inférieur | 17 | 0.167 | 2.925 | 15.00 | 10HA14/ml |

Chapitre IX : Etude des viaducs d'accès

IX.1 Introduction

Le béton est soumis précontraint est soumis, préalablement à un effort de compression (précontrainte), qui va permettre de contrebalancer toutes contraintes de traction provoquée par le chargement extérieures tel que les charges permanentes.

Cette précontrainte est créée par l'intermédiaire des câbles de précontrainte en acier, on désigne les câbles de précontraint par le mot acier actif. Ces câbles sont mis en tension par des vérins, en engendrant des compressions au béton.

Pour l'évaluation des câbles de précontrainte dans le cas de ce projet on va suivre trois phases de calcul qui sont :

- 1 Cas d'une poutre seule (sans hourdis supérieure)
- 2 Cas d'une poutre et l'hourdis supérieur
- 3 Cas d'une poutre, hourdis et les charges permanentes de la superstructure telle que le poids du ballast

IX.2 Caractéristiques des sections de la poutre

Tableau IX-1: Caractéristiques des sections de la poutre

| Caractéristiques mécaniques | Section d'about | | Section à mi-travée | |
|-----------------------------|-----------------|---------------|---------------------|---------------|
| | Poutre | Poutre +dalle | Poutre | Poutre +dalle |
| Iz (m ⁴) | 0.568 | 1.19 | 0.489 | 1.145 |
| Ysup (m) | 1.01 | 0.94 | 1.103 | 0.923 |
| Yinf (m) | 0.989 | 1.359 | 0.897 | 1.377 |
| A (m ²) | 1.437 | 2.11 | 1.084 | 1.756 |
| ρ | 0.40 | 0.44 | 0.45 | 0.51 |

Avec : ρ : le rendement géométrique de la section ; $\rho = \frac{I}{A \times Y_{sup} \times Y_{inf}}$

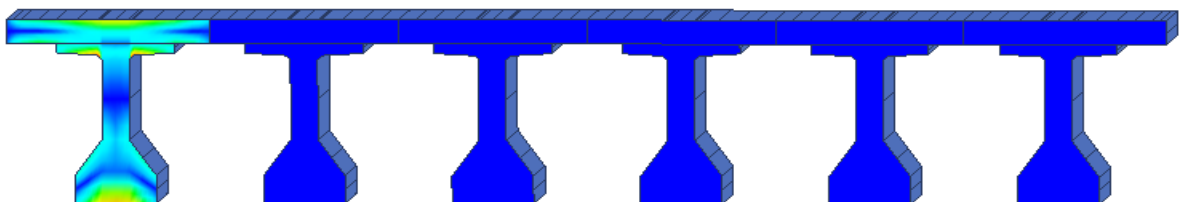


Figure IX-2: L'effet du moment sur la poutre la plus sollicitée (uniquement sous l'effet des charges permanentes)

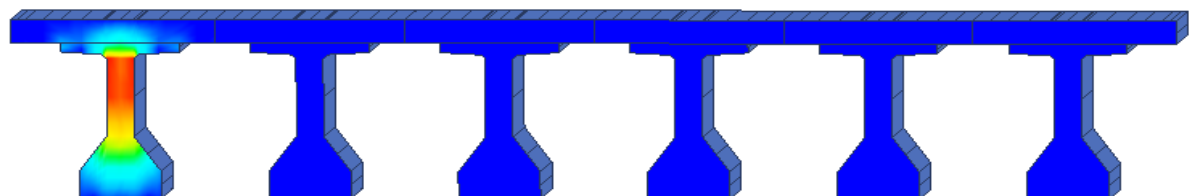


Figure IX-1: L'effet de l'effort tranchant sur la poutre de rive

Chapitre IX : Etude des viaducs d'accès

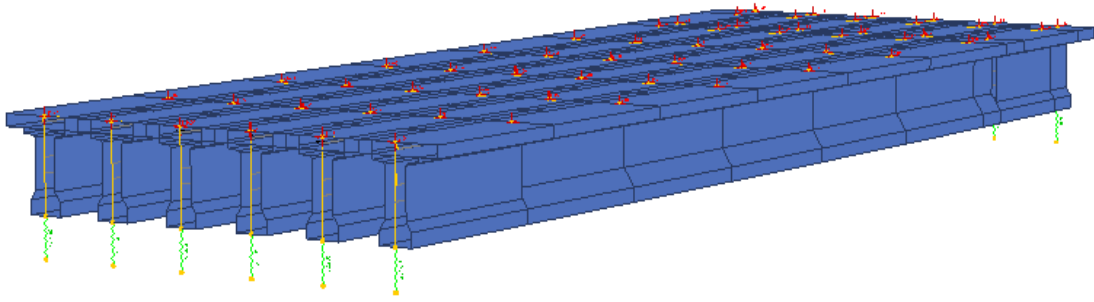


Figure IX-3: Modélisation du tablier

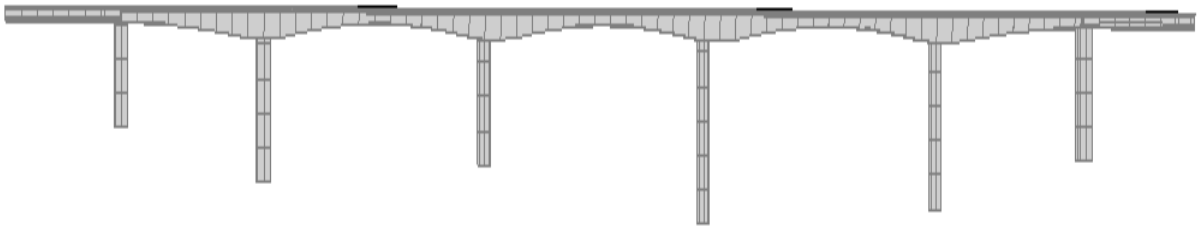


Figure IX-4: Vu en élévation du pont après réalisation des travées de rive

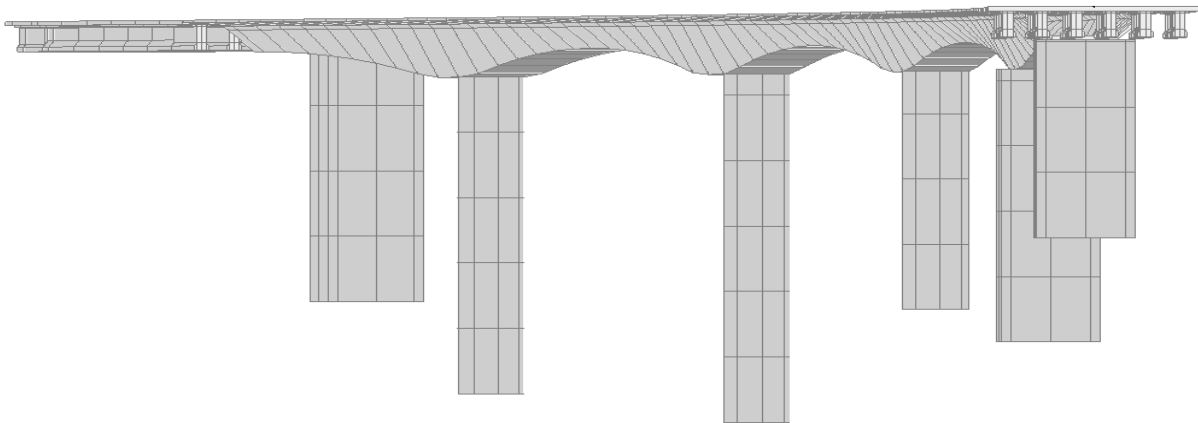


Figure IX-5: Vu en perspective du pont

Chapitre IX : Etude des viaducs d'accès

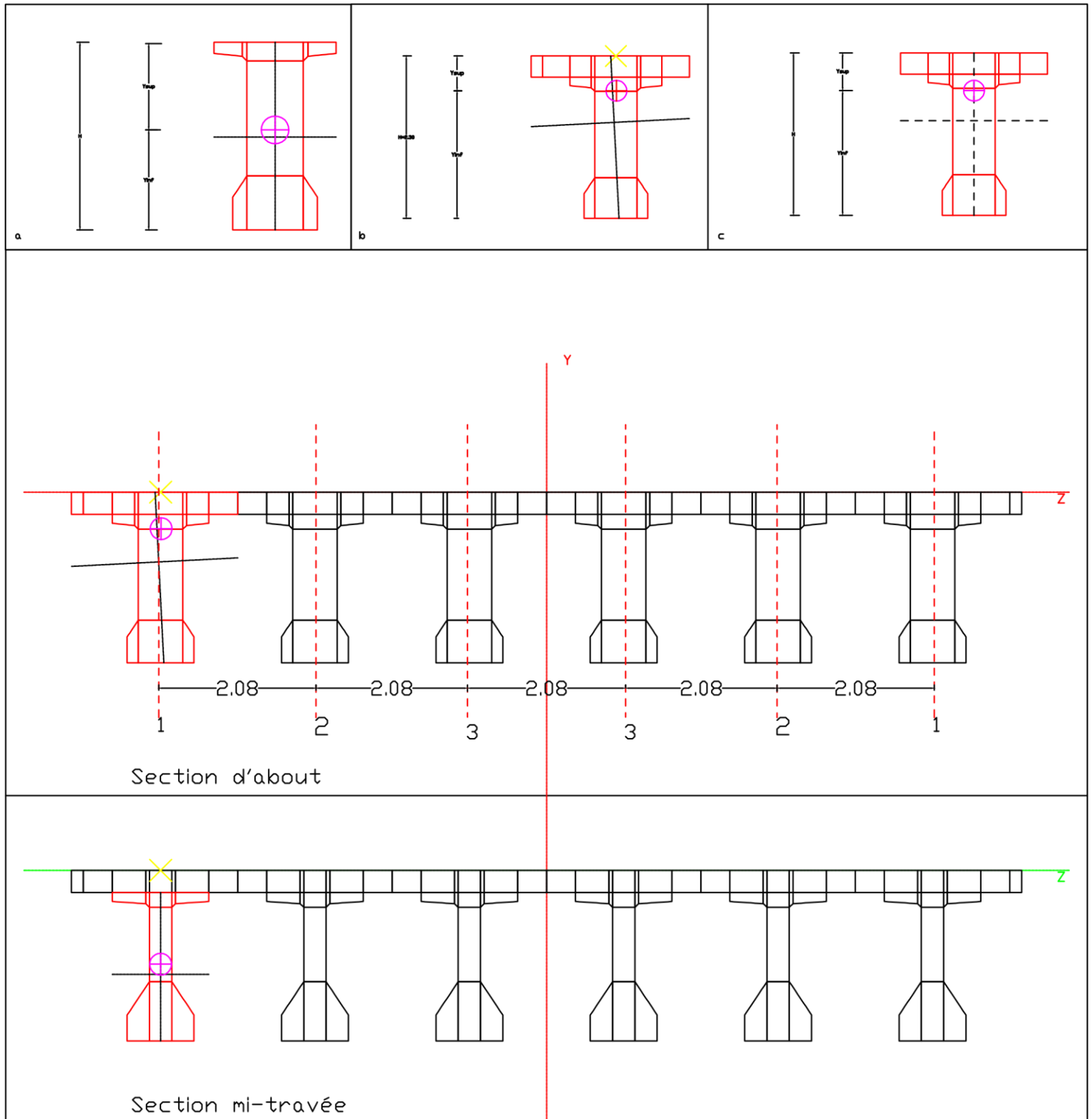
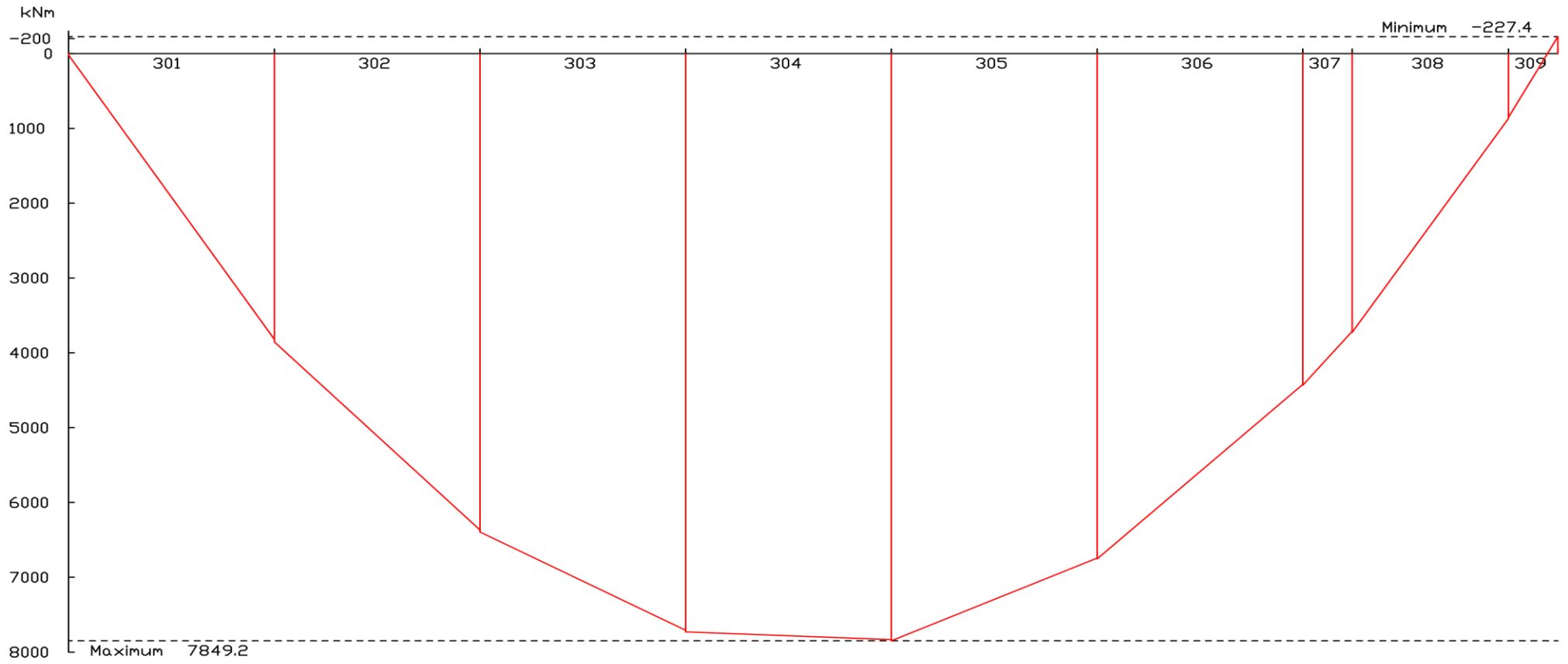


Figure IX-6: Sections et numérotations des poutres modélisées

Diagrammes de résultats de modélisation



Auteur: Bentley Systems InternalExton

Projet: POUTRE ISOSTATIQUE
BOUGUERROUMI Said

ISSAD Mohamed

ENSTP

Tracé diagramme interactif

Résultats: LC:Mz, Total Global Normal

RmSet: GUI-PLDT, Cas de Charge: PP-POUTRES-COMPO

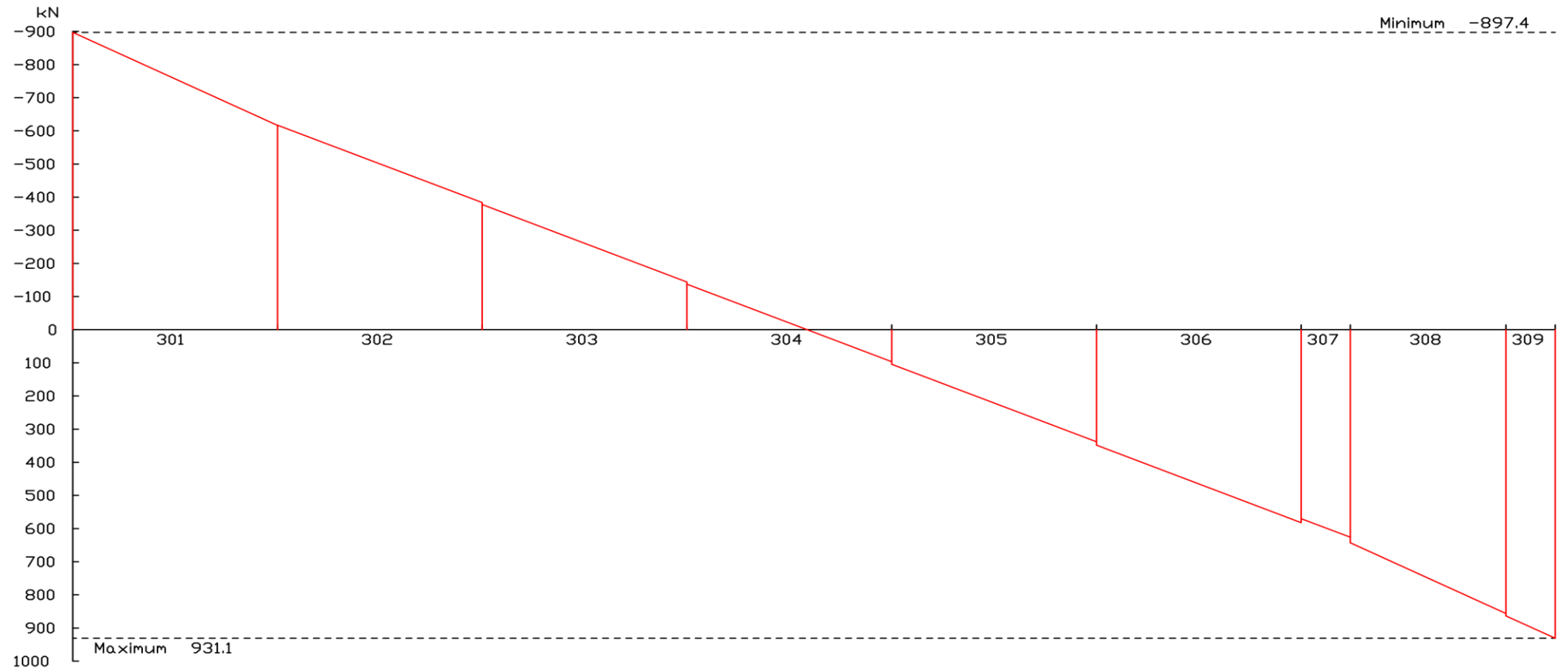
<DefaultSchedule>/dia_PP-POUTRES-COMPO_force_Mz

1 cm Plot = 639.7 kNm

0 639.7 1279.5 1919.2 2558.9 3198.7

28/05/2018
23:54

Figure IX-7: Moment fléchissant Mz sous poids poutre et Hourdis



Auteur: Bentley Systems InternalExton

Projet: POUTRE ISOSTATIQUE
BOUGUERROUMI Sald

ISSAD Mohamed

ENSTP

Tracé diagramme interactif

Résultats: LC:Qy,Total Global Normal

RmSet: GUI-PLOT, Cas de Charge: PP-POUTRES-COMPO

28/05/2018
23:55

1 cm Plot = 144.8 kN

<DefaultSchedule>/dla_PP-POUTRES-COMPO_force_Qy

0 144.8 289.7 434.5 579.3 724.2

Figure IX-8: Effort tranchant Qy sous poids propre poutre et hourdis

IX.3 Dimensionnement des câbles de précontraintes

Le dimensionnement se fait à l'ELS sous la poutre la plus sollicitée, après avoir modélisé on a conclu que la poutre la plus sollicitée sous poids propre est celle de l'extrémité.

Le calcul des câbles de précontrainte seront dimensionnée avec le moment max (figure IX-7)

IX.3.1 Détermination de nombre des câbles

Les efforts de dimensionnement :

Mg : Moment dû au poids propre de la poutre et l'hourdis donné sur la figure IX-7.

$$Mg = 7849 \text{ KN.m}$$

Les contraintes agissant au niveau de la section la plus sollicitée sont :

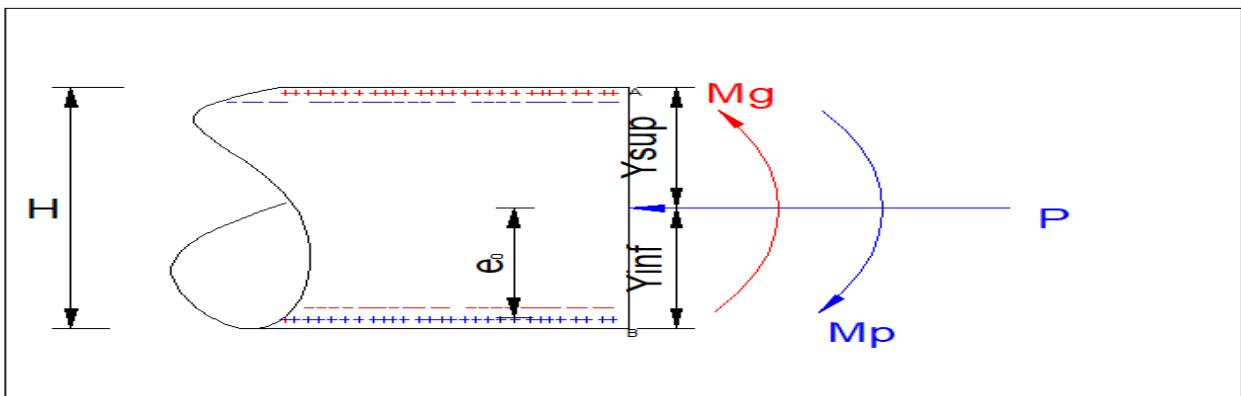


Figure IX-9: Représentation des efforts agissant sur une section

IX.3.1.1 Au niveau de la fibre inférieure

- Contraintes engendrées par l'effort de précontrainte

$$\sigma_{p_{inf}} = -\left|\frac{P}{A}\right| - \left|\frac{M_p \cdot Y_{inf}}{I_z}\right| \rightarrow \sigma_{p_{inf}} = -\left|\frac{P}{A}\right| - \left|\frac{P \cdot e_0 \cdot Y_{inf}}{I_z}\right|$$

- Contraintes dû aux charges permanentes

$$\sigma_{inf} = \left|\frac{M_g \cdot Y_{inf}}{I_z}\right|$$

On limite la contrainte de compression au niveau de la fibre inférieure on obtient :

$$0 \leq \sigma_{inf} = -\left|\frac{P}{A}\right| - \left|\frac{M_p \cdot Y_{inf}}{I_z}\right| + \left|\frac{M_g \cdot Y_{inf}}{I_z}\right| \leq \sigma_{adm} \rightarrow P \geq \frac{\left|\frac{M_g \cdot Y_{inf}}{I_z}\right|}{\frac{1}{A} + e_0 \frac{Y_{inf}}{I_z}}$$

Avec :

σ_{inf} : Contrainte de compression générée au niveau des fibres inférieure par l'application de l'effort de précontrainte.

P : Effort de la précontrainte.

Y_{inf} : La distance du centre de gravité de la section considérée a la fibre inférieure.

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

Chapitre IX : Etude des viaducs d'accès

e : L'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité $e_0 = Y_{inf} - \left[C + \frac{\varnothing g}{2} \right]$ avec :

C : enrobage minimale où , $C = 8\text{cm}$

$\varnothing g$: Diamètre de la gaine avec $\varnothing g = 8\text{cm}$

Donc :

$$e_0 = 1.357 - \left[0.08 + \frac{0.08}{2} \right] \rightarrow e_0 = 1.239\text{ m}$$

Application numérique :

$$P \geq \frac{\left| \frac{7849 \times 1.377}{1.145} \right|}{\frac{1}{1.756} + 1.25 \frac{1.377}{1.145}} \rightarrow P \geq 4554\text{ KN}$$

En première approximation, On considéré 15% des pertes de précontrainte conformément à l'eurocode.

$$P_0 = 1.15 P_\infty \rightarrow P_0 = 1.15 \cdot 4744 \rightarrow P_0 = 5237\text{ KN}$$

• Détermination du nombre des câbles :

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P_\infty}{0.75 \times P_p}; \text{ Avec :}$$

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de type 1 T15 peut L'acier des torons a les caractéristiques mécaniques suivantes :

| Contrainte de rupture garantie MPa | Contrainte élastique MPa | Section du câble $A_p(\text{mm}^2)$ | Module d'élasticité E_p MPa |
|------------------------------------|--------------------------|-------------------------------------|-------------------------------|
| 1860 | 1640 | 1680 | 195×10^5 |

La tension d'origine :

$$\sigma_{P0} = \text{Min} (0.8 f_{pk} ; 0.9 f_{p0.1k}) = \text{Min} (1488\text{ MPa} ; 1476\text{ MPa})$$

$$\sigma_{P0} = 1476\text{ MPa.}$$

$$\sigma_{P0} = P_p/S \quad P_0 = \sigma_{P0} \times S_p$$

$$P_p = 1476 \times 1680 \cdot 10^{-3} = 2479\text{ KN}$$

La détermination de nombre du câble pour un demi-fléau se fait au niveau de la section d'encastrement ou les sollicitations sont maximales.

Donc le nombre de câbles égale à :

$$n \geq \frac{5456}{0.75 \times 2479} \quad n = 2.82 \quad \text{donc soit 3 Câbles 12T15.}$$

$$\text{Où : } P_p = 3 \times 2479 \cdot 0.75 \rightarrow P_p = 5577\text{ KN}$$

Chapitre IX : Etude des viaducs d'accès

Les câbles calculés précédemment supportent seulement le poids de la poutre et hourdis, autrement dit c'est les câbles qui vont jusqu'à l'about.

- **Détermination du nombre de câbles de l'extrados**

Les efforts de dimensionnement :

Mg : Moment dû au poids propre de superstructure donné sur la Figure IX-10-a.

$$Mg = 4216 \text{ KN.m}$$

Application numérique :

$$P \geq \frac{\left| \frac{4216 \times 1.377}{1.145} \right|}{\frac{1}{1.756} + 1.25 \frac{1.377}{1.145}} \rightarrow P \geq 2446 \text{ KN}$$

En première approximation, On considère 15% des pertes de précontrainte conformément à l'eurocode.

$$P_{\infty} = 1.15 P \rightarrow P_{\infty} = 1.15 \cdot 2452 \rightarrow P_{\infty} = 2813 \text{ KN}$$

- **Détermination du nombre des câbles :**

Le nombre de câble est donné par la relation suivante :

$N \geq \frac{P_{\infty}}{0.75 \times P_0}$, on choisit des câbles de précontrainte de 19T15 pour les câbles de deuxième famille où,

$$\sigma_{P0} = \text{Min} (0.8 f_{pk} ; 0.9 f_{p0.1k}) = \text{Min} (1488 \text{ MPa} ; 1476 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{P0} = 1476 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{P0} = P_0/S \quad P_0 = \sigma_{P0} \times S_p$$

$$P_0 = 1476 \times 266010^{-3} = 3926.20 \text{ KN}$$

$$N \geq \frac{2813}{0.75 \times 3926} \quad N = 0.95 \quad \text{donc soit 1 Câbles 19T15.}$$

$$\text{Où : } P_p = 3926.20 \text{ KN}$$

Chapitre IX : Etude des viaducs d'accès

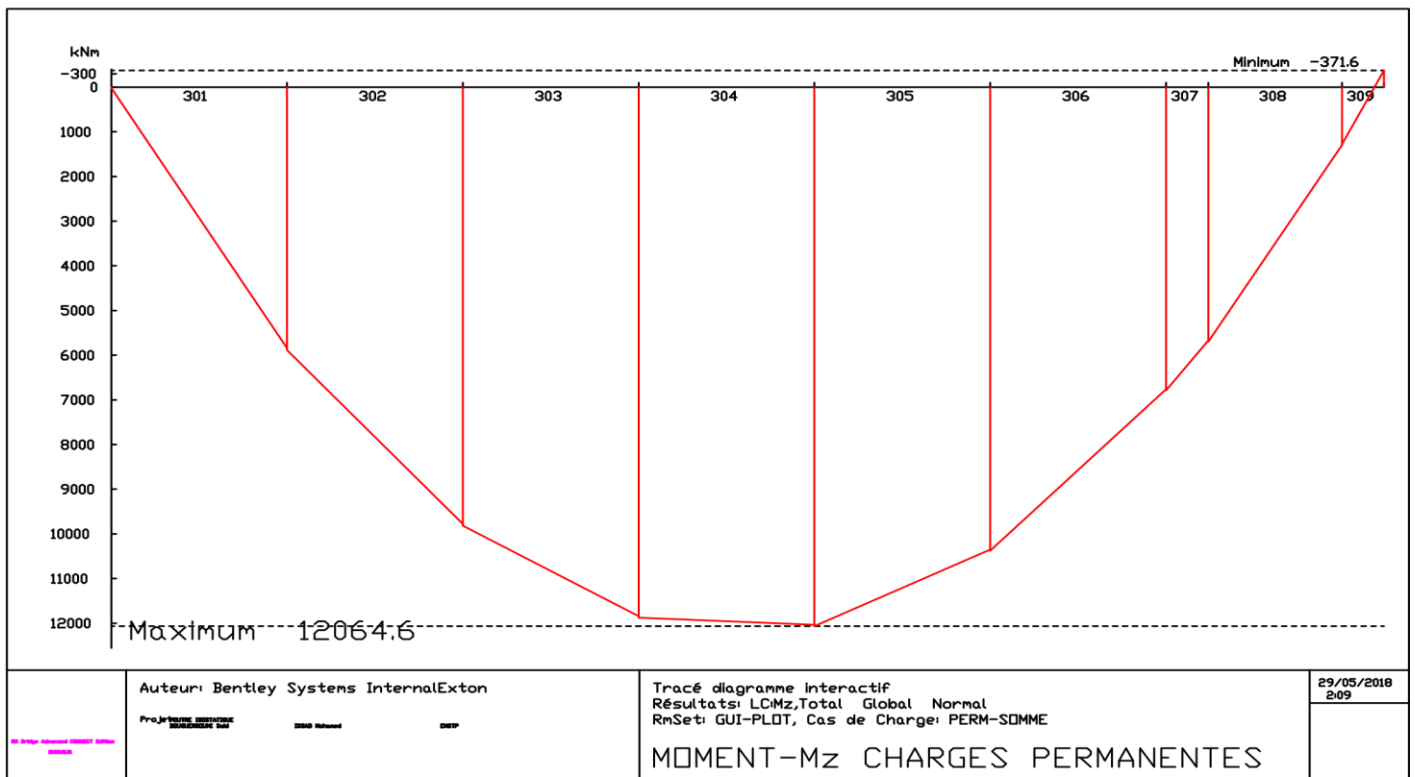
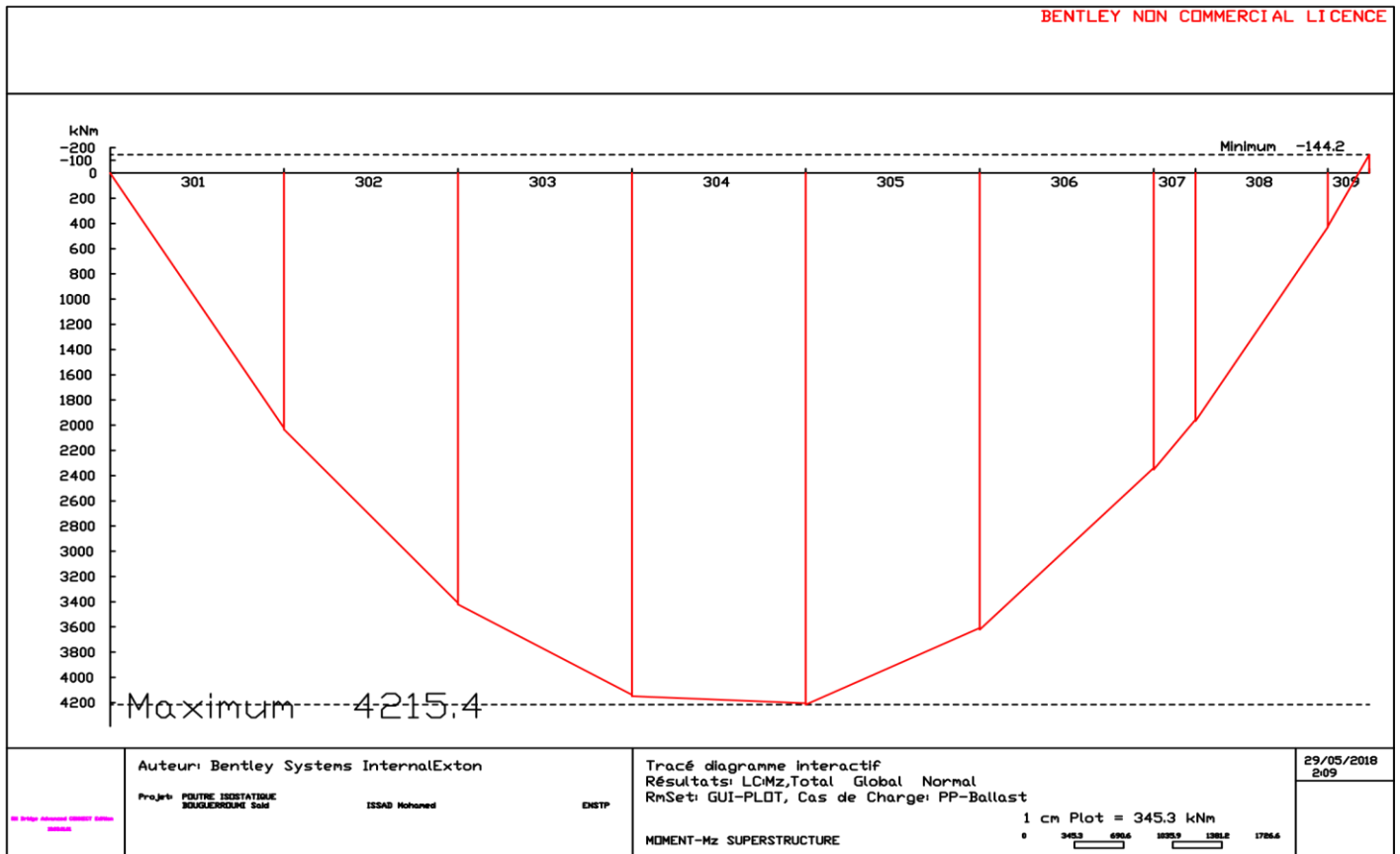


Figure IX-11: moments fléchissant dû aux charges permanentes

IX.3.2 Vérification de la borne supérieure de la précontrainte

Au niveau de la fibre supérieure on doit vérifier que les contraintes engendrées lors de la mise en précontraint restent admissibles (figure I-6).

$$\sigma_{sup} = \left| -\left|\frac{P}{A}\right| + \left|\frac{Mp \cdot Y_{sup}}{I_z}\right| - \left|\frac{Mg \cdot Y_{sup}}{I_z}\right| \right| \leq |-\sigma_{adm}|$$

$$\sigma_{adm} = 0.6 f_{ck} \rightarrow \sigma_{adm} = 21 \text{ Mpa}$$

Avec :

P : Effort dû à la précontrainte totale

AN :

$$\sigma_{sup} = \left| -\left|\frac{9596}{1.756}\right| + \left|\frac{11995 \cdot 0.923}{1.145}\right| - \left|\frac{12066 \cdot 0.923}{1.145}\right| \right| 10^{-3} \leq |-21|$$

$$\sigma_{sup} = |-7.55| \leq |-21| \quad \text{C.Q.F.D}$$

IX.4 Trace des câbles

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical ainsi que dans le plan horizontal.

IX.5 Disposition des câbles

Les câbles de précontraintes sont disposés de façon à aboutir à une résultante des forces qui coïncide avec le centre de gravité de la section d'about.

IX.5.1 Disposition des câbles à la section d'about

Pour avoir la résultante des forces au niveau du CDG on va fixer l'entraxe entre les câbles des précontraintes.

L'entraxe minimal des câbles de précontraintes est de 27 cm, conformément au catalogue Freyssinet.

Dans ce cas on choisit un entraxe de 27cm

IX.5.2 Tracé de chaque câble

Chaque câble est composé d'une partie courbe et une partie rectiligne, et la distance nécessaire pour que le câble devient rectiligne est "x".

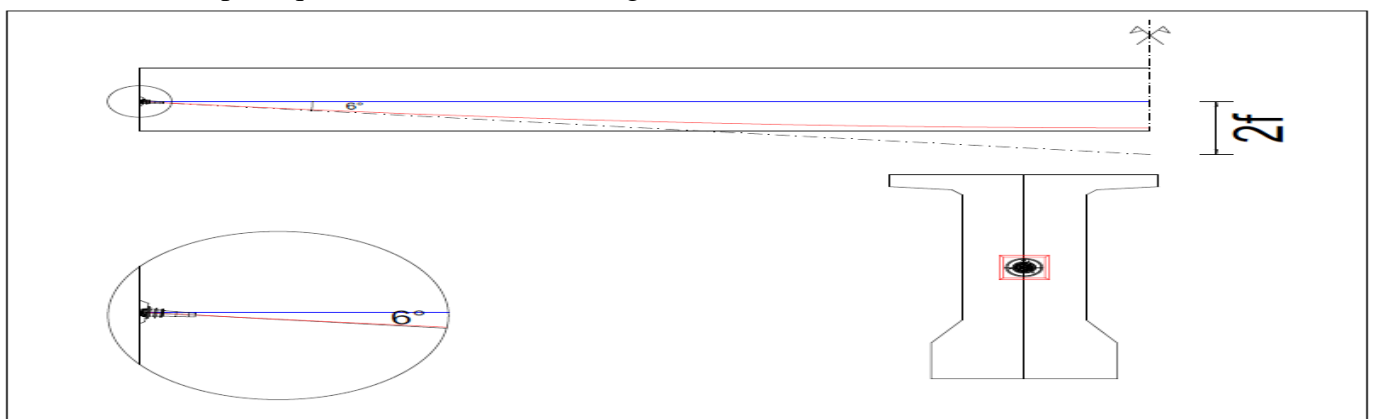


Figure IX-12: Détermination de la tangente et l'inclinaison des câbles

IX.5.3 Détermination des angles d'inclinaison de chaque câble de précontrainte

Les câbles de précontraintes ancrés dans la zone d'about sont répartie comme suit :

- Le premier câble se trouve à $y = 1.089$ m à partir de la base de la poutre
- Le deuxième câble se trouve à $y = 1.359$ m
- Le 3eme cale se situé à $y = 1.629$ m

L'équation générale des câbles est une fonction parabolique qui a la forme suivante :

$$y = a x^2 + b x + c$$

- **Détermination des inclinaisons**

A partir de la figure IX-2 on peut déduire que :

$$tg \alpha = \frac{2f}{\frac{l}{2}} \text{ Avec :}$$

f : la flèche du câble.

l : Longueur totale de la poutre

Exemple d'application :

Dans le cas de premier câble on a : $f = 0.97$ m ; $l = 36.5$ m

$$\alpha = tg^{-1} \left(\frac{2f}{\frac{l}{2}} \right) \rightarrow \alpha = tg^{-1} \left(\frac{2 \times 0.97}{\frac{36.5}{2}} \right) \rightarrow \alpha = 6^\circ$$

Tableau IX-3: Equations des câbles

| Numéro du câble | Angle d'inclinaison | Fonction de la variation |
|-----------------|---------------------|--|
| N°1 | 6° | $y = 2.9 \cdot 10^{-3} x^2 - 0.1062 x + 1.089$ |
| N°2 | 7.74° | $y = 3.72 \cdot 10^{-3} x^2 - 0.136 x + 1.359$ |
| N°3 | 8.16° | $y = 3.9 \cdot 10^{-3} x^2 - 0.143 x + 1.626$ |
| N°4 | 10.37° | $y = 5,19 \cdot 10^{-3} x^2 - 0.189x + 2.038$ |

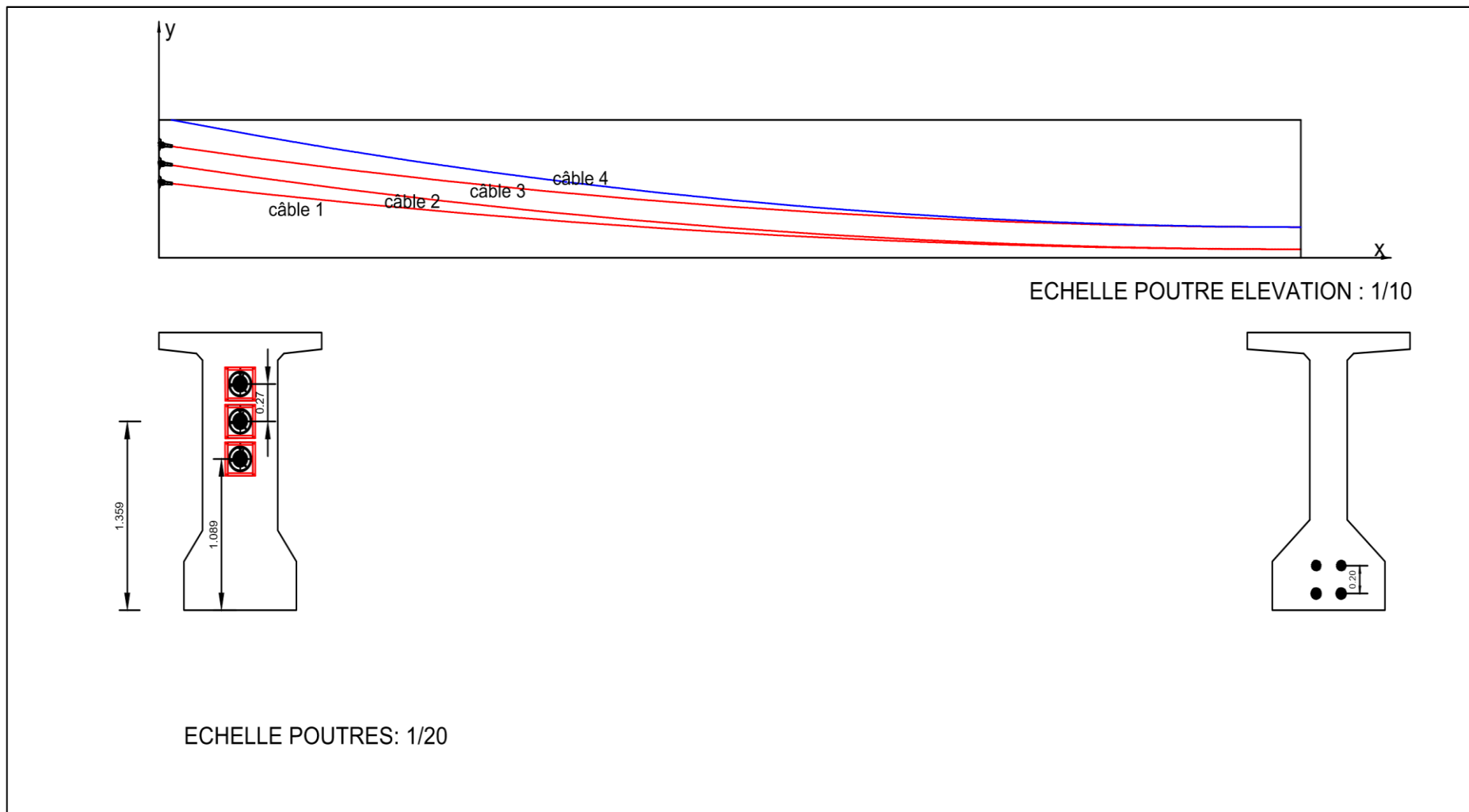


Figure IX-13: Disposition des câbles dans les différentes sections

IX.5.4 Calcule des pertes de précontraintes

La détermination de la force de précontrainte dans un câble doit tenir compte des pertes instantanées et différées :

IX.5.4.1 Pertes instantanées

Les pertes instantanées sont les pertes posées lors de la mise en tension, elles sont de trois sortes :

- Pertes dû au frottement latéral de l'acier sur sa gaine
- Pertes au relâchement du câble et au déplacement des ancrages
- Pertes dû au raccourcissement élastique du béton

Tableau IX-4: Types et fonctions des pertes

| Type de pertes | | Expression |
|---------------------|--------------------------------------|--|
| Pertés Instantanées | Frottement | $\Delta P_{frott} = P_0 \times (1 - e^{-(\mu \alpha + k x)})$ |
| | Reculé d'encrage | $\Delta P_{rec} = 2 \frac{(P_2 - P_0) l_g}{l}$ |
| | Raccourcissement instantané du béton | $\Delta P_i = \frac{n - 1}{2n} E_p \frac{\sigma_{bx}}{E_{bi}}$ |

IX.5.4.1.1 Pertes dues au frottement

Ce type de perte est engendré par le frottement du câble sur la gaine fait que la tension diminue le long du câble dans le sens opposé au mouvement du câble.

- Exemple du calcul

Ces pertes sont estimées par la formule suivante :

$$\Delta P_{frott} = P_0 \times (1 - e^{-(\mu \alpha + k x)})$$

Avec :

$$P_0 = 2479 \text{ MPa}$$

$$\mu: \text{Coefficient du frottement en courbe } \mu = 0.18 \text{ rad}^{-1}$$

$$k: \text{Coefficient de perte de tension par unité de longueur } k = 0.9 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

Tableau IX-5: : pertes dues au frottement des câbles

| ΔP_{frott} | Zone d'about | Zone médiane ΔP_{frott} (KN) | ΔP_{frott} % |
|--------------------|--------------|--------------------------------------|----------------------|
| Câble 1 | 0 | 85.80 | 3.46 |
| Cable2 | 0 | 98.93 | 3.99 |
| Câble 3 | 0 | 102.26 | 4.12 |
| Câble 4 | 0 | 187.84 | 4.78 |

Chapitre IX : Etude des viaducs d'accès

IX.5.4.1.2 Pertes dues au recul d'encrage

Lors de relâchement des câbles une perte d'allongement au blocage de l'encrage (4 à 6mm) se produit et se traduit par une baisse de tension sur une certaine longueur à partir de l'encrage mobile.

Ces pertes sont évaluées par la formule suivante :

$$\Delta P_{rec} = 2 \frac{(P_0 - P_2) l_g}{l}$$

$$\text{Avec : } l_g = \sqrt{(\Delta l_a \times E_a \times A_a L) / (P_0 - P_2)}$$

Où : P_0 ; P_2 sont respectivement les tensions, avant relâchement des câbles où l'encrage mobile est fixé

E_a ; A_a Sont respectivement le module d'élasticité de l'acier de précontrainte et la section d'acier du précontrainte.

$$\Delta l_a = \frac{L \sigma_p}{E_a}$$

Tableau IX-6: Pertes dues au recul des câbles

| recul des câbles | E (kN/mm ²) | A (mm ²) | L (m) | ΔL | P0 (KN) | P2 (KN) | Lg (m) | Δp (KN) | $\Delta p(\%)$ |
|------------------|-------------------------|----------------------|--------|------------|---------|----------|----------|-----------------|----------------|
| câble 1 | 195 | 1680 | 18,29 | 0,000138 | 2479 | 2393,197 | 3,108862 | 29,16881 | 1,176636 |
| câble 2 | 195 | 1680 | 18,31 | 0,000139 | 2479 | 2380,071 | 2,898441 | 31,32062 | 1,263438 |
| câble 3 | 195 | 1680 | 18,315 | 0,000139 | 2479 | 2376,741 | 2,851639 | 31,84336 | 1,284524 |
| câble 4 | 195 | 2660 | 18,155 | 0,000137 | 3926,2 | 3738,36 | 2,624754 | 54,31379 | 1,383368 |

IX.5.4.1.3 Calcul des pertes dues au raccourcissement élastique du béton

Lors de la mise en tension de plusieurs câbles par phases successives, il arrive que la mise en tension de chaque câble agisse sur une zone d'influence dans laquelle peuvent être inclus d'autres câbles déjà tendus. La diminution de tension ΔP est donnée par :

$$\Delta P[\%] = \frac{100}{n} \sum_{k=1}^{n-1} \frac{k \frac{\beta}{n}}{1 + k \frac{\beta}{n}}$$

Où :

n : nombre d'étapes de mise en tension

i : Rayon de giration de la section

e : excentricité moyenne de tous les câbles dans la section considérée

E_a et E_b : Sont respectivement les modules d'élasticité de l'acier de précontrainte et du béton

$$\beta = \frac{E_a}{E_b} \frac{A_a}{A_b} \left(1 + \frac{e^2}{i^2} \right)$$

A_a ; A_b : Sont respectivement les sections de l'acier et du béton

Chapitre IX : Etude des viaducs d'accès

Tableau IX-7: pertes dues au raccourcissement du béton

| raccourcissement de béton | $\Delta p(\%)$ |
|---------------------------|----------------|
| câble 1 | 0,650799 |
| câble 2 | 0,577158 |
| câble 3 | 0,650799 |
| câble 4 | 1,549673 |

IX.5.4.2 Pertes déferées

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.

- Pertes de tension due au retrait du béton
- Pertes de tension due au fluage du béton
- Pertes de tension due à la relaxation des aciers

Le tableau ci-après regroupe les différentes expressions des différentes pertes de tension.

Tableau IX-8: Types et fonctions des pertes déferées

| Type de pertes | | Expression |
|-----------------|-----------------------|--|
| Pertes Déferées | Retrait du béton | $\Delta P_r = \varepsilon_s E_p$ |
| | Fluage du béton | $\Delta P_{fl} = \varepsilon_c E_p$ |
| | Relaxation des aciers | $\Delta \sigma_{pr}$ $= \sigma_{pi} 0.66 \rho_{1000} e^{9.1 \mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} 10^{-5}$ |

IX.5.4.2.1 Retrait du béton

Le raccourcissement du béton produit par le retrait du béton entraine dans les aciers de précontrainte un raccourcissement égal. Il en découle une diminution de tension dans les câbles de précontrainte. Cette perte est évaluée par la formule donnée dans le tableau ci-dessus.

Avec :

ε_s : Est le retrait spécifique au temps t, $\varepsilon_{s\infty}$ est le retrait spécifique final.

$$\varepsilon_s = 0.632 \varepsilon_{s\infty}$$

Tableau IX-9: Pertes dues au retrait du béton

| retrait | A_p (m ²) | ΔP_0 | Δp_0 (%) |
|---------|--------------------------------|--------------|------------------|
| câble 1 | $12 \times 140 \times 10^{-6}$ | 2479 | 1,67 |
| câble 2 | $12 \times 140 \times 10^{-6}$ | 2479 | 1,67 |
| câble 3 | $12 \times 140 \times 10^{-6}$ | 2479 | 1,67 |
| câble 4 | $19 \times 140 \times 10^{-6}$ | 3926.2 | 1,67 |

IX.5.4.2.2 Pertes dues au fluage du béton

Le fluage correspond à un raccourcissement différé du béton, dans le cas général, sous l'effet des contraintes de compression. La perte de tension due au fluage, est définie, au temps t par la formule donnée dans le tableau .

Avec :

$\varepsilon_c(t)$: La déformation due au fluage peut être déterminée par la formule suivante :

$$\varepsilon_c(t) = \varphi(t, t_0) \varepsilon_{el}$$

Où $\varphi(t, t_0)$ est la fonction de fluage et ε_{el} est la déformation élastique donnée par :

$$\varepsilon_{el} = \frac{\sigma_c}{Eb}$$

Où σ_c est la contrainte de compression.

Tableau IX-10: pertes dues fluage du béton

| Perte fluage | ΔP_{fi} | $\Delta P_{fi}\%$ |
|--------------|-----------------|-------------------|
| % Câble 1 | 0.028 | 2,8 |
| Câble 2 | 0.028 | 2,8 |
| Câble 3 | 0.028 | 2,8 |
| Câble 4 | 0.028 | 2,8 |

IX.5.4.2.3 Pertes dues à la relaxation des aciers

Une armature en acier tendue en permanence et maintenue, après sa mise en tension, à une longueur constante, subit une perte de contrainte de traction dont la valeur finale peut être déterminée au moyen de la formule donnée dans le tableau :

Avec :

σ_{pi} : La valeur absolue de la contrainte initiale

ρ_{1000} : La valeur de la perte par relaxation (en%),

Où $\rho_{1000} = 2.5\%$ voir chapitre hypothèses de calcul

$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$; Avec f_{pk} valeur caractéristique de la résistance en traction de l'acier de précontrainte.

Tableau IX-11: pertes dues à la relaxation des aciers

| relaxation des aciers | μ | ρ_{1000} | t (heure) | σ_{pi} | $\Delta\sigma_{pr}$ | $\Delta\sigma_{pr}(\%)$ |
|-----------------------|-------------|---------------|-----------|---------------|---------------------|-------------------------|
| câble 1 | 0,793010753 | 2,5 | 500000 | 1448,045 | 85,3692 | 0,057877 |
| câble 2 | 0,793010753 | 2,5 | 500000 | 1446,765 | 85,29372 | 0,057826 |
| câble 3 | 0,793010753 | 2,5 | 500000 | 1446,454 | 85,27538 | 0,057814 |
| câble 4 | 0,793548387 | 2,5 | 500000 | 1445,976 | 85,45087 | 0,057933 |

IX.5.5 Pertes totale

Les pertes totales est égales à :

Tableau IX-12: pertes totales

| Pertes totales | Zone d'about | Zone médiane |
|--------------------|--------------|--------------|
| Câble 1 | 12.08% | 14.37% |
| Câble 2 | 12.17% | 14.82% |
| Câble 3 | 12.19% | 15.02% |
| Câble 4 | 12.30% | 16.59% |
| Moyenne des pertes | 12.18 | 15.20% |

Vu que les pertes en zone médiane est supérieure à celle estimée avant dans le calcul de la précontrainte, on prévoit de mettre la grèce dans les gaine afin de baisser ces pertes.

IX.6 Vérification des contraintes à L'ELS

IX.6.1 Vérification des contraintes normales

On devrait vérifier que les contraintes de la fibre supérieure et inférieure ne dépassent pas les contraintes admissibles,

- Les phases de vérification :

La vérification des contraintes se fait en trois étapes qui sont :

- 1 Phase de construction (poutre seule)
- 2 Bétonnage de la dalle (poutre seule)
- 3 Mise en tension du câble de l'extrados (poutre+dalle)

IX.6.2 Les démarches du calcul dans les trois étapes :

- Fibre supérieure : $\sigma_{sup} = \left| -\frac{P}{A} + \frac{P e_0 Y_{sup}}{I} - M_g \frac{Y_{sup}}{I} \right| \leq |\sigma_{b adm}|$
- Fibre inférieure : $\sigma_{inf} = \left| -\frac{P}{A} - \frac{P e_0 Y_{inf}}{I} + M_g \frac{Y_{inf}}{I} \right| \leq |\sigma_{b adm}|$

Les résultats des vérifications des contraintes normales sont résumés dans le tableau suivant :

Contraintes normales ne dépassent pas les contraintes admissibles de traction et de compression du béton.

Tableau IX-13: Vérification des contraintes normales

| Contraintes (KN/m ²) | Phase 1 | Phase 2 | Phase 3 | Vérification |
|----------------------------------|----------|----------|----------|--------------|
| $\sigma_{sup}(P_0)$ | -7279,7 | -11419,3 | -6839,81 | Vérifie |
| $\sigma_{inf}(P_0)$ | -2056,42 | -2900,95 | -3502,19 | Vérifie |
| $\sigma_{sup}(P_\infty)$ | -7289,38 | -11434,1 | -6846,6 | Vérifie |
| $\sigma_{inf}(P_\infty)$ | -2029,78 | -2860,25 | -3459,81 | Vérifie |

IX.6.3 Vérification des contraintes tangentielles

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue en trois phases (citées précédemment). la contrainte tangentielle maximale au niveau de centre de gravité d'une section est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{max} = \frac{V_{red} S_0}{I b_G}$$

Avec :

V_{red} : L'effort tranchant réduit ($V_{red} = V - P \sin\alpha$)

S_0 : Le moment statique de la partie située au-dessus de la fibre moyenne

b_G : La largeur de la section au niveau de centre de gravité

I : Le moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité

Selon le mode de rupture du béton, deux contraintes admissible à calculer :

- Rupture par fissuration : $\bar{\tau}_1^2 = 0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)$
- Rupture par compression-cisaillement : $\bar{\tau}_1^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0.6f_{cj} - \sigma_x)(f_{tj} + \sigma_x)$

La contrainte admissible de calcul est donnée par la formule suivante : $\bar{\tau} = \text{Min} (\bar{\tau}_1; \bar{\tau}_2)$

Tableau IX-14: Vérification des contraintes tangentielles

| contrainte tangentielle | l(m4) | S(m3) | b0(m) | Vg (KN) | Vp(KN) | V _{red} (KN) | τ_{max} (MPa) | $\bar{\tau}$ (MPa) | vérification |
|-------------------------|--------|--------|-------|---------|---------|-----------------------|--------------------|--------------------|--------------|
| phase 1 | 0,5688 | 0,7968 | 0,6 | 554 | 708,279 | -154,28 | -0,3602 | 2,66 | ok |
| phase 2 | 0,5688 | 0,7968 | 0,6 | 931 | 1182,99 | -251,99 | -0,58833 | 3,037 | ok |
| phase 3 | 1,19 | 1,404 | 0,6 | 1419 | 1182,99 | 236,01 | 0,464087 | 3,037 | ok |

IX.6.4 Dimensionnement des armatures passives

IX.6.4.1 Dimensionnement des armatures longitudinale du talon

Les armatures transversales et longitudinales seront dimensionnées afin de contrebalancer les sollicitations venant des surcharges d'exploitation.

Dans la zone de section où le béton est tendu, les armatures longitudinales sont estimées par la formule suivante (conformément à l'eurocode2).

$$M_u = A_s \times f_y \times Z_s$$

Avec :

M_u : Moment ultime où, $M_u = M_{max} - A_p \times f_p \times Z_p$

f_e : Limite d'élasticité des aciers passifs (définie dans le chapitre des hypothèses du calcul)

f_p : Effort de précontrainte

$Z_s; Z_p$ Sont respectivement les bras de leviers des aciers passifs et actifs

$A_s; A_p$ Sont respectivement les sections des armatures passives et actives

Chapitre IX : Etude des viaducs d'accès

Le dimensionnement des armatures longitudinales se fait sur la section la plus sollicitée (section à mi-travée), en considérant le moment maximal donné par la combinaison ELU fondamentale.

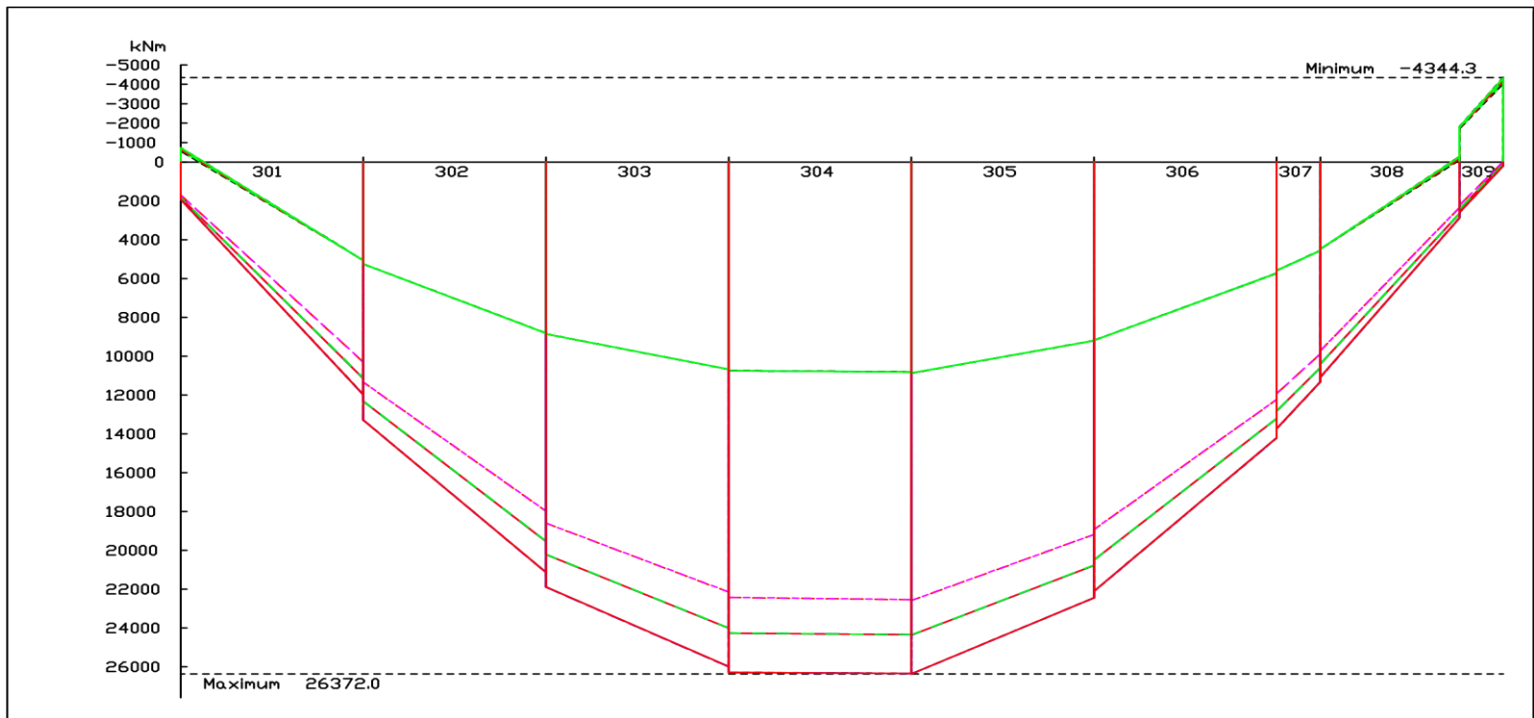


Figure IX-14: Moment max donné par la combinaison ELU fondamentale

- Calcul du moment ultime M_u :

$$M_u = M_{max} - A_p \times f_p \times Z_p$$

Avec :

$$Z_p = 0.9 dp \rightarrow Z_p = 0.9 \left(2 - \left[0.12 + \frac{0.20}{2} \right] \right)$$

D'où :

$$M_u = 26372 - 15224 \rightarrow M_u = 11148 \text{ KN.m}$$

A partir des résultats calculés on peut déduire la section des aciers passifs

$$A_s = \frac{M_u}{f_y \times Z_s} \text{ avec :}$$

$$Z_s = 0.9 ds \rightarrow Z_s = 0.9 \left(2,30 - \left[0.05 + 0.014 + \frac{0.032}{2} \right] \right) \rightarrow Z_s = 1.998m$$

Donc :

$$A_s = \frac{M_u}{f_y \times Z_s} \rightarrow A_s = \frac{11148 \cdot 10^{-3}}{348 \times 1.998} \rightarrow A_s = 160.33 \text{ cm}^2$$

Soit 12HA32/ml dont la section est de $96.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Chapitre IX : Etude des viaducs d'accès

IX.6.4.2 Dimensionnement des armatures longitudinales de la table supérieure

$$A_s = 0.6 A_b$$

Avec :

A_b : la section des la tables supérieure

$$A_s = 0.6 \times 0.186 \rightarrow A_s = 11.16 \text{ cm}^2 ; \text{Soit } 4\text{HA}12/\text{ml} \text{ dont la section est de } 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IX.6.4.3 Dimensionnement des armatures de peu

Dans le cas de ce projet, on va prévoir des armatures de peu vu l'importance de la hauteur de poutre envisagée ($h \geq 80\text{cm}$). Ces armatures ont pour objet de répartir les efforts de retrait et des variations température.

$$A_{min} \geq \max \{ 3\text{cm}^2 \times \text{périmètre}; 0.1\%A \text{ de la section de poutre} \}$$

$$A_{min} \geq \max \{ 3 \times 7.265 ; 0.1\% 1.084 \} \rightarrow A_{min} \geq \max \{ 21.80\text{cm}^2 ; 10.84 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_{min} \geq 21.80 \text{ cm}^2$$

On choisit 28HA10 (4HA10/ml) où l'espacement est de $s = 25.00 \text{ cm}$

IX.6.4.4 Dimensionnement de l'armature transversale

Dans le cas courant, la formule du calcul des aciers transversaux passifs est comme suit :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{V_{red}^u}{f_y z \cotg \alpha}$$

Avec :

A_t : La section totale des armatures transversales

S_t : Espacement des armatures transversales

V_{red}^u : L'effort tranchant réduit où, $V_{red}^u = V_{max} - V_p$; avec : $V_p = P \sin \alpha$



Figure IX-15: L'effort tranchant max Vy max donnée par la combinaison ELU-fondamentale

Chapitre IX : Etude des viaducs d'accès

Donc :

$$V_{red}^u = 2899 - 9503 \sin 8.83 \rightarrow V_{red}^u = 1440 \text{ KN}$$

On choisit un cadre de $\emptyset 14$ dont $A_t = 2 \times 1.54 = 3.08 \text{ cm}^2$, à partir de ces données on peut faire sortir l'espacement des cadres.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{V_{red}^u}{f_y z \cotg \alpha} \rightarrow S_t \leq \frac{A_t \times f_y z \cotg \alpha}{V_{red}^u}$$
$$st \leq \frac{3.08 \cdot 10^{-4} \times 348 \cdot 10^3 \times 1.75}{1440} \rightarrow st = 13 \text{ cm}$$

- Calcul de la quantité d'acier minimale

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} = \frac{0.6 \times \gamma_s \times b_{nette}}{f_e}$$

Avec :

b_{nette} : Largeur de l'âme où $b_{nette} = 0.6 \text{ m}$

$s_{t \text{ min}} = 29 \text{ cm}$ Pour un cadre de $\emptyset 14$

Donc on choisit un espacement des cadres de 11 cm.

L'espacement calculé doit satisfaire la condition suivante :

$$st \leq \min\{3 b_0; 1 \text{ m}; 0.8 h\} = \min\{1.8 \text{ m}; 1 \text{ m}; 1.6 \text{ m}\}$$

$$st = 11 \text{ cm} \leq 1 \text{ m}$$

IX.6.4.5 Vérification des bielles de compression

Pour le but de ne pas avoir des ruptures prématurées des diagonales de béton en compression le long de l'ouvrage, on devrait vérifier la contrainte de résistance de béton par la formule suivante :

$$\sigma'_{max} \leq \sigma_{adm} \text{ Avec : } \sigma_{adm} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_{max} = \frac{V_{red}^u}{2 a b_w} \text{ avec : } a = z = 1.75 \text{ m et } b_w = 0.6 \text{ m}$$

$$\sigma'_{max} = 1440 \frac{10^{-3}}{2 \times 1.75 \times 0.6} \rightarrow \sigma'_{max} = 0.685 \text{ MPa} \leq 21 \text{ MPa} \quad \text{C.Q.F.D}$$

IX.6.4.6 Vérification de la dalle de compression

IX.6.4.6.1 VIII.5.6.1 Calcul de l'axe neutre

Au début, on va supposer que l'axe neutre se situe dans la nervure. La résultante de compression du béton est sous la forme suivante :

$$F_t = A_s f_e + A_p f_p \quad \text{Et} \quad F_c = f_c \times 0.8 \times x \times b$$

Avec :

F_t ; F_c Sont respectivement la force de compression et de traction du béton

Chapitre IX : Etude des viaducs d'accès

On fait l'équilibre des forces $F_t = F_c$ on aura la position x .

$$x = 0.55 \text{ m}$$

D'où : $F_c = 0.8 \times 21 \times 0.55 \times 1.30 \rightarrow F_c = 12.01 \text{ MN}$ et $A_c = 0.838 \text{ m}^2$

$$\sigma_c = \frac{F_c}{A_c} \rightarrow \sigma_c = \frac{12.01}{0.838} = 14.33 \text{ MPa} \leq 21 \text{ MPa}$$

IX.7 Dimensionnement de la dalle supérieure

L'hourdis est une dalle en béton armé, coulé sur place qui assure la transmission des charges et surcharges aux poutres.

$$A_s = 0.1\% A_{dalle}$$

Avec :

A_{dalle} : La section transversale de la dalle supérieure où, $A_{dalle} = 0.24 \text{ cm}^2$

$$A_s = 0.1\% \cdot 0.624 \rightarrow A_s = 6.24 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA12/ml dont la section totale est de 3.39 cm^2

IX.8 Calcul de la flèche et les déplacements

IX.8.1 Introduction

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (la contre flèche). Elles sont calculées à l'aide de logiciel RM-Bridge où niveau de la section présentant la flèche maximale (section mi-travée). Voir les diagrammes des résultats ci-dessous

IX.8.2 Calcul de la contre flèche due à la précontrainte

La contre-flèche et la rotation provoquée par la présence du précontraint sont données par les formules suivantes :

$$f = \frac{5 \mu L^4}{384 E_v I_{eq}} ; \theta = \frac{2}{E_v I_{eq}} P * e$$

Tableau IX-15: flèches et rotations des poutres

| Câble | I (m ⁴) | I (m ⁴) | e (m) | e about(m) | μ | f (mm) | θ (rad) |
|---|---------------------|---------------------|-------|------------|-------|----------|----------------|
| Câble1 | 1.145 | 1.19 | 0.969 | -0.27 | 14.44 | 6.39 | -0.003 |
| Câble2 | 1.145 | 1.19 | 1.239 | 0 | 18.44 | 10 | 0 |
| Câble3 | 1.145 | 1.19 | 1.306 | 0.27 | 19.44 | 10.90 | 0.003 |
| Câble4 | 1.145 | 1.19 | 1.68 | 0.64 | 39.60 | 22.00 | 0.012 |
| Contre-flèche et rotation totale due à la précontrainte | | | | | | 50.00 | 0.012 |
| Flèche et rotation due aux chargements permanents | | | | | | -43.17 | -0.003 |

Conclusion :

D'après le tableau précédent, on constate qu'on a une contre flèche de 7 mm, et une rotation de 0.009 rad.

Diagrammes des flèches et rotations des poutres

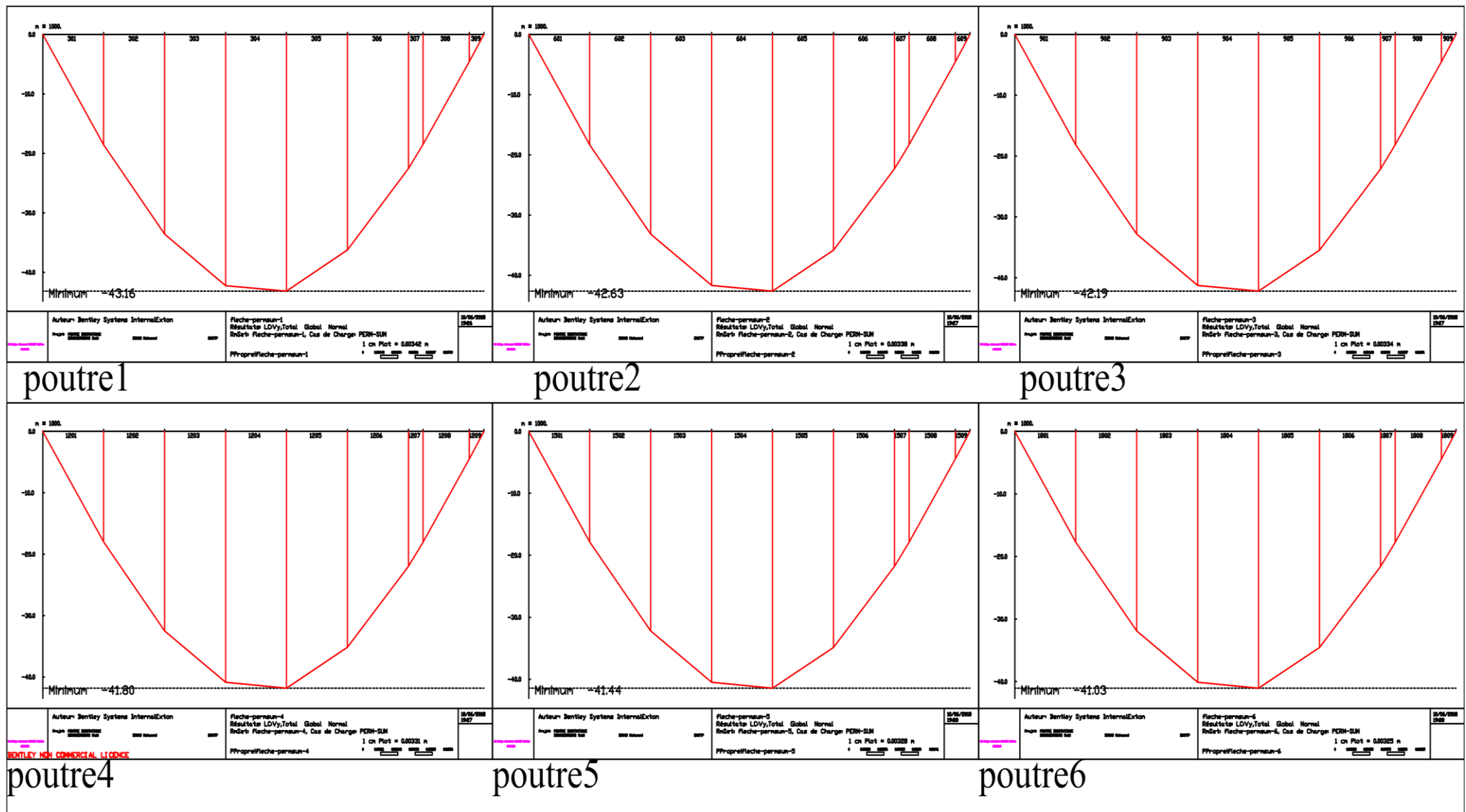


Figure IX-16: Déplacement vertical V_y sous l'effet du poids propre de chaque poutre

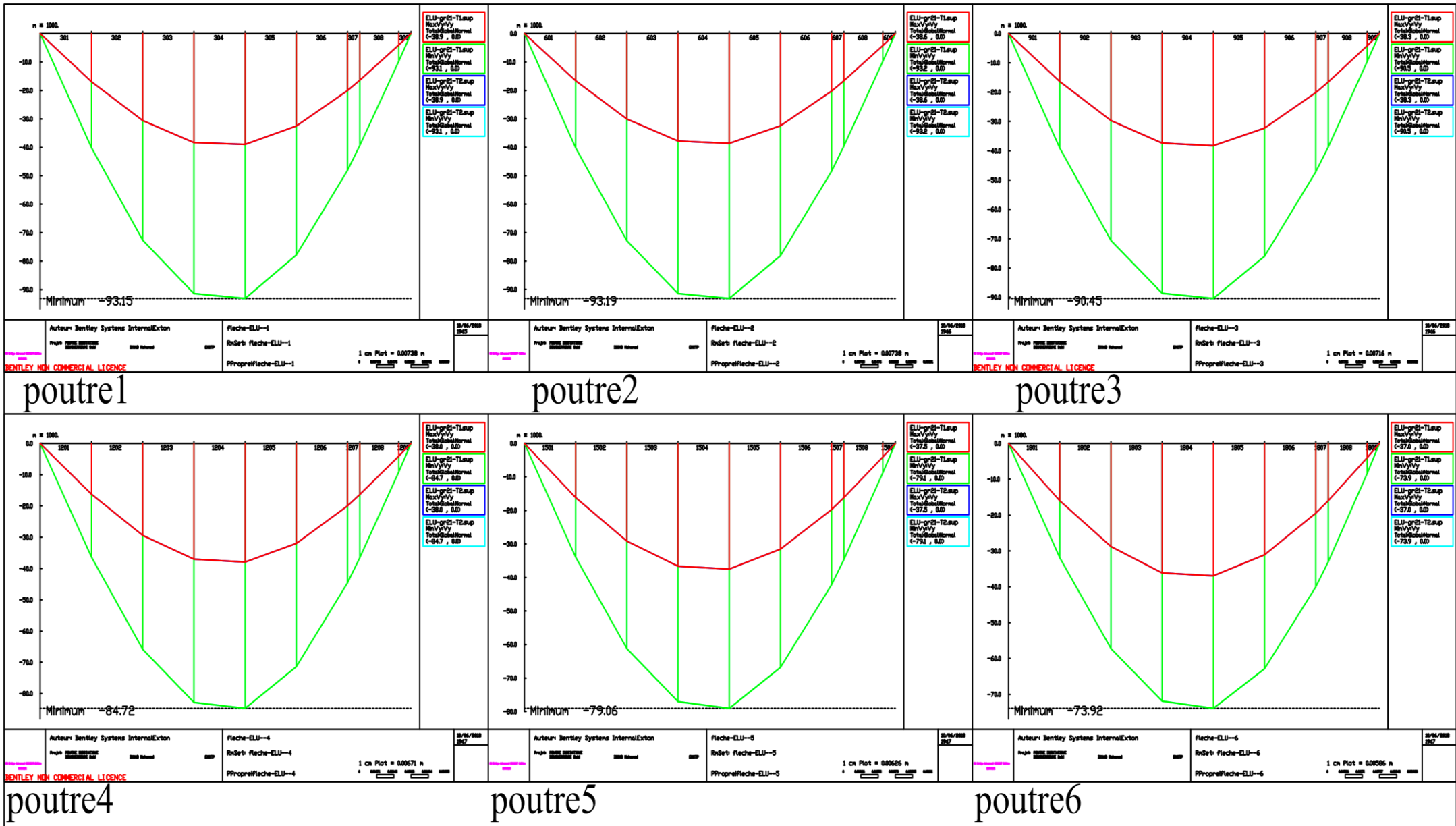
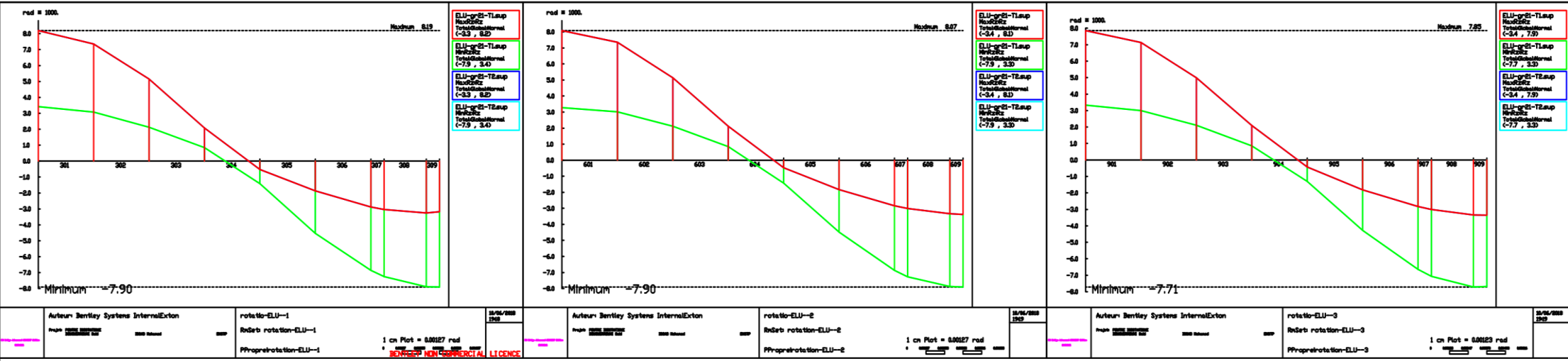


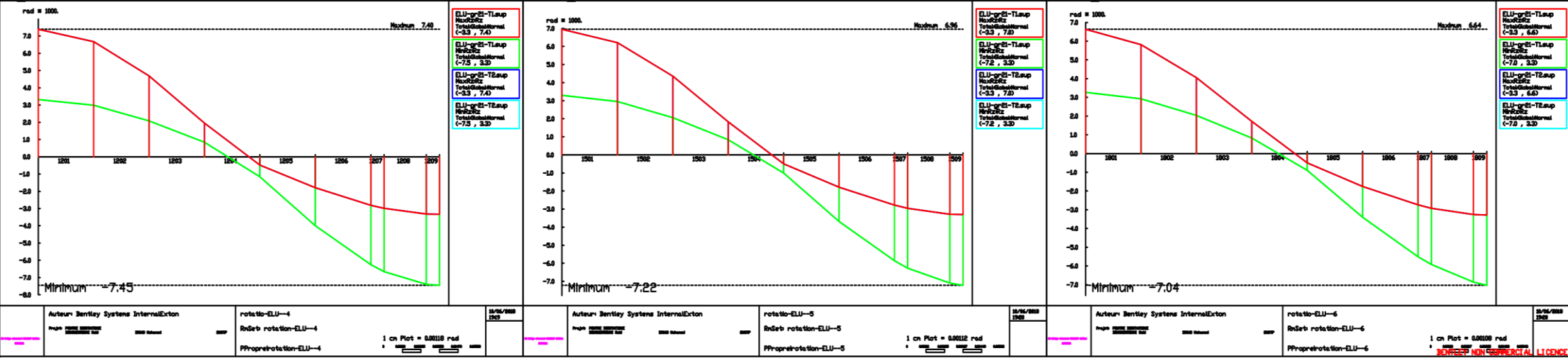
Figure IX-17: Déplacement vertical V_y sous l'effet du poids propre de chaque poutre donnés par la comb ELU-FON



poutre1

poutre2

poutre3



poutre4

poutre5

poutre6

Figure IX-18: Rotations au niveau de chaque poutre (COMB-ELU-FON)

Chapitre X : Etude de l'infrastructure

Chapitre X : Etude de l'infrastructure

X.1 Introduction

La pile est un appui intermédiaire, elle est composée d'une superstructure et d'une fondation, son rôle essentiel est de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges du tablier aux fondations [1 ; mémoire fin d'étude Achor hamid, Raggai ahmed W418/2]

X.2 Conception des piles

La conception des piles de ce projet est faite sur plusieurs cratères, telle que les contraintes du site où l'ouvrage sera implanté, et des différentes sollicitations agissant sur la pile.

Les de cet ouvrage sont d'une hauteur différentes en fonction du terrain, elle varie de 13.31m au 22.11m. Deux section transversales de la pile ont été adoptées dont les piles P1, P2, P6 ont une section rectangulaire 4x6m. Les autres piles ont une section circulaire de 4m de diamètre.

Les piles p1 et p6 supporte deux tabliers différents dont le premier repose sur un ensemble de poutre ce qui exige la réalisation d'un chevêtre, l'autre partie supporte le tablier conçu en caisson.

X.3 Pré-dimensionnement des sections de piles

X.3.1 Pour les piles P1, P2, et P6

La section des piles sont choisi à partir des sections données par le guide « Abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé-section creuse- » de Mr : René Walther.

- H est fixé à partir de la base du caisson posé $H = 4.00 \text{ m}$
- $b = 6.00 \text{ m}$
- $T_x = t_y = 0.60 \text{ m}$

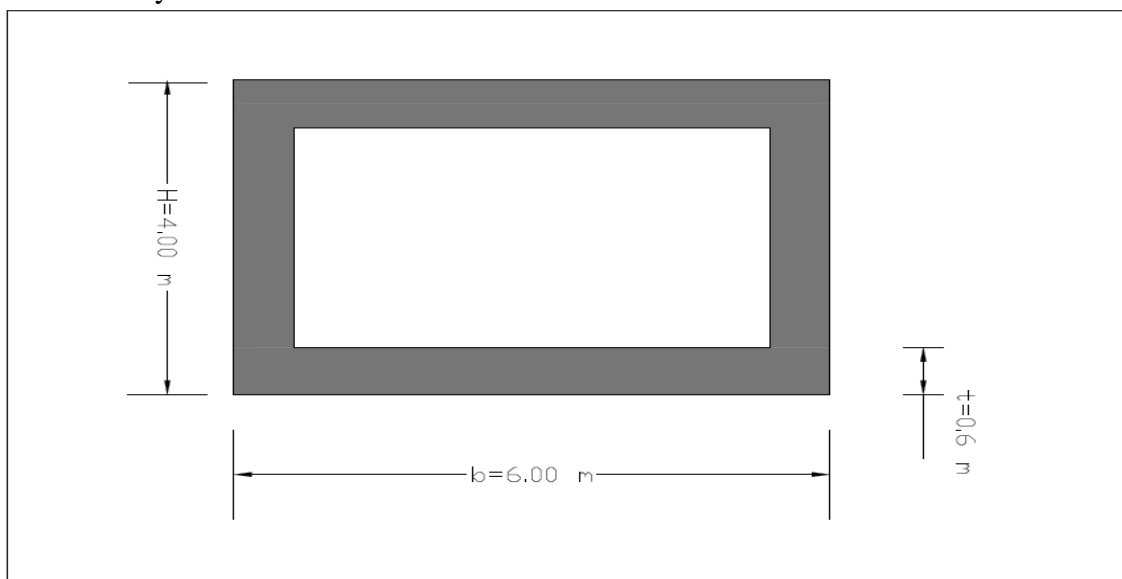


Figure X-1: section en travers de la pile

Tableau X-1: caractéristiques de la section en travers

| Aire (m ²) | Moment d'inertie (I_z m ⁴) | Moment d'inertie I_y m ⁴ | Moment de torsion (m ⁴) |
|------------------------|---|---------------------------------------|-------------------------------------|
| 10.56 | 46.19 | 23.22 | 50.61 |

Chapitre X : Etude de l'infrastructure

L'ensemble des cotes définissant la position des piles sont mentionnée dans le tableau suivant :

Tableau X-2: Implantation et hauteurs des piles

| Désignation | Pile 1 | Pile 2 | Pile 3 | Pile 4 | Pile 5 | Pile 6 |
|--------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| PK | 251.5 | 296.5 | 369.5 | 440.5 | 513.5 | 558.5 |
| Cote projet (m) | 168.53 | 168.39 | 168.17 | 167.96 | 168.74 | 167.60 |
| Cote de la fondation (m) | 153.38 | 147.50 | 149.96 | 141.35 | 143.54 | 148.39 |
| Hauteur de la pile (m) | 12.75 | 16.39 | 13.71 | 22.11 | 19.70 | 17.81 |

X.4 Schéma du système de blocage

Le choix des conditions d'appui résulte d'une étude sérieuse basée sur la distribution des contraintes pour obtenir le meilleur système. On propose le système de blocage suivant :

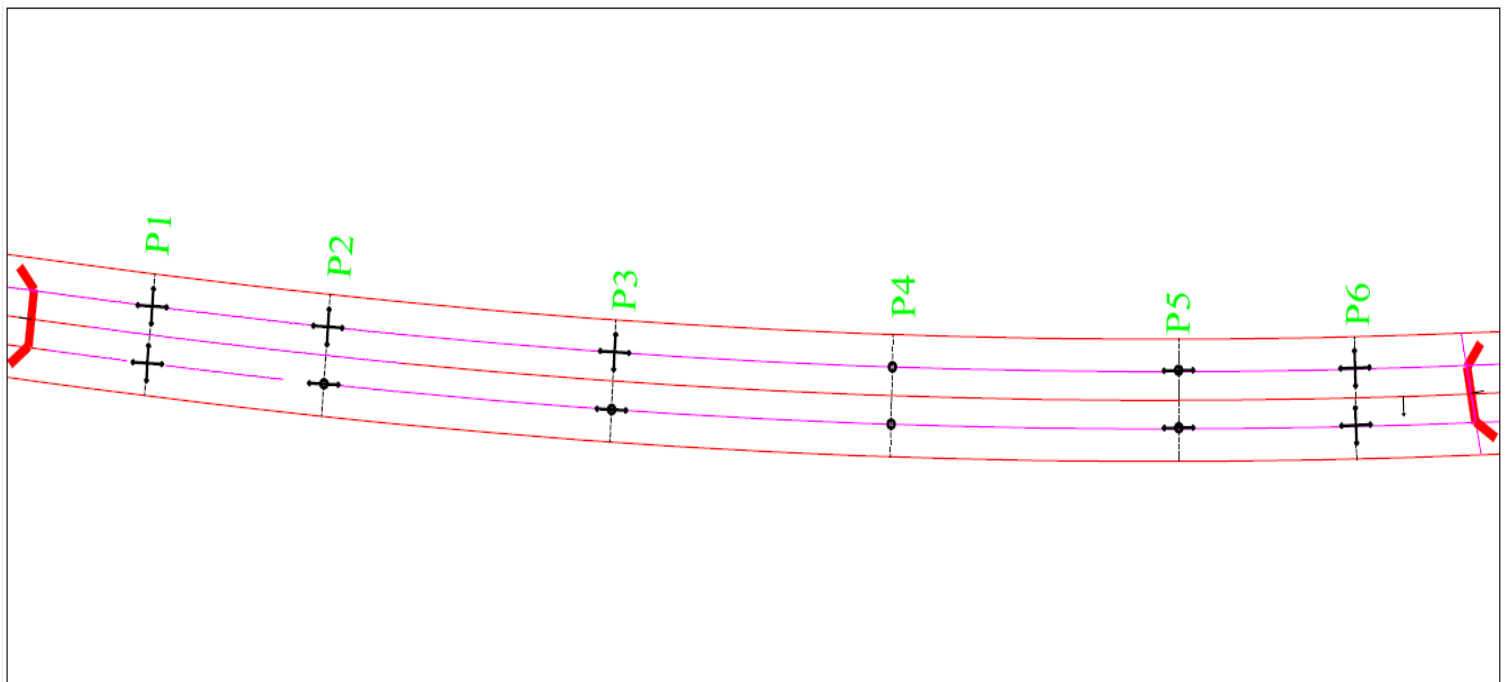


Figure X-2: Conditions d'appuis du tablier avec les piles

Les flèches signifient les directions libérées au déplacement.

X.5 Etude de la pile

La pile étant soumise à la flexion oblique, elle est sollicitée par un effort normal vertical appliqué au centre de gravité de la section de la pile. Elle subit en plus de l'effort normal aux efforts horizontaux suivant les deux directions longitudinale et transversale.

X.5.1 Vérification au flambement

La vérification au flambement se fait souvent lorsqu'il s'agit des piles très élancées, dans le cas de ce projet les piles ne présente pas une hauteur importante, donc l'étude de la pile se fait seulement avec le calcul de premier ordre.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec :}$$

λ : Elancement mécanique où $\lambda \leq 70$

i : Le rayon de giration ; $i = \sqrt{\left(\frac{I}{B}\right)}$

I : Le moment d'inertie de la section B par rapport à un axe passant par son centre de gravité

l_f : Longueur de flambement, fonction de la longueur libre l_0 et de la nature de la liaison d'extrémités

En premier temps on va s'intéresser à l'étude de la deuxième pile de ce pont, sachant que la liaison de l'extrémité de cette pile avec le tablier est libre et encastrement au niveau de la fondation.

D'où :

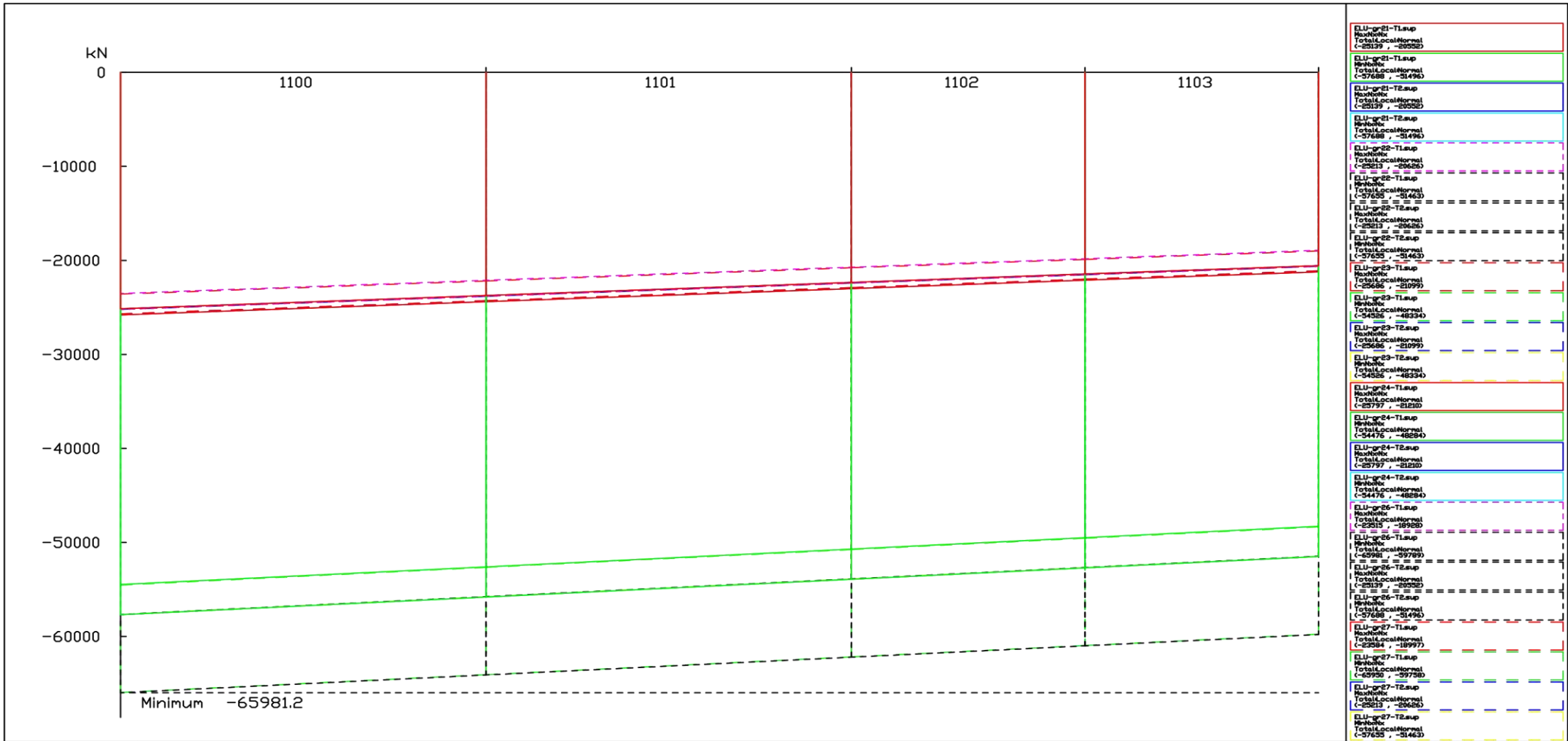
$$l_f : 0.707 l_0 \rightarrow l_f : 0.707 \times 16.39 \rightarrow l_f : 11.59 \text{ m}$$

l_0 : Hauteur de la pile

$$i = \sqrt{\left(\frac{I}{B}\right)} \rightarrow i = \sqrt{\left(\frac{50.61}{10.56}\right)} = 2,18 \rightarrow \lambda = \frac{11.59}{2.18} \rightarrow \lambda = 5.3 \ll 70 \quad \text{C.Q.F.D}$$

Vu que l'élancement de la pile est trop petit, cela veut dire qu'on néglige les effets de deuxième ordre.

Diagrammes des sollicitations sur la pile 2



| | | | |
|--|--|---|---|
| <p>EN Bridge Advanced CONNECT Edition 30.03.2018</p> | <p>Auteur: Bentley Systems InternalExton</p> <p>Projet: DA-LOT 11 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVAIRE THENIA-BBA BOUGUERROUMI Said ENSTP ISSAD Mohamed</p> | <p>ELU-Nx</p> <p>RmSet: ELU-Nx</p> <p>pile-1IELU-Nx</p> | <p>27/05/2018 3:01</p> |
| <p>1 cm Plot = 5226.2 kN</p> | | | <p>0 5226.2 10452.5 15678.7 20904.9 26131.1</p> |

Figure X-3: Effort normal sous la combinaison dominante ELU-fondamentale

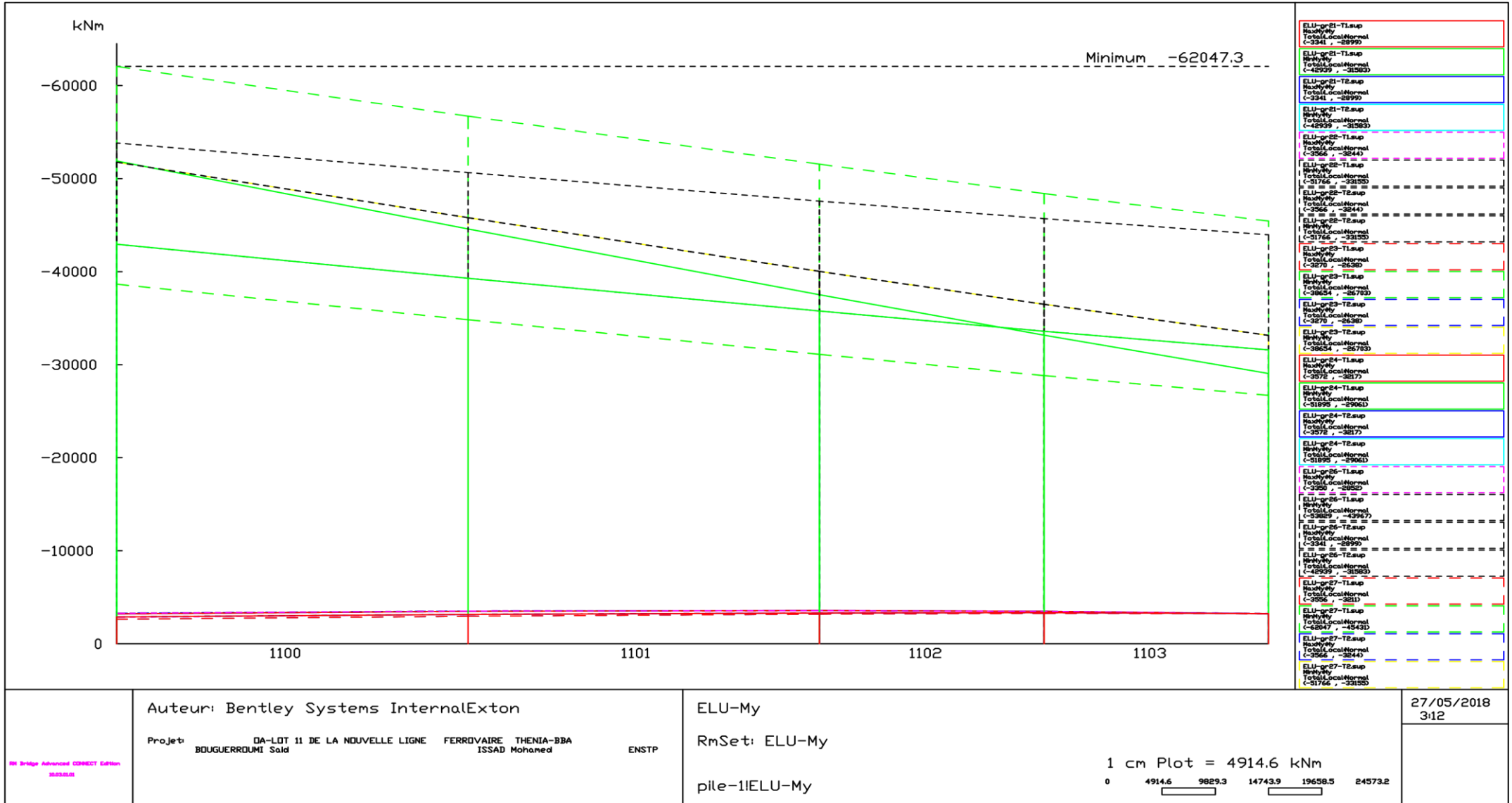
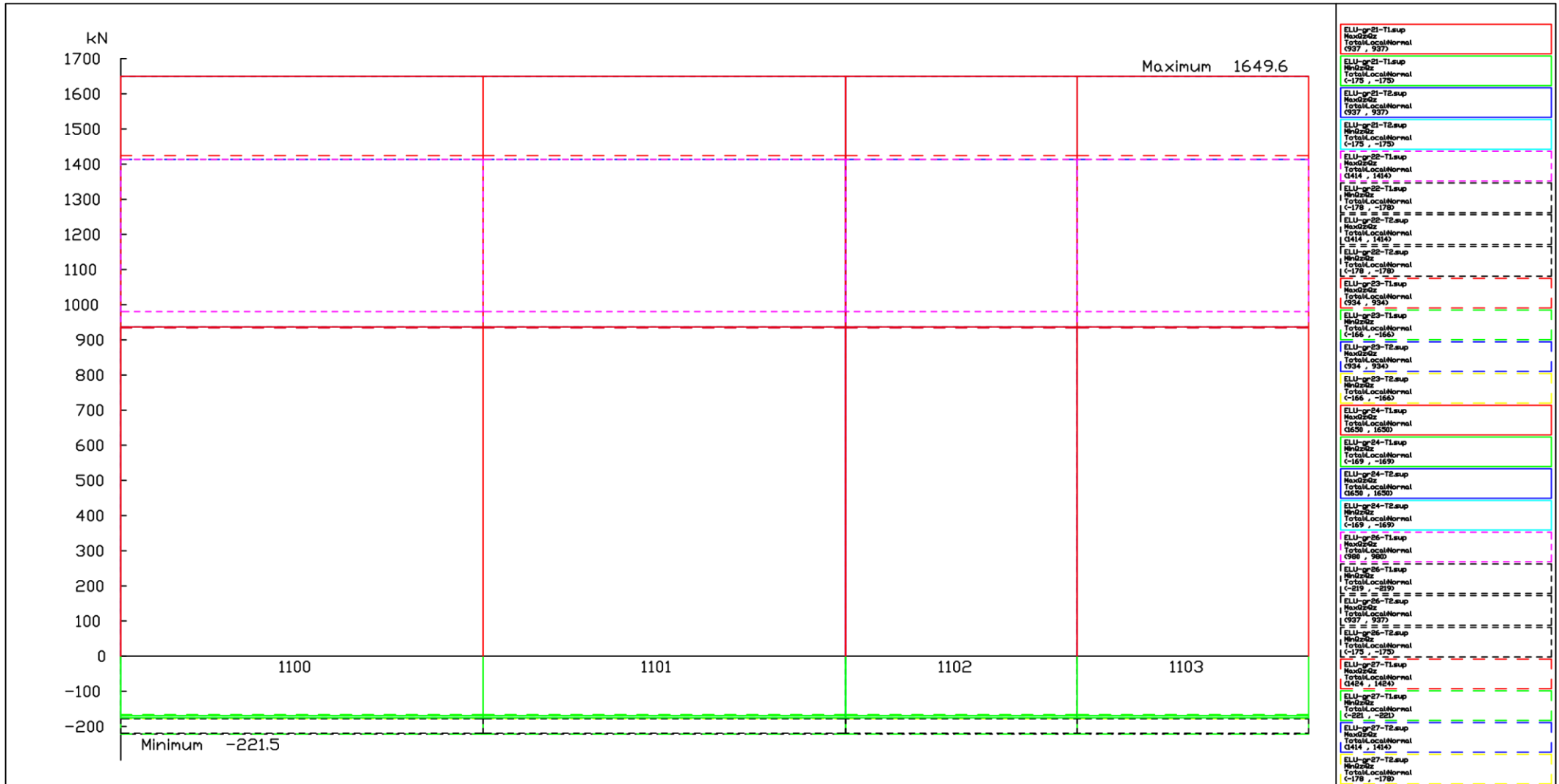


Figure X-4: enveloppe des Moments de flexion My



Auteur: Bentley Systems InternalExton

Projet: DA-LDT 11 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVAIRE THENIA-BBA
BOUGUERROUMI Said ISSAD Mohamed

ENSTP

ELU-Qz

RmSet: ELU-Qz

pile-1ELU-Qz

27/05/2018
313

1 cm Plot = 148.2 kN

0 148.2 296.4 444.6 592.8 741.0

Bentley Advanced CONNECT Edition
18.03.04.01

BENTLEY NON COMMERCIAL LICENCE

Figure X-5: enveloppe des Efforts tranchants Qz

Chapitre X : Etude de l'infrastructure

X.5.2 Dimensionnement de la pile P1 :

La sollicitation maximale se manifeste dans la combinaison de L'ELU-fondamentale

Tableau X-3: Efforts en tête de pile

| Combinaisons | | | Efforts | ELU fondamentale | ELS quasi-permanente | ELS caractéristique | ELS fréquente |
|-----------------|--------------|----------|---------|------------------|----------------------|---------------------|---------------|
| Pile circulaire | Tête de pile | M (KN.m) | Mx | -7443 | 75 | -4951 | -3335 |
| | | | My | -39729 | -1734 | -19317 | -19721 |
| | | | Mz | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | | V (KN) | Nx | -60022 | -26463 | -37508 | -39042 |
| | | | Qy | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | | | Qz | 1638 | 0 | 1129 | 755 |

Tableau X-4: Efforts au pied de pile

| Combinaisons | | | Efforts | ELU fondamentale | ELS quasi-permanente | ELS caractéristique | ELS fréquente |
|-----------------|--------------|----------|---------|------------------|----------------------|---------------------|---------------|
| Pile circulaire | Pied de pile | M (KN.m) | Mx | -1522 | 296 | -955 | -709 |
| | | | My | -62047 | -5195 | -36134 | -28425 |
| | | | Mz | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | | V (KN) | Nx | -65981 | -30895 | -41915 | -43444 |
| | | | Qy | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | | | Qz | 1649 | 84 | 1142 | 796 |

X.5.2.1 Dimensionnement des armatures longitudinales

Le ferrailage de la pile en question est fait à l'aide des abaques de R.Walter et B.Houriet

$$\eta = \frac{M_z/b}{M_y/H} \rightarrow \eta = 0 \rightarrow \text{abaque de walther page 26}$$

$$\frac{Mr}{b H^2 \beta_w} = \frac{62047}{6 \times 4^2 \times 61.67 \times 10^3} \rightarrow \frac{Mr}{b H^2 \beta_w} = 0.01$$

$$\beta_w = \frac{\beta r}{0.6} \rightarrow \beta_w = \frac{37}{0.6} \rightarrow \beta_w = 61.67 \text{ MPa}$$

Mr : Moment maximal donné par la combinaison ELU (figure X-6)

$$\frac{Nr}{b H \beta_w} = \frac{-65981}{6 \times 4 \times 61.67 \times 10^3} \rightarrow \frac{Nr}{\pi H \beta_w} = -0.045$$

Nr : Effort normal donnée par la combinaison ELU fondamentale au pied de la pile (figure X-3)

L'intersection entre les deux valeurs calculées, nous donnera $\omega = 0$ ce qui veut dire qu'on est seulement besoin d'armatures constructives.

$$Fa = 0.6\% Ab \rightarrow Fa = 0.6\% \cdot 10.56 \rightarrow Fa = 633.6 \text{ cm}^2$$

Chapitre X : Etude de l'infrastructure

$$Fa = 35.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4 HA25 /ml tq As totale est 638.3 cm².

X.5.2.2 Vérification de la condition de non fragilité

Selon le BAEL 91 modifié 99 on a :

$$A_{smin} \geq 0.23 b d \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$d = 0.9 h \rightarrow d = 0.9 \cdot 6 = 5.4 \text{ m}$$

$$f_{tj} = 2.82 \text{ MPa}$$

$$A_{smin} \geq 0.23 \times 4 \times 5.4 \frac{2.82}{400} = 0.0350 \text{ m}^2$$

$$A_{smin} = 633.6 \text{ cm}^2 \geq 350 \text{ cm}^2 \quad \text{C.Q.F.D}$$

X.5.2.3 Dimensionnement des armatures transversales suivant la direction oy:

- L'effort tranchant suivant cette direction est nul $Q_y = 0$.

En se basant sur RPOA on :

$$S_t = \min\{ 24 \phi_t ; 8\phi_l ; 0.25d \}$$

On choisit des $\phi_t = 14 \text{ mm}$ et $\phi_l = 25 \text{ mm}$

Donc :

$$S_t = \min\{ 24 \times 14 ; 8 \times 25 ; 1497 \} \rightarrow S_t = 200 \text{ mm}$$

Sachant que chaque deux barres longitudinales sont situées dans une même position seront reliées par des brins. Ce qui exige 48 brins.

X.5.2.4 Espacement des armatures transversale

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{A_l}{1.6} \times \frac{f_{el}}{f_{et}} \rightarrow S_t \leq \frac{A_t \times 1.6}{A_l} \rightarrow S_t \leq \frac{1.54 \times 48 \times 1.6}{633.6}$$

$$S_t \leq 0.189 \text{ m}$$

L'espacement S_t est inférieur à l'espacement minimal donné par le RPOA.

Donc : $S_t = S_t(\min) = 18.00 \text{ cm}$

X.5.2.5 Dimensionnement des armatures transversales suivant la direction oz:

$$\frac{A_{sw}}{s_t} = \frac{Q_z}{f_y \times Z \times \cotag \alpha} \quad \text{où} \quad \cotag \alpha = 1$$

Q_z : Effort tranchant donné par la combinaison ELU fondamentale (figure X-7)

$$\frac{A_{sw}}{s_t} = \frac{1.65}{348 \times 3.6 \times 1} \rightarrow \frac{A_{sw}}{s_t} = 0.0013$$

RPOA donne : $\text{Min} [24 \phi_t ; 8 \phi_l ; 0.25 d]$

On choisit : $s_t = 20 \text{ cm}$ D'où : $A_{sw} = 2.6 \text{ cm}^2$ donc on opte pour un cadre de $\phi 14$

X.5.2.5.1 Section minimale des armatures transversales suivant la direction oz selon RPOA :

$$\frac{At}{St} \geq \frac{Al}{1.6} \times \frac{fel}{fet} \rightarrow At = st \times \frac{633.6}{1.6} \times \frac{400}{400}$$

$$\text{on a } S_t = 0.20 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } At = 0.20 \times \frac{633.6}{1.6} \times \frac{400}{400} \rightarrow At = 99.20 \text{ cm}^2$$

On choisit 52HA14

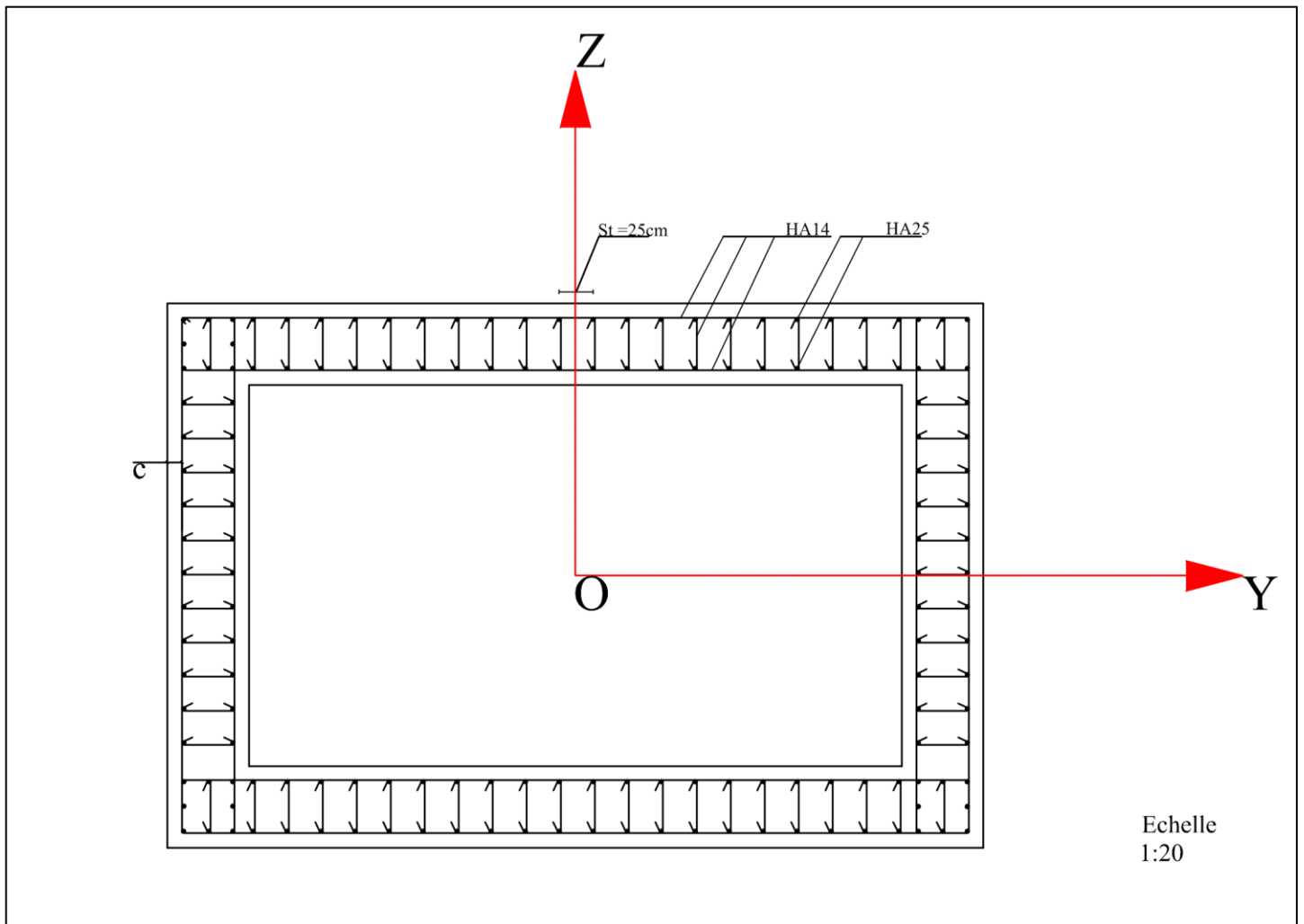


Figure X-8: Plan de ferrailage de la pile

X.5.2.5.2 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau' = \frac{1}{\gamma_b} \times 0.51 \times f_{c28}^{2/3} \rightarrow \tau' = \frac{1}{1.15} \times 0.51 \times 30^{2/3} \rightarrow \tau' = 4.28 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{Qz}{b \times d} \rightarrow \tau = \frac{1.65}{4 \times 3.6} = 0.11 \rightarrow \tau \leq \tau' \quad \text{c.q.f.}$$

X.6 Etude de la semelle

X.6.1 Détermination du nombre de pieux

Dans un premier temps on va choisir le diamètre des pieux donnés par la formule suivante conformément au Fascicule N62 titre V :

$$0.80 \leq \varnothing \leq 1.20 \text{ m}$$

Soit $\varnothing \leq 1.20 \text{ m}$ Vu l'importance de l'effort sollicitant

X.6.1.1 Calcul de la capacité portante d'un seul pieu σ_{adm}

Le dimensionnement se fait avec la sollicitation les plus déterminantes données par ELU fondamentale.

$$N_x^{max} = 67990 \text{ KN}$$

Le béton utilisé est de type C30/37

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad \text{où} \quad \sigma_b = 0.6 f_{c28} \quad \rightarrow \quad \sigma_b = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

La contrainte du béton à prendre dans le calcul :

$$\sigma_{adm} = \frac{1}{3} \sigma_b \quad \rightarrow \quad \sigma_{adm} = \frac{1}{3} 18 = 6 \text{ MPa}$$

X.6.1.2 Effort de la contrainte admissible d'un seul pieu

$$\sigma_{adm} = \frac{f_b}{A_p} \quad \rightarrow \quad f_b = \sigma_{adm} \times A_p$$

Avec :

f_b : Réaction d'un seul pieu

A_p : Section de pieu

$$f_b = \sigma_{adm} \times \pi R^2 \quad \rightarrow \quad f_b = 6 \times 10^3 \pi 0.6^2 \quad \rightarrow \quad f_b = 6785 \text{ KN}$$

X.6.1.3 Détermination le nombre des pieux n :

$$f_b \geq N_x^{max} \quad \rightarrow \quad n \geq \frac{N_x^{max}}{f_b}$$

$$n \geq \frac{67990}{6785} \quad \rightarrow \quad n \geq 10.02 \quad ; \text{ on opte pour } n = 12 \text{ pieux}$$

Le nombre des pieux est fixé à 12 pieux (4 X 3).

– **calcul de l'entraxe des pieux d' :**

$$d' = 3 \varnothing \quad \rightarrow \quad d' = 3 \times 1.20 \quad \rightarrow \quad d' = 3.6 \text{ m}$$

D'où la longueur de la semelle est :

$$L = 3.6 \times 4 \quad \rightarrow \quad L = 14.40 \text{ m}$$

D'où la largeur de la semelle est : $B = 3.6 \times 3 \quad \rightarrow \quad B = 10.80 \text{ m}$

Chapitre X : Etude de l'infrastructure

- L'encastrement de la semelle D :

$$D \geq \frac{d'}{2.5} \rightarrow D \geq \frac{3.6}{2.5} \rightarrow D \geq 1.44 \text{ m}$$

soit un encastrement de $D = 2.50 \text{ m}$

X.6.1.4 Détermination de l'encrage des pieux

En se basant sur les informations géotechniques fournies par le bureau d'étude (essai SPT), le substratum se trouve à une profondeur de 12 m.

Donc : $D = 12 + 2.5\phi \rightarrow D = 12 + 2.5 \times 1.20 \rightarrow D = 15.00 \text{ m}$

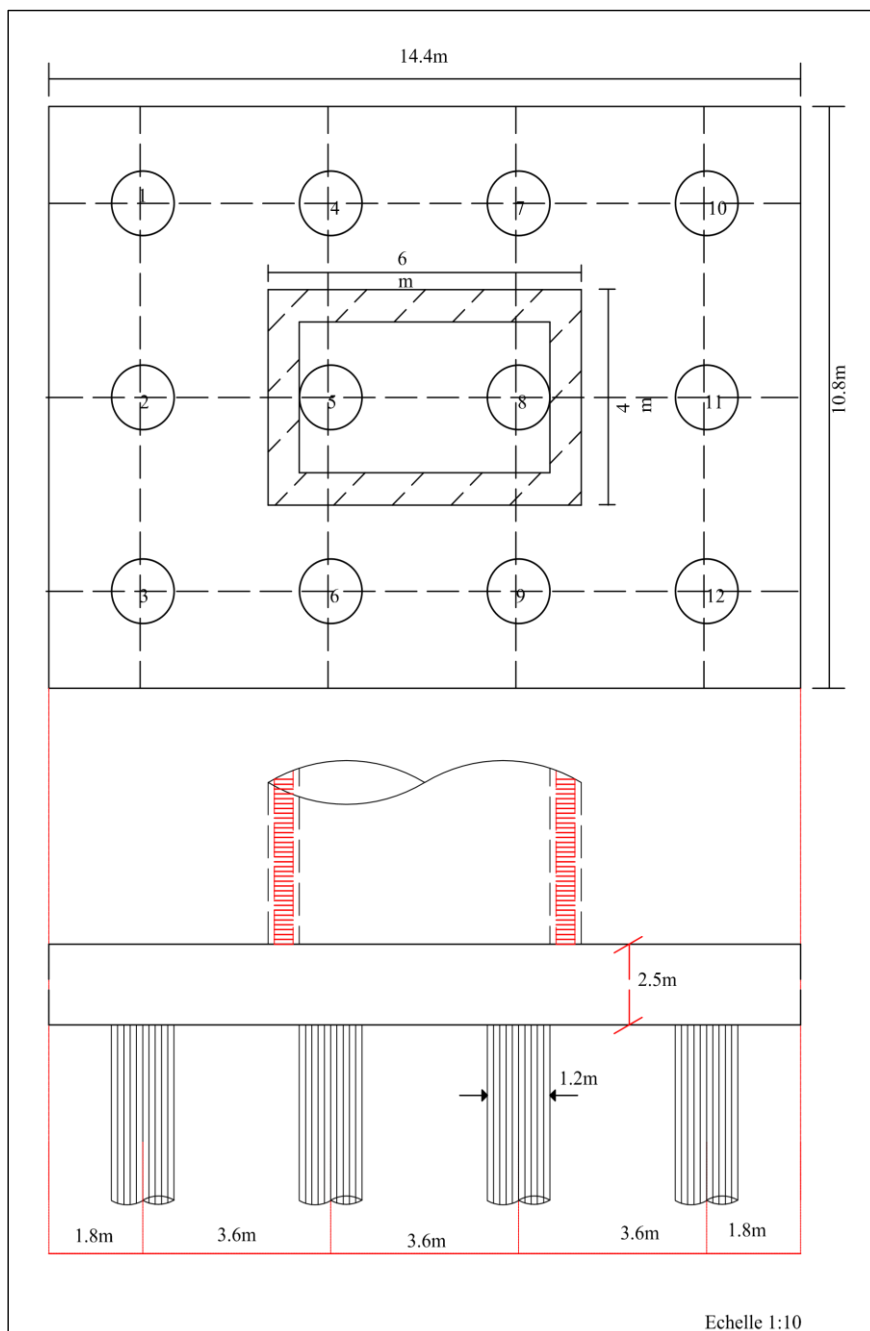


Figure X-9: plan de fondation

Chapitre X : Etude de l'infrastructure

X.6.2 Dimensionnement de la semelle :

X.6.2.1 Caractéristique de la semelle

- la longueur de la semelle est L :

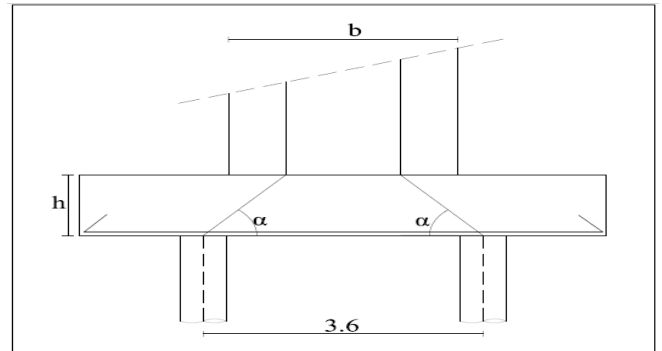
$$L = 14.40 \text{ m}$$

- la longueur de la semelle est B :

$$B = 10.80 \text{ m}$$

- encastrement de la semelle D :

$$D = 2.50 \text{ m}$$



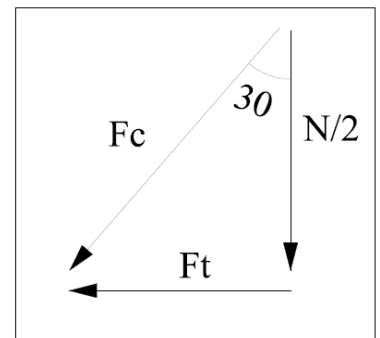
X.6.2.2 Détermination de l'effort de traction à la base de la semelle

Utilisant la méthode des bielles on aura :

La condition de la méthode :

- $\alpha \geq 45^\circ$; dans le cas suivant on :
 $\alpha = 60^\circ$ donc est vérifié
- $h_s \geq \frac{l}{2} - \frac{b}{4} \rightarrow h_s = 2.50 \geq 2.00 \text{ m}$ c'est vérifié

$$F_t = \frac{N}{2} \times \tan 30^\circ$$



N: Effort normal donné par la combinaison Elu fondamentale (figure VI.3)

$$F_t = \frac{65981}{2} \times \tan 30^\circ \rightarrow F_t = 19047 \text{ KN}$$

X.6.2.3 Dimensionnement de la semelle (à la base)

$$\text{On a: } A_s \times f_y \geq F_t \text{ où } f_y = \frac{f_e}{1.15} \rightarrow f_y = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{F_t}{f_y} \rightarrow A_s = \frac{19.047}{348} \rightarrow A_s = 547.34 \text{ cm}^2$$

Soit 112 HA25 où $A_s = 549.22 \text{ cm}^2$ où on a : 11HA25/ml avec un espacement de $S_t = 9 \text{ cm}$

Dans le sens longitudinal de la semelle on : 9HA25/ml

X.6.2.4 Dimensionnement de la semelle (dans la partie supérieure)

On a besoin seulement de l'armature constructive

$$A_s' = 0.6\% A_b \rightarrow A_s' = 0.6\% \times (2.50 \times 10.80) \rightarrow A_s' = 1620 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s' - 549.22 \rightarrow A_s = 1070 \text{ cm}^2$$

$\frac{A_s}{2} = 535 \text{ cm}^2$; Le ferrailage de la partie supérieure est identique au celui de la partie inférieure.

X.7 Dimensionnement des pieux

Le dimensionnement des pieux se fait sur le pieu le plus sollicité qui est le pieu N°8.

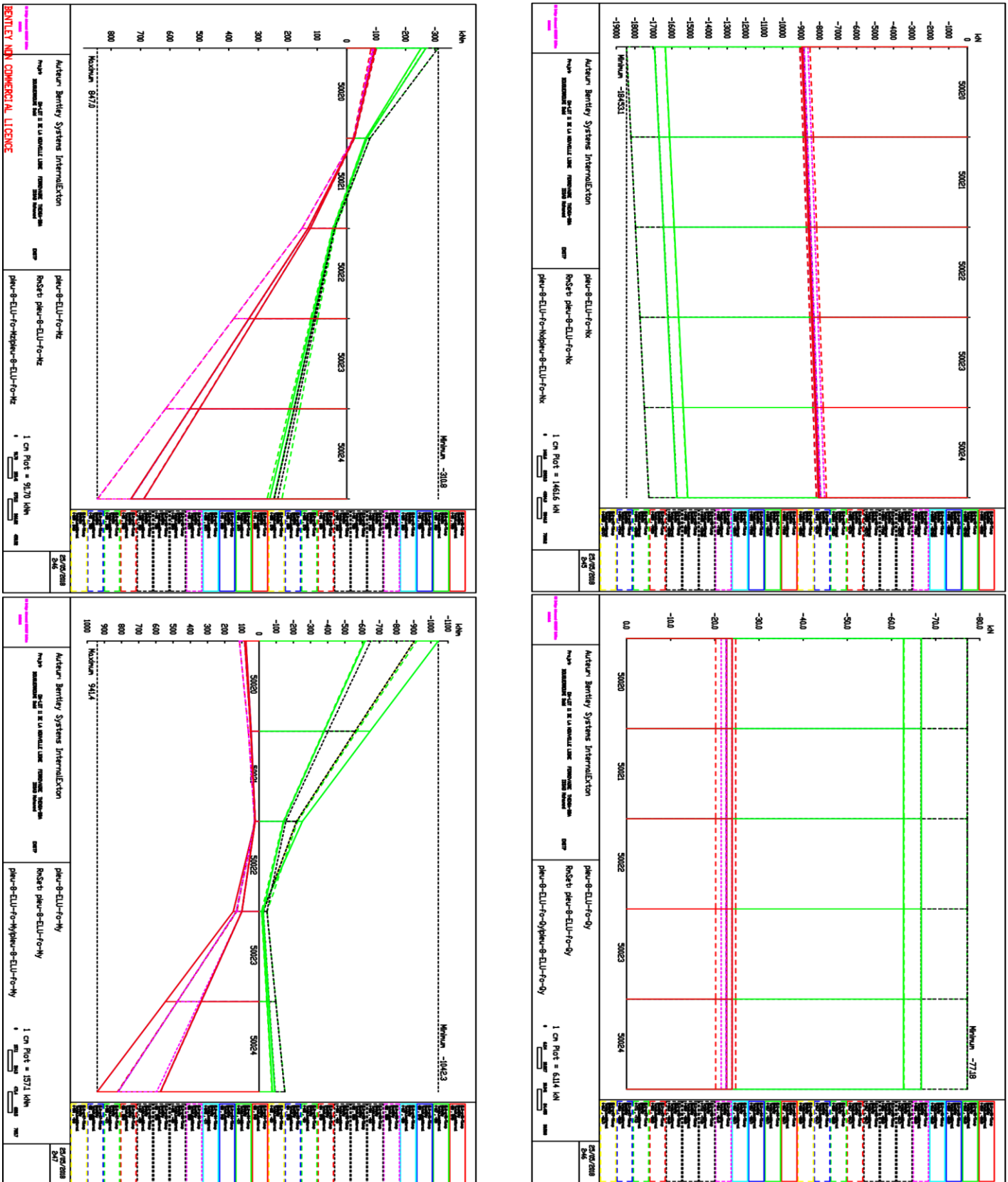


Figure X-10: Efforts sur le pieu le plus sollicité avec la combinaison ELU-fondamentale

X.7.1 Dimensionnement des armatures longitudinales

En exploitant les abaques de Walther on :

$$\frac{Mr}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{941}{\pi \times 0.6^2 \times 1.20 \times 61.67 \times 10^3} \rightarrow \frac{Mr}{\pi R^2 D \beta_w} = 0.011$$

$$\beta_w = \frac{\beta r}{0.6} \rightarrow \beta_w = \frac{37}{0.6} \rightarrow \beta_w = 61.67 \text{ MPa}$$

Mr : Moment maximal donné par la combinaison ELU

$$\frac{Nr}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{-18453}{\pi \times 0.6^2 \times 61.67 \times 10^3} \rightarrow \frac{Nr}{\pi R^2 D \beta_w} = -0.26$$

On choisit $\frac{h'}{t} = 0.05 \rightarrow$ abaque Walther page 156 (dimensionnement des sections pleines) ,L'intersection entre les deux quotients, on fait sortir la section des armatures

$\omega = 0$ Donc on a des armatures constructives

$$Fa = 0.6 Ap \rightarrow Fa = 0.6 \times \pi 0.6^2 \rightarrow Fa = 67,85 \text{ cm}^2$$

Soit 22HA20 dont $Fa = 69.08 \text{ cm}^2$ où 6HA20 / ml avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$

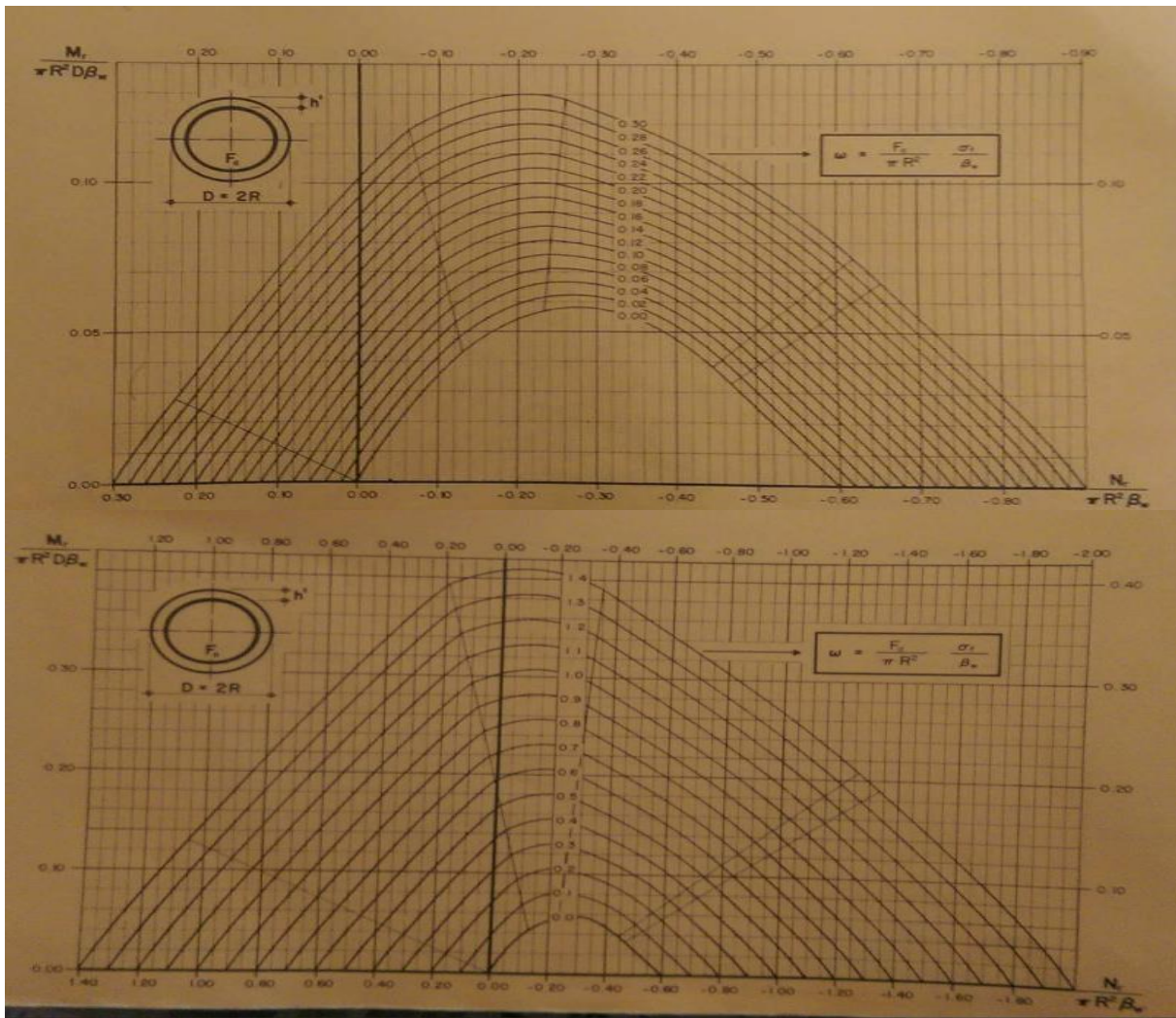


Figure X-11: Abaque de Walther utilisés pour le dimensionnement

Chapitre X : Etude de l'infrastructure

X.7.1.1 Dimensionnement des armatures transversales

On se basant sur le RPOA on a :

- Le diamètre minimal donné par le RPOA est : $\varnothing \min \geq 10 \text{ mm}$
Donc, On choisit des armatures de $\varnothing 14$
- Espacement maximal est : $St = 12 \varnothing l$ donc : $St = 24 \text{ cm}$

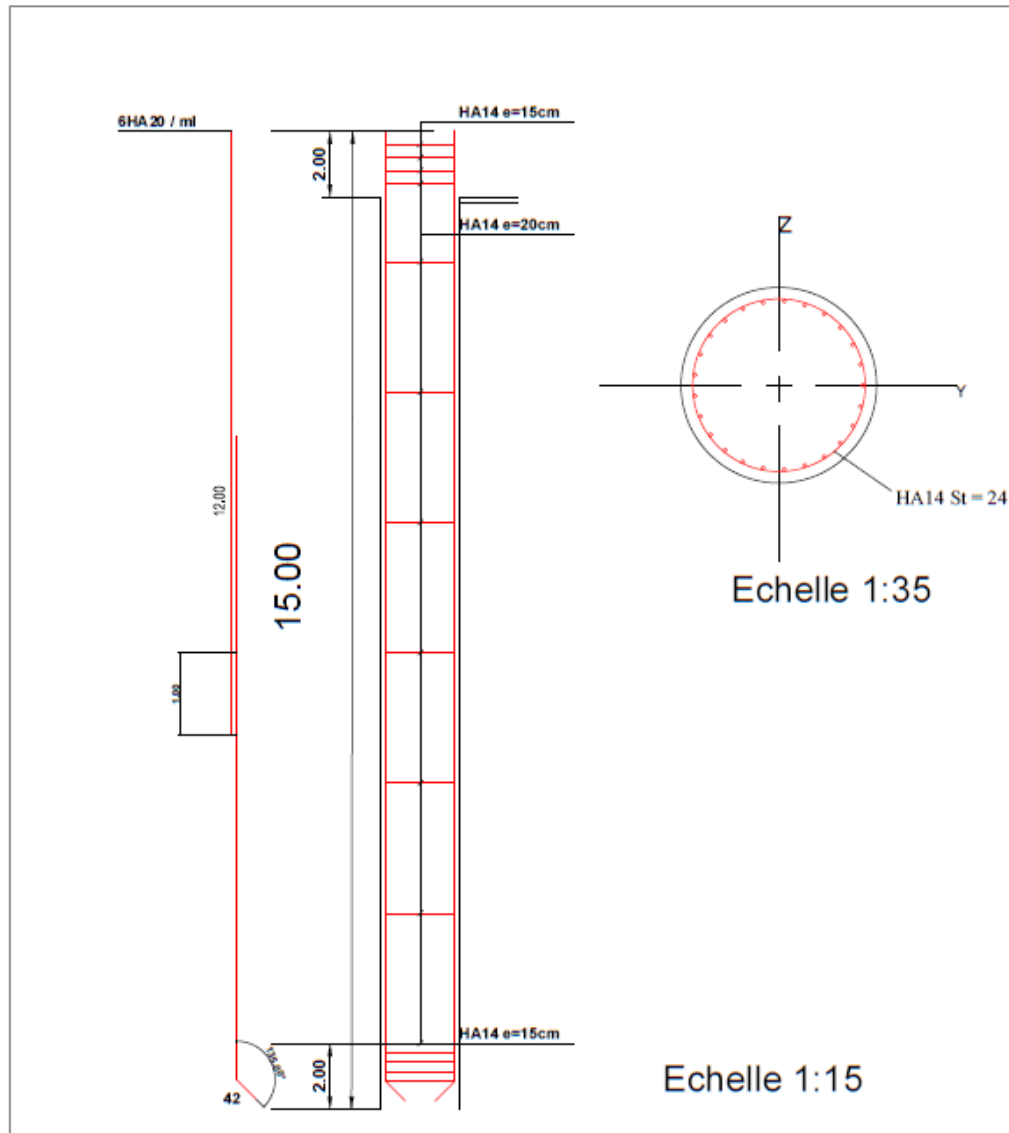


Figure X-12: plan de ferrailage de pieu

Remarque : vu la non disponibilité des données géotechnique sur la capacité portante du sol et des pieux, on a supposé que le pieu en premier lieu travaillera uniquement par sa point, et dans le cas où la portance du sol est faible à celle supposée, on va prévoir des autres solutions comme faire travailler les pieux encore par leurs frottements latérale, et dans le si cette solution est insuffisante on va faire descendre encore plus les pieux. Et dans le cas la plus défavorable on va rajouter des pieux et changer les dimensions des fondations.

X.8 Etude de la pile circulaire

X.8.1 Caractéristiques géométrique et mécanique de la section transversale des piles (P3 ;P4 ;P5)

- R est fixé à partir de la base du caisson posé R = 2.00 m
- Ri = 1.4.0 m
- Tx =ty = 0.60 m
 - Aire (A) = 6.40 m²
 - Ix= 19.07 m⁴

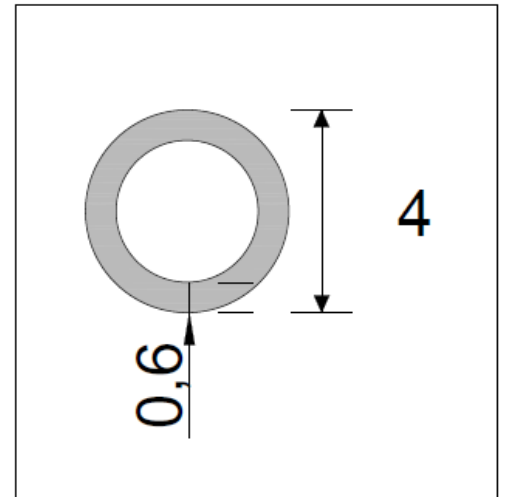


Figure X-13: Section transversal de la pile

X.8.2 Dimensionnement des armatures longitudinale

La sollicitation maximale se manifeste dans la combinaison de L'ELU-fondamentale

Tableau X-5: Efforts exercés en tête de pile

| Combinaisons | | Efforts | ELU fondamentale | ELS quasi-permanente | ELS caractéristique | ELS fréquente | |
|-----------------|--------------|----------|------------------|----------------------|---------------------|---------------|---------|
| Pile circulaire | Tête de pile | M (KN.m) | Mx | 8459 | 75.00 | 5071 | 3767 |
| | | | My | - 48284 | - 2246 | - 24496 | - 23260 |
| | | | Mz | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | | V (KN) | Nx | -61874 | -27582 | -38944 | -40339 |
| | | | Qy | 8711 | 0.46 | 6007 | 4222 |
| | | | Qz | 640 | -20 | 787 | 543 |

Tableau X-6: Efforts exercés en pied de la pile

| Combinaisons | | Efforts | ELU fondamentale | ELS quasi-permanente | ELS caractéristique | ELS fréquente | |
|-----------------|--------------|----------|------------------|----------------------|---------------------|---------------|--------|
| Pile circulaire | Pied de pile | M (KN.m) | Mx | 4270 | 296 | 2466 | 1844 |
| | | | My | -43001 | -1907 | -26440 | -20677 |
| | | | Mz | 192645 | 70.00 | 132864 | 92962 |
| | | V (KN) | Nx | -66854 | -31269 | -42614 | -44006 |
| | | | Qy | 8713 | 0 | 6009 | 4204 |
| | | | Qz | -712 | 0 | 707 | 496 |

Le dimensionnement de la pile se fait à l'aide des diagrammes de Walther, en se basant sur la sollicitation maximale manifestée par la combinaison ELU fondamentale.

On :

$$\frac{t}{D} = \frac{0.6}{4} \rightarrow \frac{t}{D} = 1.5 \rightarrow 0.14 \leq \frac{t}{D} = 0.15 \leq 0.16$$

Chapitre X : Etude de l'infrastructure

Donc on va interpoler entre les diagrammes de $\frac{t}{D} = 0.14$ et de $\frac{t}{D} = 0.16$

$$\frac{Mr}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{192645}{\pi \times 2^2 \times 4 \times 61.67 \times 10^3} \rightarrow \frac{Mr}{\pi R^2 D \beta_w} = 0.062$$

$$\beta_w = \frac{\beta r}{0.6} \rightarrow \beta_w = \frac{37}{0.6} \rightarrow \beta_w = 61.67 \text{ MPa}$$

Mr : Moment maximal donné par la combinaison ELU

$$\frac{Nr}{\pi R^2 \beta_w} = \frac{-66854}{\pi \times 2^2 \times 61.67 \times 10^3} \rightarrow \frac{Nr}{\pi R^2 D \beta_w} = -0.086$$

L'intersection entre les deux quotients, on fait sortir la section des armatures

Pour :

$$\frac{t}{D} = 0.14 \rightarrow \omega = 0.10$$

$$\omega = \frac{Fa}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w} \rightarrow Fa = \frac{\omega \pi R^2 \beta_w}{\sigma_f} \rightarrow Fa = \frac{0.10 \times \pi \times 2^2 \times 61.67}{400}$$

$$Fa = 1937.42 \text{ cm}^2$$

Pour :

$$\frac{t}{D} = 0.16 \rightarrow \omega = 0.10$$

$$\omega = \frac{Fa}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta_w} \rightarrow Fa = \frac{\omega \pi R^2 \beta_w}{\sigma_f} \rightarrow Fa = \frac{0.10 \times \pi \times 2^2 \times 61.67}{400}$$

$$Fa = 1937.42 \text{ cm}^2$$

Soit 10 HA32 / ml dont AS = 64.32 cm² / ml

Il est à remarquer qu'on avait choisi pour la partie extérieure de la pile un paquet de deux barres et un seul pour la partie intérieure (voir le croqué de ferrailage).

X.8.3 Vérification des armatures

$$\rho = \frac{As}{Ab} \rightarrow \rho = \frac{2712}{6.4 \cdot 10^4} \rightarrow \rho = 0.4 \%$$

$$\rho = 0.4 \% \leq 0.6 \% \quad \text{verifié}$$

X.8.4 Dimensionnement des armatures transversales

$$\frac{A_{sw}}{s_t} = \frac{T_d}{f_y \times Z \times \cot \alpha} \quad \text{où } \cot \alpha = 1$$

T_d: Effort tranchant donné par la combinaison ELU fondamentale

On opte pour des armatures transversales de Ø14 dont la section As = 1.54

Chapitre X : Etude de l'infrastructure

$$4 \times \frac{1.54 \times 10^{-4}}{s_t} = \frac{8713 \cdot 10^{-3}}{348 \times 5.29} \rightarrow st = 0.13 \text{ m}$$

Soit deux circeux de HA12 espacés de 13 cm.

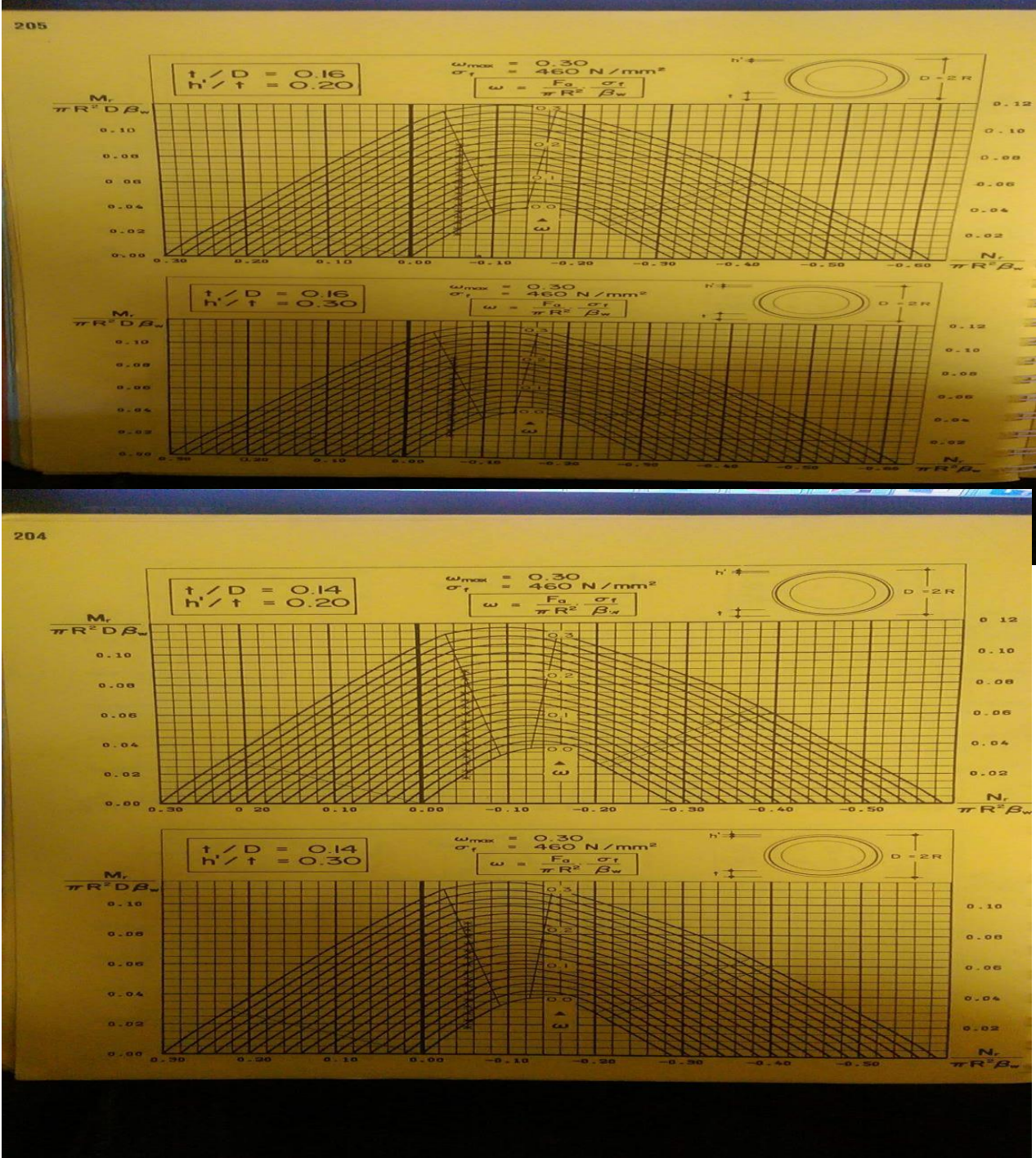


Figure X-14: Abaques de Walther utilisés pour le cas de cette pile

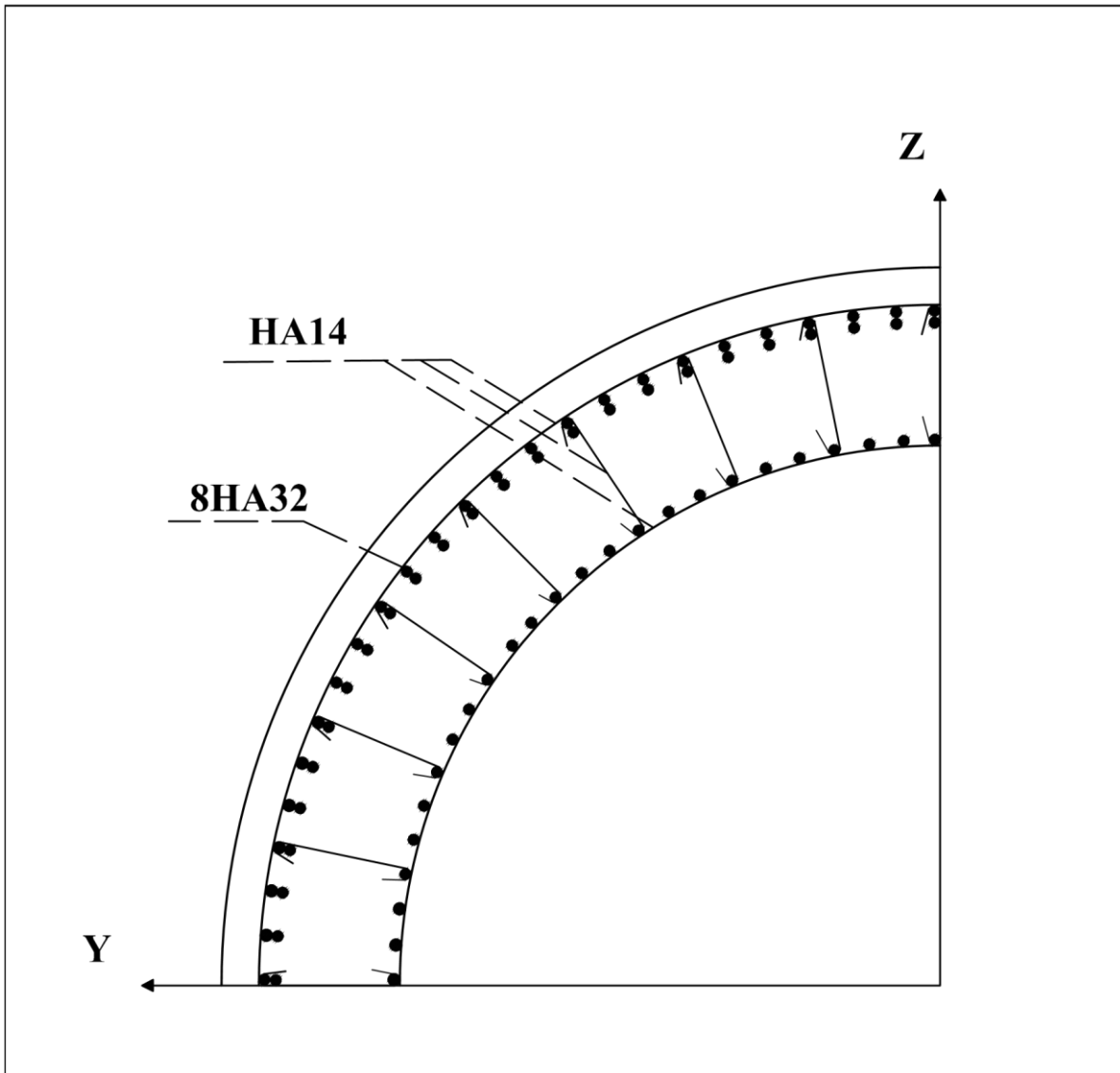


Figure X-15: plan de ferrailage de la pile

X.8.4.1 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau' = \frac{1}{\gamma_b} \times 0.51 \times f_{c28}^{2/3} \rightarrow \tau' = \frac{1}{1.15} \times 0.51 \times 30^{2/3} \rightarrow \tau' = 4.28 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{Td}{R \times d} \rightarrow \tau = \frac{8.713}{2 \times 1.88} = 2.13 \rightarrow \tau \leq \tau'$$

c.q.f.d

X.8.4.2 Vérification au flambement

Les piles qui présentent une hauteur importante doivent vérifier la condition de non flambement.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{où}$$

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 0.71 \rightarrow l_f = 18.627 \text{ m}$

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{19.07}{6.4}} \rightarrow i = 1.72$$

$\lambda = \frac{18.627}{1.72} \quad ; \quad \lambda = 9.08 \leq 70$ donc on n'a pas besoin de calcul de deuxième ordre.

X.8.4.3 Conception de la semelle

Dans le cas où les services des autoroutes ne vont pas nous autoriser d'exploiter la voie de l'autoroute pour les travaux de fouille, on va opter pour une fondation spéciale dans la disposition des pieux. (Voir le schéma suivant).

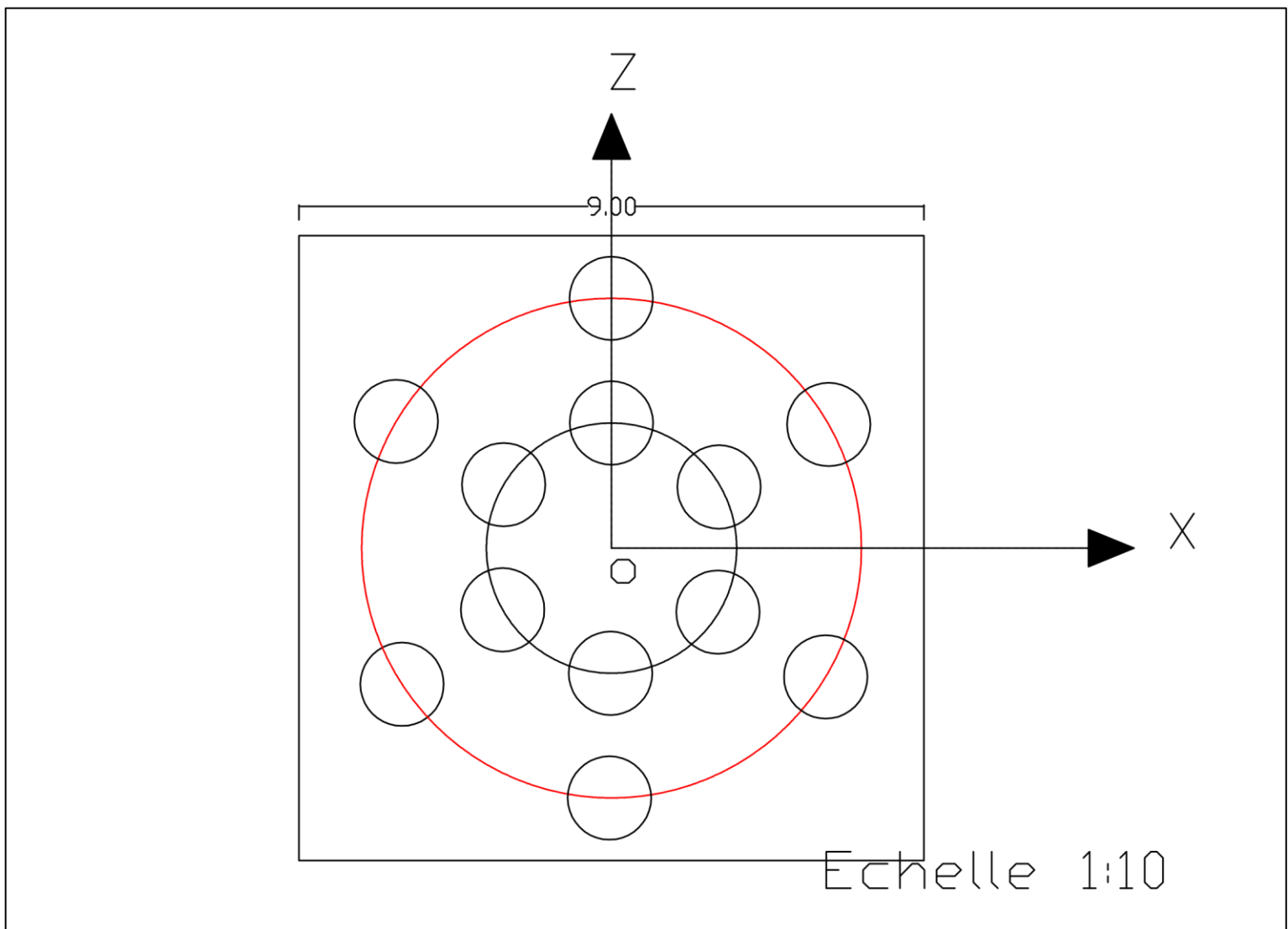


Figure X-16: Conception de la fondation circulaire

Chapitre XI : Etude sismique

XI.1 Introduction

Un phénomène d'origine dynamique se caractérise par une sollicitation variant à la fois dans le temps et dans l'espace, dans laquelle les forces d'inertie, produit de la masse par l'accélération.

XI.1.1 Caractéristiques sismique de la zone

- Zone sismique est de IIa
- Groupe du pont 1 (pont ferroviaire)
- Coefficient d'accélération de zone $a = 0.25$
- Le site est de S3
- Coefficients sismiques : $K_h = A$; $K_v = 0.3 K_h$
- Période caractéristique associées à la catégorie de site T1 et T2
 - 1 Composante horizontale
 - $T1 = 0.20 s$; $T2 = 0.5 s$
 - 2 Composante verticale
 - $T1 = 0.20 s$; $T2 = 0.4 s$

XI.1.2 Combinaisons de l'action sismique

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle de séisme.

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E = 0.3 E_x \pm E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E = 0.3 E_x \pm 0. E_y \pm E_z$$

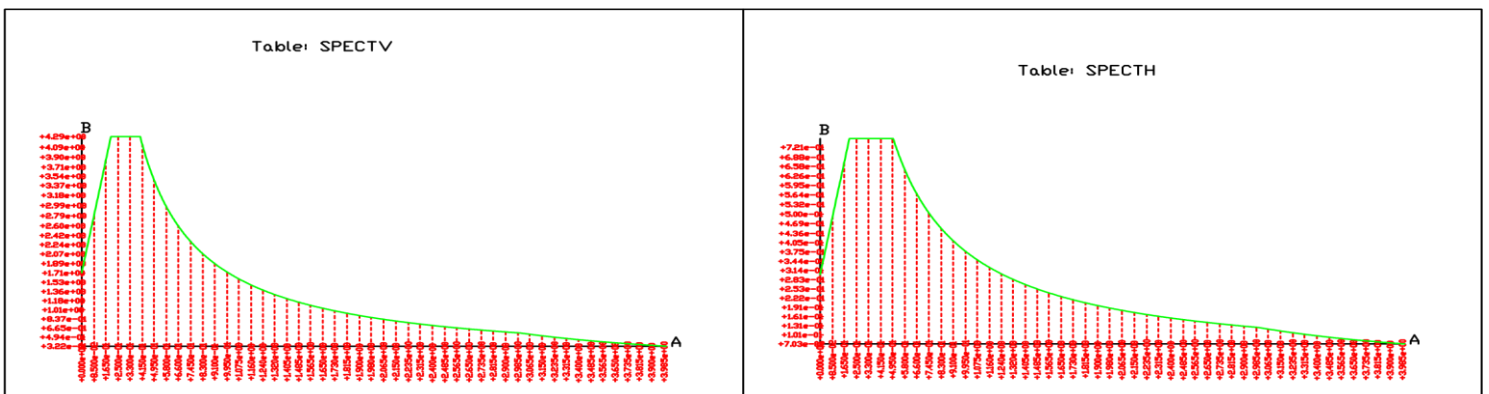
Où : E_x ; E_y ; E_z sont les effets des actions sismiques

XI.1.3 Combinaisons sismiques « EL sismique »

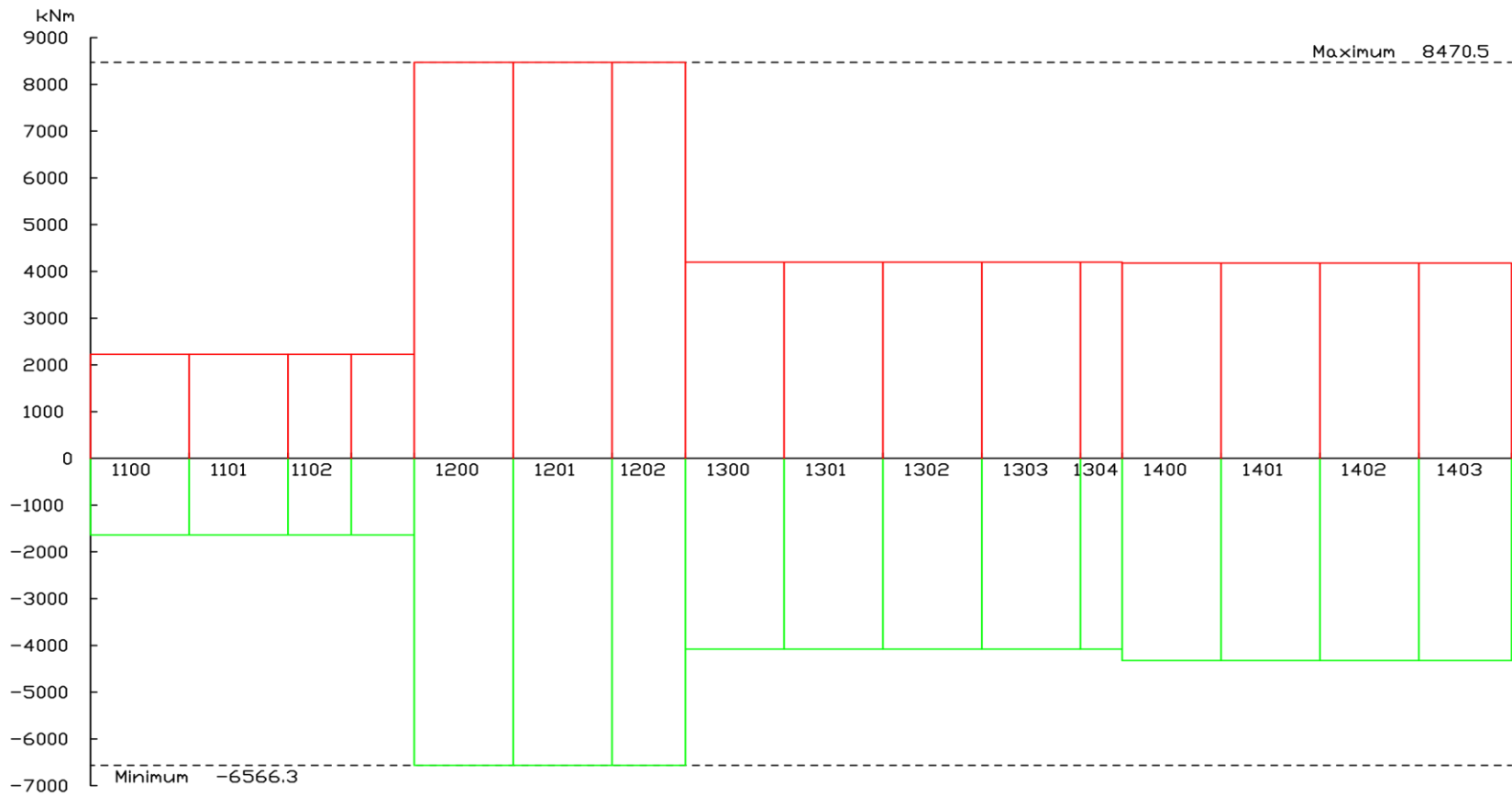
ELU sismique : $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + E + P + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$

ELS sismique : $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 0,30. E + P + 0,30. Q_{k,1}$

XI.1.4 Les spectres de réponse (Méthode du calcul utilisé CQC)



Diagrammes des efforts sismiques sur les piles



ELA-sismique.sup
 MaxMx:Mx
 TotalLocalNormal
 (2228 , 8470)

ELA-sismique.sup
 MinMx:Mx
 TotalLocalNormal
 (-6566 , -1636)

Auteur: Bentley Systems InternalExton

Projet: DA-LOT 11 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVAIRE THENIA-BBA
 BOUGUERROUMI Said ISSAD Mohamed

ENSTP

ELU-FD-piles-Mx

RmSet: ELU-FD-piles-Mx

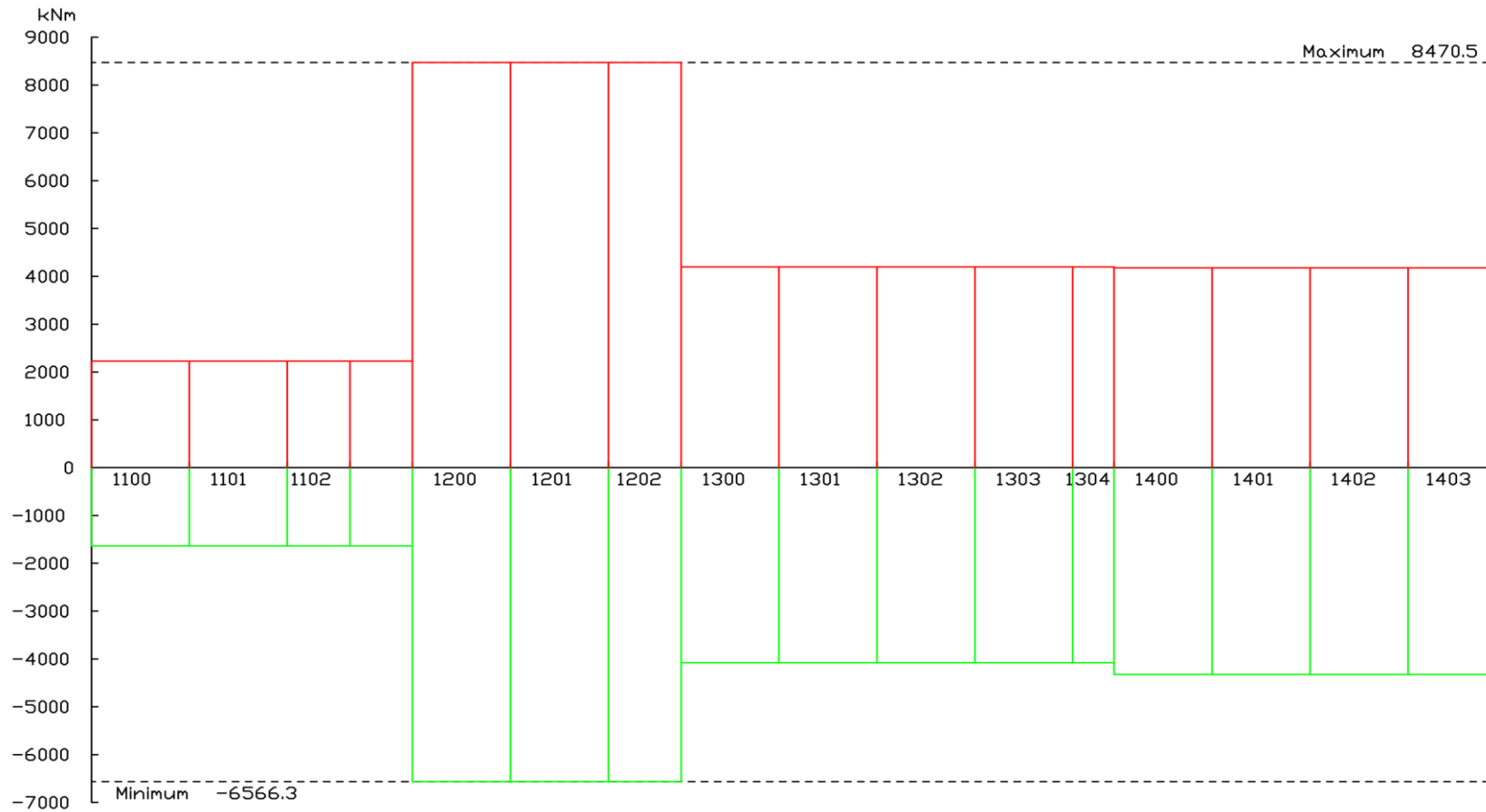
ELU-FD-piles-sis|ELU-FD-piles-Mx

1 cm Plot = 1191.0 kNm

0 1191.0 2382.1 3573.1 4764.1 5955.2

26/05/2018
 23:45

Figure XI-1 : Moment Mx du au séisme



ELA-sismique.sup
 MaxMx:Mx
 TotalLocalNormal
 (2228 , 8470)

ELA-sismique.sup
 MinMx:Mx
 TotalLocalNormal
 (-6566 , -1636)

Auteur: Bentley Systems InternalExton

Projet: DA-LOT 11 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVAIRE THENIA-BBA
 BOUGUERROUMI Said ISSAD Mohamed

ENSTP

ELU-FD-piles-Mx

RmSet: ELU-FD-piles-Mx

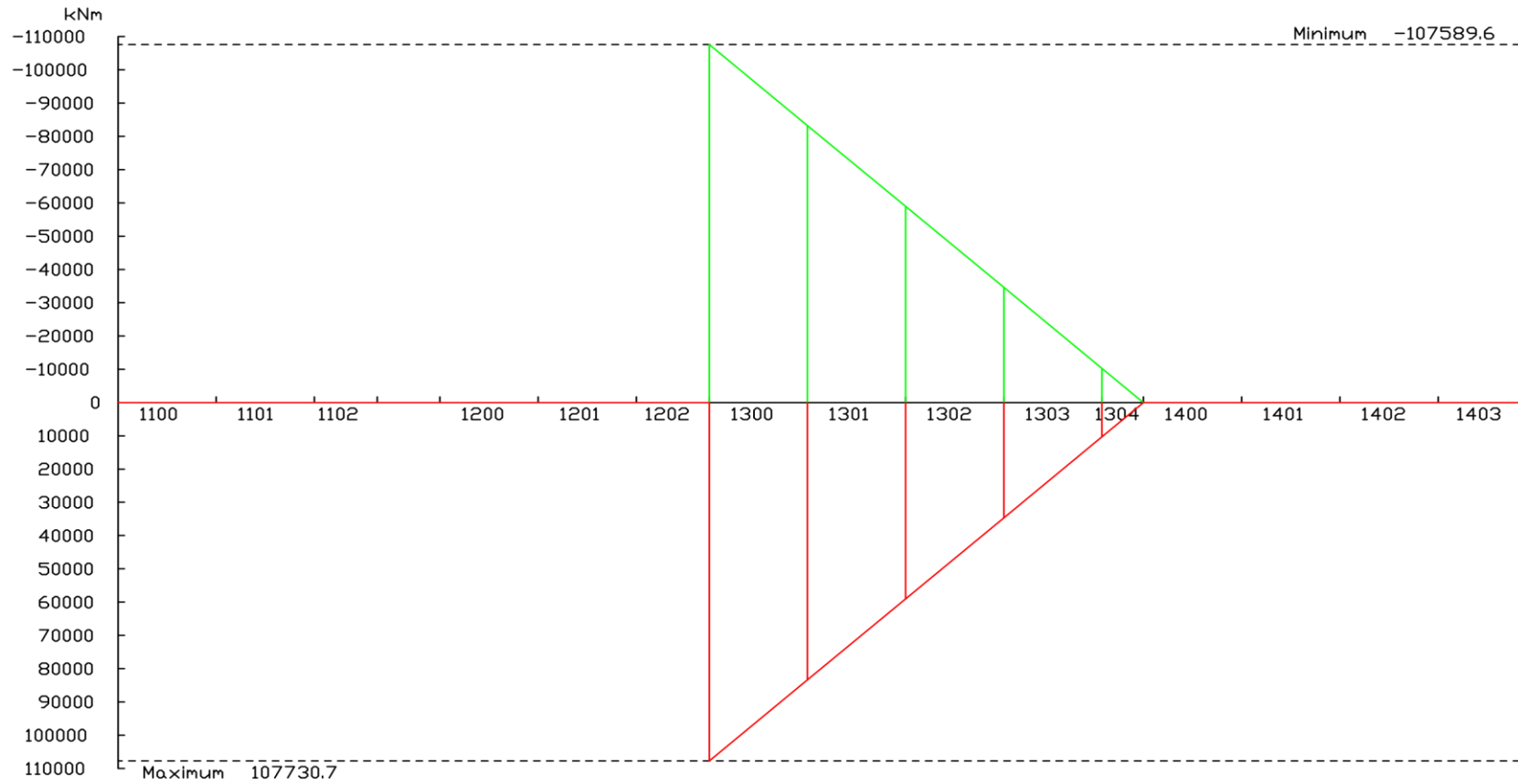
ELU-FD-piles-sis|ELU-FD-piles-Mx

26/05/2018
 23:45

1 cm Plot = 1191.0 kNm

0 1191.0 2382.1 3573.1 4764.1 5955.2

Figure XI-2: Moment My du au séisme



ELA-sismique.sup
 MaxMz:Mz
 TotalLocalNormal
 (0 , 107731)

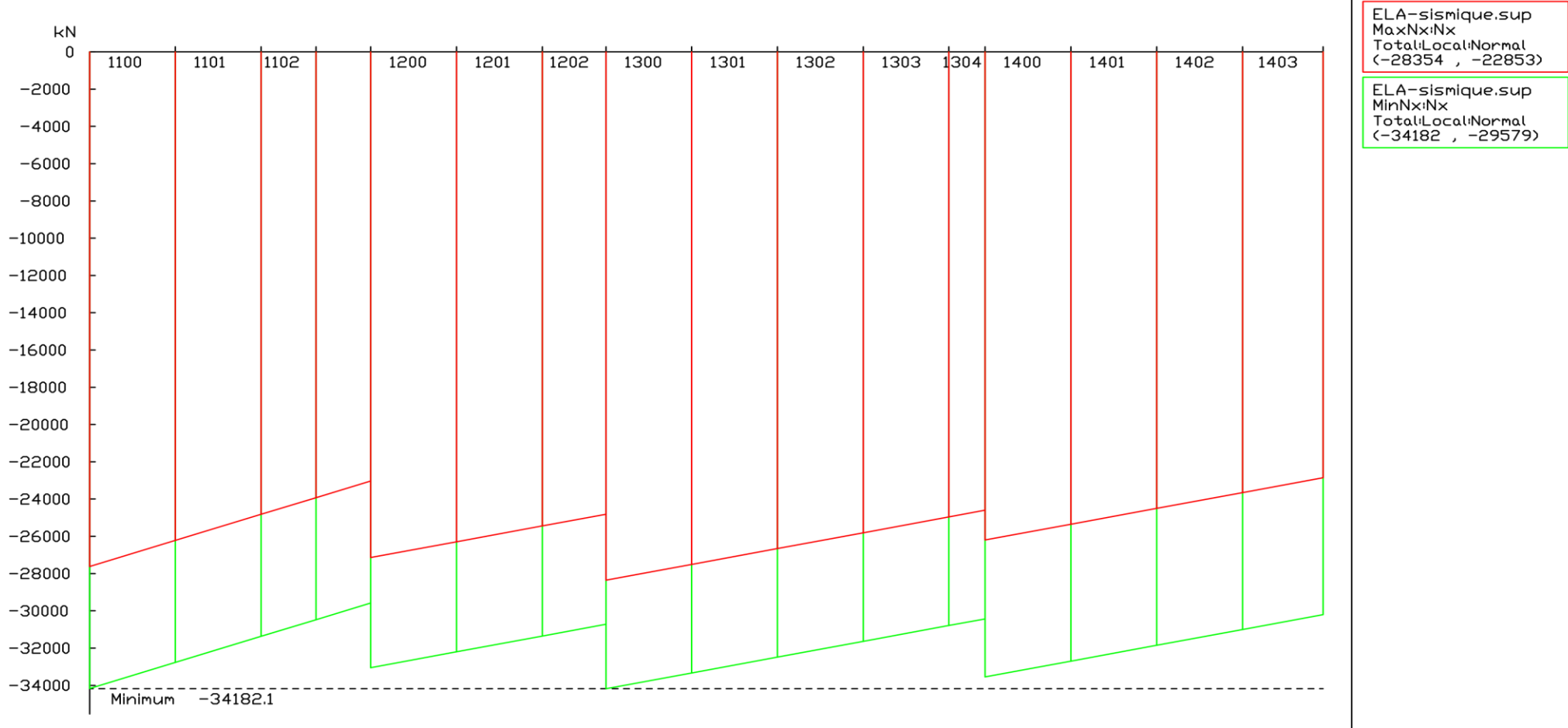
ELA-sismique.sup
 MinMz:Mz
 TotalLocalNormal
 (-107590 , 0)

Auteur: Bentley Systems InternalExton
 Proje: DA-LOT 11 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVAIRE THENIA-BBA BOUGUERROUMI Said ISSAD Mohamed ENSTP

ELU-FD-piles-MZ
 RmSet: ELU-FD-piles-MZ
 ELU-FD-piles-sisELU-FD-piles-MZ
 1 cm Plot = 17055.1 kNm
 0 17055.1 34110.1 51165.2 68220.3 85275.3

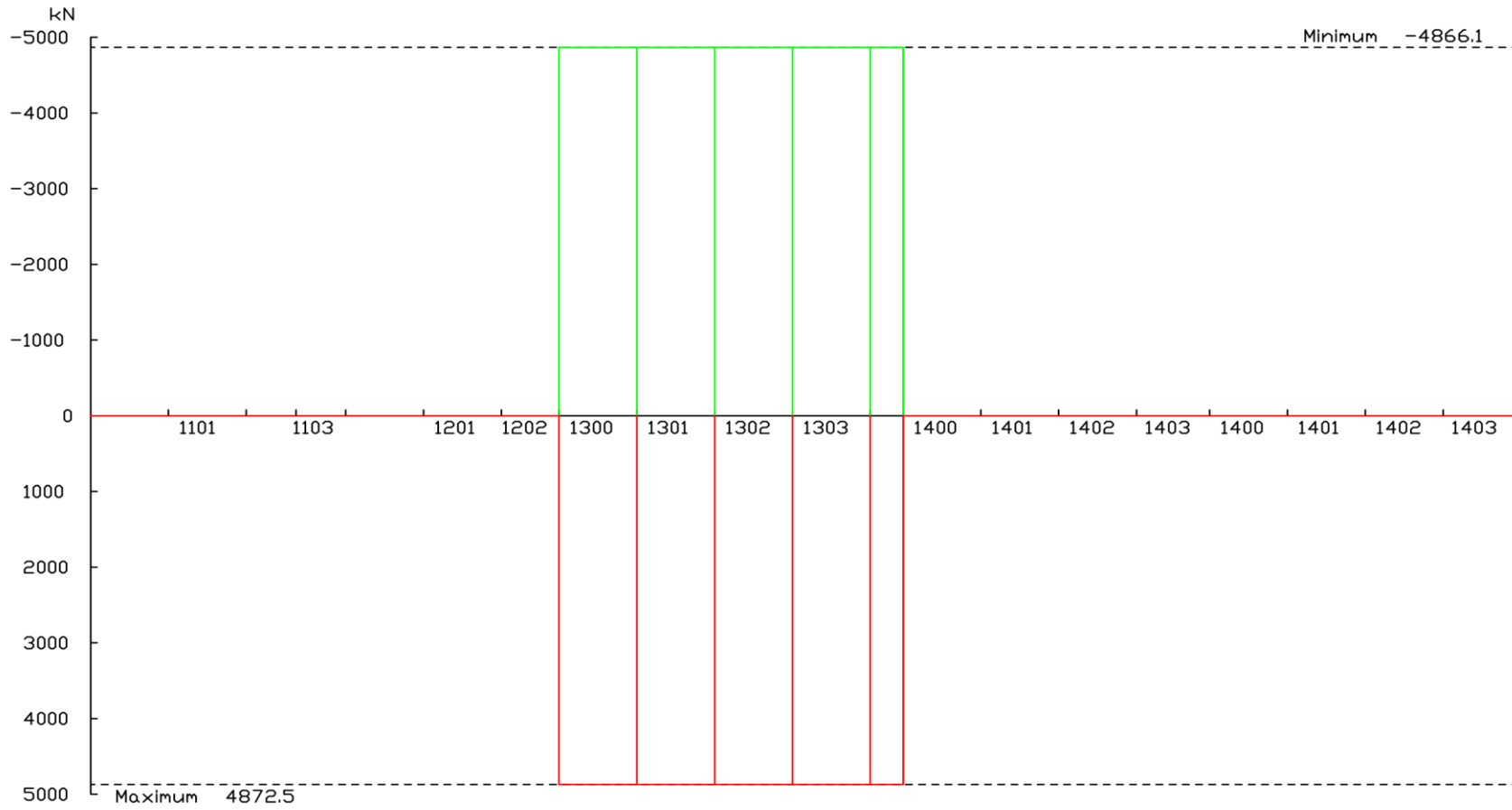
26/05/2018
 23:45

Figure XI-3: Moment Mz du au séisme



| | | | |
|---|--|---|-----------------------------|
| <p>BAE Bridge Advanced CONNECT Edition 2020.0.0</p> | <p>Auteur: Bentley Systems InternalExton Projet: DA-L0T 11 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVAIRE THENIA-BBA BOUGUERROUMI Sald FERROVAIRE THENIA-BBA ISSAD Mohamed ENSTP</p> | <p>ELU-F0-piles-Nx RmSet: ELU-F0-piles-Nx ELU-F0-piles-sis!ELU-F0-piles-Nx</p> <p>1 cm Plot = 2707.5 kN</p> <p>0 2707.5 5415.0 8122.5 10830.0 13537.5</p> | <p>26/05/2018 23:46</p> |
|---|--|---|-----------------------------|

Figure XI-4: Efforts normaux dus au séisme



ELA-sismique.sup
 MaxQy:Qy
 TotalLocalNormal
 (0 , 4872)

ELA-sismique.sup
 MinQy:Qy
 TotalLocalNormal
 (-4866 , 0)

Auteur: Bentley Systems InternalExton

Projet: DA-LOT 11 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVAIRE THENIA-BBA
 BOUGUERROUMI Said ISSAD Mohamed

ENSTP

ELU-FD-piles-QY

RmSet: ELU-FD-piles-QY

ELU-FD-piles-sis!ELU-FD-piles-QY

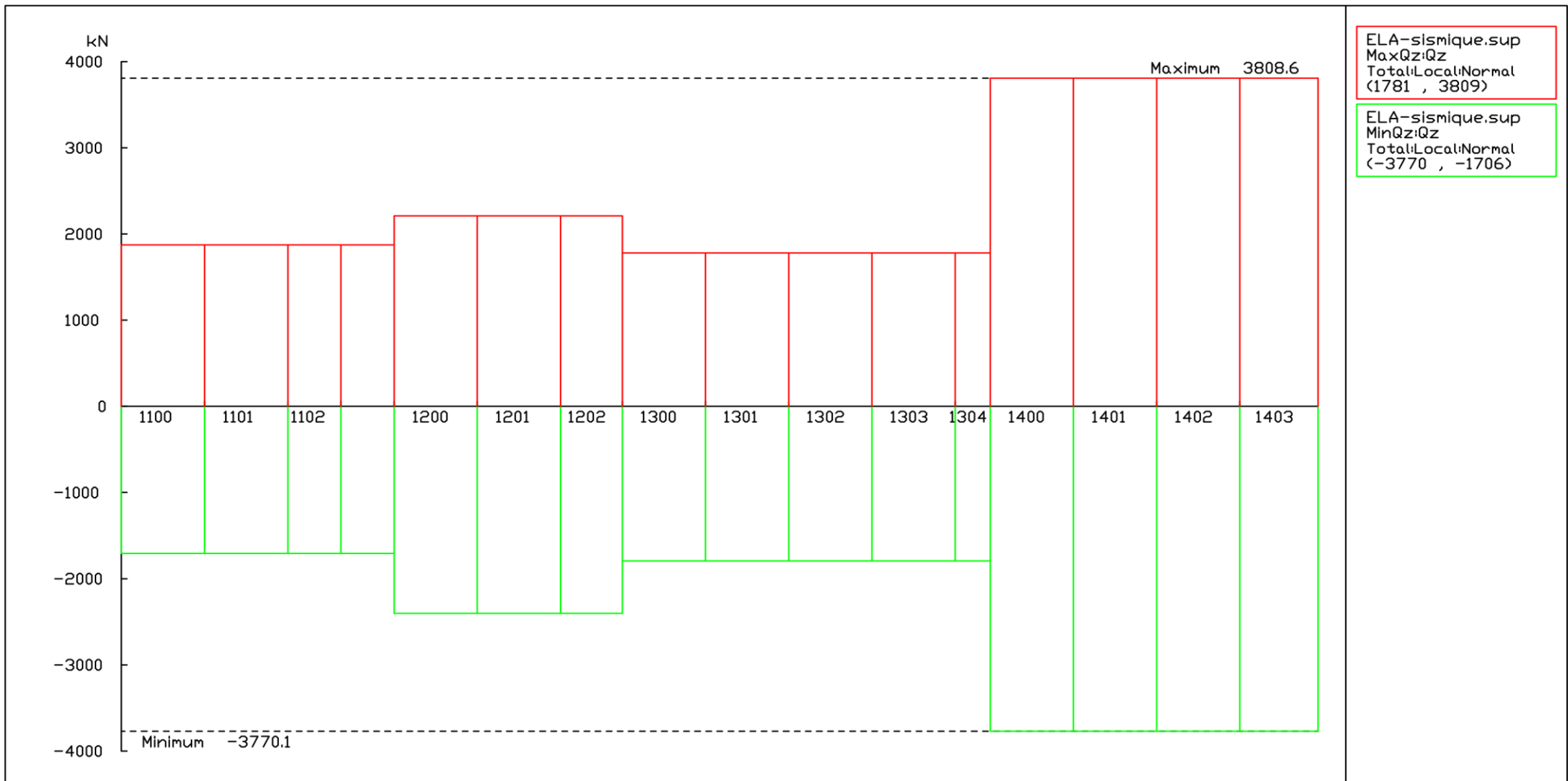
26/05/2018
 23:47

EN Bridge Advanced CONNECT Edition
 16032018

1 cm Plot = 771.4 kN

0 771.4 1542.7 2314.1 3085.5 3856.9

Figure XI-5: Efforts tranchant Qy dus au séisme



| | | | | |
|--|--|-------|---|---------------------|
| <small>EN Bridge Advanced CORRECT Edition 2010.01.01</small> | Auteur: Bentley Systems InternalExton Projet: DA-L0T 11 DE LA NOUVELLE LIGNE FERROVAIRE THENIA-BBA BOUGUERROUMI Said ISSAD Mohamed | ENSTP | ELU-FD-piles-QZ RmSet: ELU-FD-piles-QZ ELU-FD-piles-sisIELU-FD-piles-QZ | 26/05/2018 23:47 |
| | | | 1 cm Plot = 600.3 kN 0 600.3 1200.6 1800.9 2401.2 3001.5 | |

Figure XI-6: Efforts tranchants Qz dus au séisme

Eigenmode propre#1 (Factor 50, 0.419 (Hz))
Stage



elevation

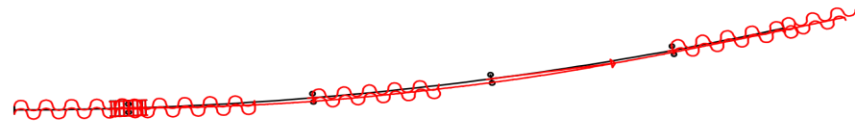
Structure Scale 1 : 2000.0

Eigenmode propre#2 (Factor 10, 0.747 (Hz))
Stage



elevation

Structure Scale 1 : 2000.0



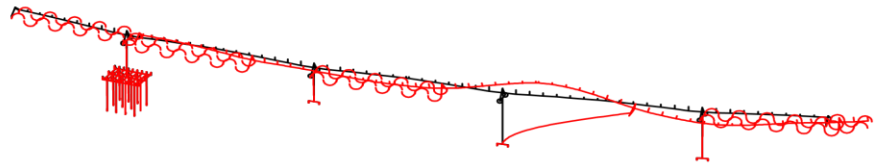
plan

Structure Scale 1 : 2000.0



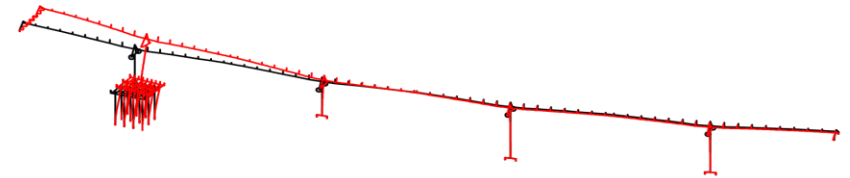
plan

Structure Scale 1 : 2000.0



Isometric view

Structure Scale 1 : 2000.0

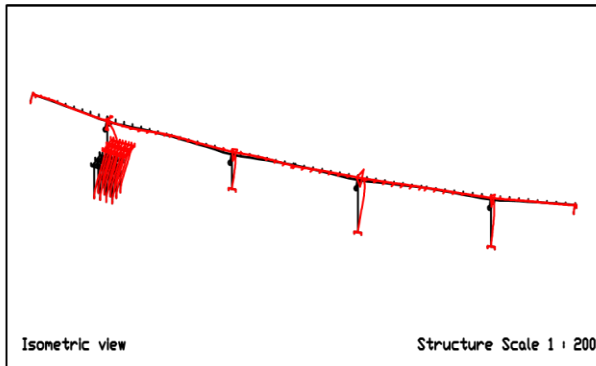
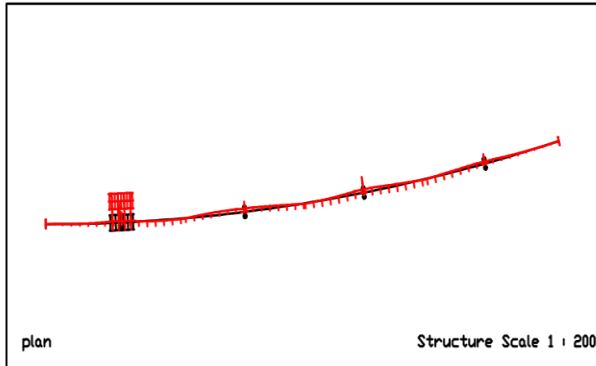
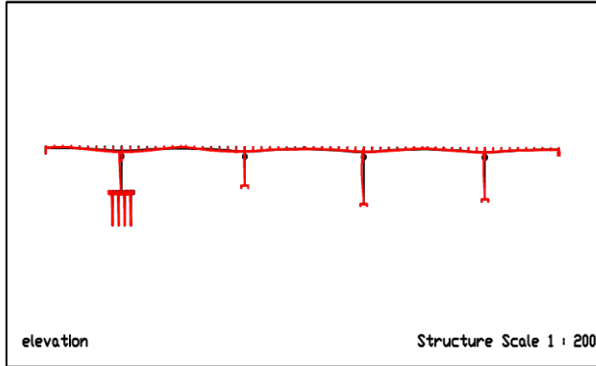


Isometric view

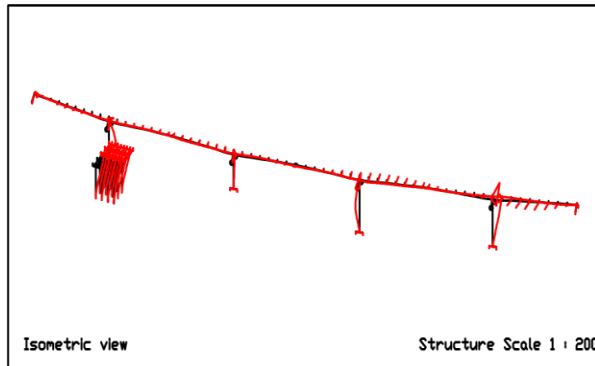
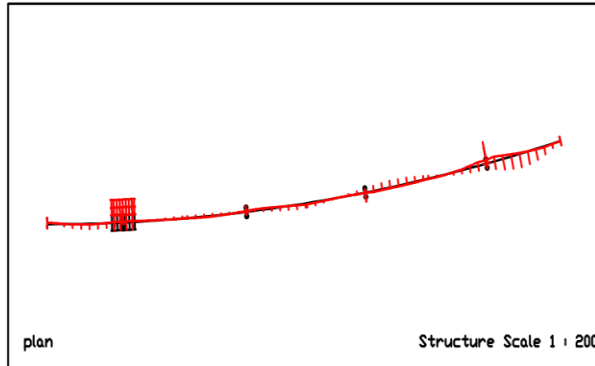
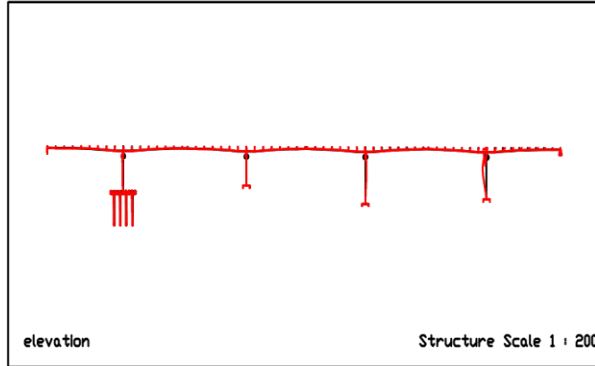
Structure Scale 1 : 2000.0

Figure XI-7: Modes du séisme (1;2)

Elgenmode propre#19 (Factor 10, 7.795 (Hz))
Stage



Elgenmode propre#31 (Factor 10, 11.342 (Hz))
Stage



Elgenmode propre#50 (Factor 1.0, 19.859 (Hz))
Stage

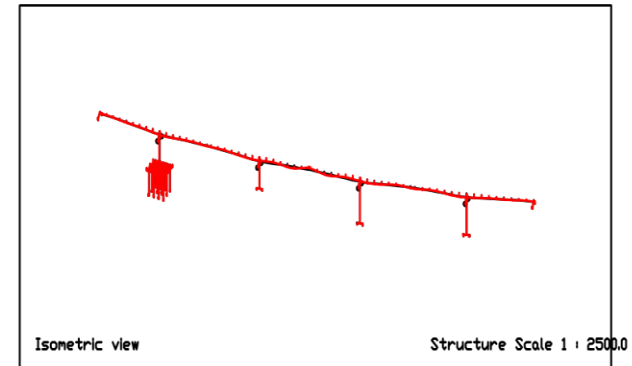
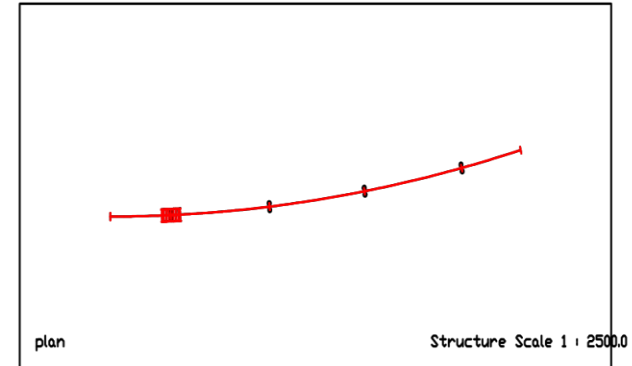
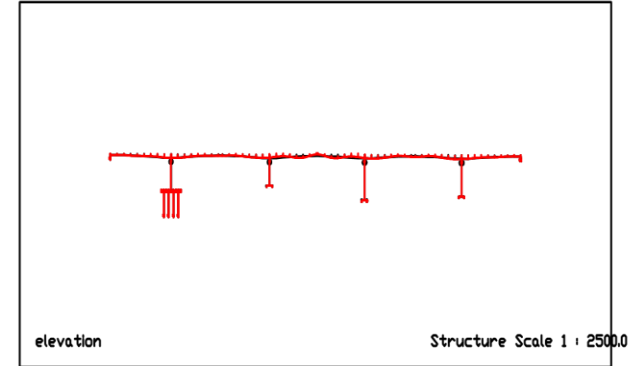


Figure XI-8: Modes de séisme (19.31 et 50)

Chapitre XI : Etude sismique

Tableau XI-1 : participation de la masse modale

| MODE | $\phi^T M \phi$ | X | Y | Z | SUM-X | SUM-Y | SUM-Z | HERTZ |
|------|-----------------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|--------|
| 1 | 0.1121E+05 | 97.64 | 0.00 | 1.45 | 97.64 | 0.00 | 1.45 | 0.419 |
| 2 | 0.1722E+04 | 0.00 | 0.00 | 22.08 | 97.64 | 0.00 | 23.54 | 0.747 |
| 3 | 0.3353E+04 | 1.96 | 0.00 | 64.51 | 99.60 | 0.00 | 88.05 | 0.804 |
| 4 | 0.2830E+04 | 0.29 | 0.69 | 0.02 | 99.89 | 0.70 | 88.07 | 0.997 |
| 5 | 0.2569E+04 | 0.01 | 0.00 | 6.76 | 99.90 | 0.70 | 94.83 | 1.066 |
| 6 | 0.2465E+04 | 0.03 | 0.00 | 0.02 | 99.93 | 0.70 | 94.85 | 1.432 |
| 7 | 0.3468E+04 | 0.01 | 0.00 | 3.17 | 99.94 | 0.70 | 98.02 | 1.550 |
| 8 | 0.2013E+04 | 0.01 | 12.48 | 12.48 | 99.95 | 13.18 | 98.03 | 2.015 |
| 9 | 0.4425E+04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 99.95 | 13.18 | 98.03 | 2.165 |
| 10 | 0.1829E+04 | 0.00 | 0.34 | 0.00 | 99.95 | 13.52 | 98.03 | 2.846 |
| 11 | 0.1990E+04 | 0.00 | 48.08 | 0.00 | 99.96 | 61.60 | 98.03 | 2.989 |
| 12 | 0.4426E+04 | 0.00 | 0.01 | 0.11 | 99.96 | 61.60 | 98.14 | 3.518 |
| 13 | 0.3426E+04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 99.96 | 61.61 | 98.14 | 4.175 |
| 14 | 0.6518E+04 | 0.00 | 6.24 | 0.00 | 99.96 | 67.85 | 98.14 | 4.596 |
| 15 | 0.3330E+04 | 0.00 | 0.02 | 0.00 | 99.96 | 67.87 | 98.14 | 4.729 |
| 16 | 0.3333E+04 | 0.00 | 0.20 | 0.00 | 99.96 | 68.07 | 98.14 | 4.824 |
| 17 | 0.2347E+04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 99.96 | 68.07 | 98.14 | 5.462 |
| 18 | 0.3465E+04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 99.96 | 68.07 | 98.14 | 6.283 |
| 19 | 0.2402E+04 | 0.03 | 0.02 | 1.45 | 99.99 | 68.09 | 99.60 | 7.795 |
| 20 | 0.1339E+04 | 0.00 | 0.02 | 0.04 | 99.99 | 68.11 | 99.64 | 8.037 |
| 21 | 0.1053E+04 | 0.00 | 0.15 | 0.15 | 99.99 | 68.26 | 99.64 | 8.081 |
| 22 | 0.2750E+04 | 0.00 | 2.49 | 0.00 | 99.99 | 70.76 | 99.64 | 8.191 |
| 23 | 0.2954E+04 | 0.00 | 0.02 | 0.00 | 99.99 | 70.77 | 99.64 | 8.363 |
| 24 | 0.8288E+03 | 0.00 | 1.06 | 0.00 | 99.99 | 71.84 | 99.64 | 8.710 |
| 25 | 0.1573E+04 | 0.00 | 0.12 | 0.00 | 99.99 | 71.96 | 99.64 | 9.099 |
| 26 | 0.4048E+04 | 0.00 | 0.01 | 0.01 | 99.99 | 71.97 | 99.65 | 9.139 |
| 27 | 0.3928E+04 | 0.00 | 0.95 | 0.00 | 99.99 | 72.91 | 99.65 | 9.365 |
| 28 | 0.2168E+04 | 0.00 | 14.09 | 0.00 | 99.99 | 87.01 | 99.65 | 9.486 |
| 29 | 0.3119E+04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 99.99 | 87.01 | 99.65 | 9.792 |
| 30 | 0.5383E+03 | 0.00 | 0.00 | 0.03 | 99.99 | 87.01 | 99.68 | 10.967 |
| 31 | 0.3306E+04 | 0.00 | 0.00 | 0.06 | 100.00 | 87.01 | 99.74 | 11.342 |
| 32 | 0.3501E+04 | 0.00 | 0.00 | 0.01 | 100.00 | 87.01 | 99.75 | 11.949 |
| 33 | 0.9964E+03 | 0.00 | 0.02 | 0.00 | 100.00 | 87.03 | 99.75 | 13.051 |
| 34 | 0.1656E+04 | 0.00 | 0.01 | 0.00 | 100.00 | 87.04 | 99.75 | 13.324 |
| 35 | 0.2732E+04 | 0.00 | 0.00 | 0.01 | 100.00 | 87.04 | 99.76 | 13.380 |
| 36 | 0.5743E+04 | 0.00 | 0.05 | 0.00 | 100.00 | 87.09 | 99.76 | 13.800 |
| 37 | 0.3351E+04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 | 87.09 | 99.76 | 14.107 |
| 38 | 0.1418E+04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 | 87.09 | 99.76 | 14.250 |
| 39 | 0.2458E+04 | 0.00 | 0.00 | 0.04 | 100.00 | 87.09 | 99.80 | 14.548 |
| 40 | 0.2323E+04 | 0.00 | 0.01 | 0.00 | 100.00 | 87.10 | 99.80 | 15.781 |
| 41 | 0.6172E+03 | 0.00 | 2.59 | 0.00 | 100.00 | 89.69 | 99.80 | 16.135 |

Chapitre XI : Etude sismique

| 42 | 0.3398E+04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 | 89.69 | 99.80 | 16.411 |
|------|----------------|------|------|------|--------|-------|-------|--------|
| MODE | $\phi^*M*\phi$ | X | Y | Z | SUM-X | SUM-Y | SUM-Z | HERTZ |
| 43 | 0.9376E+03 | 0.00 | 3.48 | 0.00 | 100.00 | 93.17 | 99.80 | 16.882 |
| 44 | 0.1847E+04 | 0.00 | 2.21 | 0.00 | 100.00 | 95.38 | 99.80 | 18.354 |
| 45 | 0.1359E+04 | 0.00 | 0.10 | 0.03 | 100.00 | 95.48 | 99.82 | 18.687 |
| 46 | 0.2782E+04 | 0.00 | 0.19 | 0.02 | 100.00 | 95.66 | 99.84 | 18.708 |
| 47 | 0.1340E+04 | 0.00 | 0.01 | 0.10 | 100.00 | 95.67 | 99.94 | 19.021 |
| 48 | 0.4314E+04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 | 95.67 | 99.94 | 19.650 |
| 49 | 0.4990E+03 | 0.00 | 0.01 | 0.00 | 100.00 | 95.68 | 99.94 | 19.697 |
| 50 | 0.1429E+04 | 0.00 | 0.46 | 0.00 | 100.00 | 96.13 | 99.94 | 19.859 |

XI.2 Interprétation :

Après l'analyse des résultats des efforts au niveau de chaque pile dus à la sollicitation sismique, on constate que suivant la direction « oz » les efforts sont plus important que les efforts données par la combinaison la plus défavorable à peu près 40% de plus. A cet effet on prévoit d'ajouter des cadres au le long de chaque afin de reprendre ces efforts en plus.

XII. Conclusion générale

Ce travail de mémoire fut une expérience enrichissante qui nous a permis d'acquérir de nouvelles connaissances et d'exploiter et de mettre en pratique sur un cas réel les notions nous avons déjà acquis durant notre cursus universitaire.

Cette période est l'une des meilleures occasions pour acquérir des différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques et le passage vers des logiciels tridimensionnels basé sur les éléments finis à partir de modélisation appropriées de l'ouvrage étudié.

Pour terminer, on tient à ré-exprimer notre gratitude à tous ce qui nous ont aidé à élaborer ce mémoire de fin d'étude.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Guide de conception pont à poutre préfabriquées en précontrainte par poste tension (VIPP).
- [2] Guide de conception SETRA pont en béton précontrainte construit par encorbellement successifs
- [3] Conception de l'ingénieur
- [4] livre de CALGARO, conception des ponts
- [5] Mémoire de fin d'étude de LOUISE LAMBERT « INSA STRASBORG »
- [6] Traité de génie civil pont en acier
- [7] Eurocodes 1, 2,3.
- [8] Règlements de BAEL 1991
- [9] Règlements de BPEL
- [10] Fascicule 62 TITRE V
- [11] Règlements précontrainte FRYSSINET
- [12] Règlement parasismique des ouvrages d'art 2008
- [13] Cours de précontrainte AMIEUR « ENSTP »
- [14] Abaque de WALTHER