

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministre de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA 1

Faculté de technologie

Département de Génie Civil



**MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME
DE MASTER EN GENIE CIVIL**

Spécialité : Géotechnique

Thème :

**ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE ET DE LA SUPERSTRUCTURE
D'UN VIADUC
ENTRE LE PK 23+780 ET LE PK 24+260 AU NIVEAU DE LA 4^{EME}
ROCADE « KHEMISE MILIANA / HANACHA »**

Soutenu par :

ZAABAT Oussama

AHBAB Abd El Aziz

Encadre par :

Pr. ZITOUNI Zein El Abidine

Dr. SAIL Yacine

Blida, Décembre 2020

المخلص

يقترح هذا المشروع دراسة البنية التحتية والبنية الفوقية لجسر بطول إجمالي يبلغ 466 مترا، سيتم بناؤه كجزء من مشروع الطريق السريع رقم 4 الجزائر.

خلال هذه الدراسة أخذنا بعين الاعتبار المعايير والقواعد المعمول بها مثل الكتيب رقم 62 – العنوان الثاني.

وتنظيم الزلازل للأعمال الفنية الجزائرية 2008 والقواعد الفنية للتصميم وحساب الهياكل والهياكل الخرسانية المسلحة.

لقد حسبنا الأحمال والحمل الزائد الذي يجب ان يحمله سطح الجسر بعد ذلك، استخدمنا برنامج روبات 2014 لحساب

الحد الأقصى من القوى على مستوى العناصر الهيكلية (الرافدة العمود).

باستخدام هذه النتائج المحسوبة، درسنا البنية التحتية والفوقية للجسر.

استخدمنا برنامج جيو 5 لتحقق من ثبات الدعامة، وقدرة تحمل الأكوام ومستوطنات التربة. ثم أضفنا دراسة على جدار ساند (جدار برلين). هدفها اجراء دراسة مقارنة.

بعد ذلك قمنا بدراسة العناصر الهيكلية الرئيسية للبنية الفوقية (الرافدة، الاكوام).

الكلمات المفتاحية:

البنية التحتية، البنية الفوقية، جسر، الكتيب رقم 62 العنوان الثاني.

Résumé

Ce projet propose l'étude de l'infrastructure et de la superstructure d'un viaduc ayant une longueur totale de 466m, qui sera construit dans le cadre du projet d'autoroute 4^{ème} Rcade d'Alger.

Au cours de cette étude nous avons pris en considération les normes et règles applicables Tel que : le fascicule N°62 – Titre II, et le règlement parasismique des ouvrages d'arts (RPOA 2008), et les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en bétons armés (BAEL).

Nous avons calculé les charges et surcharge que le tablier du viaduc doit supporter, Par la suite nous avons utilisé le logiciel Autodesk ® Robot Structural Analysis 2014 pour calculer les efforts maximaux au niveau des éléments structuraux (poutres piles).

Avec ces résultats calculés nous avons étudiée l'infrastructure et la superstructure du viaduc En utilisant le Logiciel GEO5 pour vérifier la stabilité de la culée, la capacité portante des pieux et les tassements des sols. Puis nous avons ajouté une étude sur la paroi Berlinoise dont le but est de faire une étude comparative avec une culée classique.

Après on a étudié les éléments structuraux principaux de la superstructure (poutre, chevêtre, pile) et procédé à une vérification de ces éléments.

Mots clé :

Infrastructure, superstructure, Viaduc, fascicule N°62 – Titre II.

Abstract

This project proposes the study of the Infrastructure and Superstructure of a viaduct with a total length of 466m, which will be built as part of the 4^{ème} Rocade d 'Algiers motorway project.

During this study we have taken into consideration the applicable standards and rules such as: the Booklet N° 62- title II , and the earthquake regulation of works of art (RPOA 2008), and the technical rules of design and calculation reinforced concrete structures and structures (BAEL).

We have calculated the loads and overload that the viaduct deck must support, subsequently we used Autodesk ® Robot Structural Analysis 2014 software to calculate the maximum forces at the level of structural elements (Stacked Beams).

With these calculated results we studied the infrastructure and superstructure of the viaduct by using GEO5 software to check the stability of the abutment, the bearing capacity of the piles and soil settlements. then we added a study on the berlin wall whose goal is to make a comparative study with a classical abutment.

Then we studied the main structural elements of the superstructure (beam, header, Pile) and proceeded to a verification of these elements.

Keywords:

Infrastructure, Superstructure, Viaduct, booklet N° 62 title II.

Remerciements

Nous remercions, avant tout, le DIEU de nous avoir gardé en bonne santé afin de réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à notre défunt promoteur Professeur Zitouni Zein El Abidine, que DIEU ait son âme, pour son soutien et ses conseils malgré l'état de santé dans lequel il était.

Nous tenons à remercier plus particulièrement Docteur Sail Yacine, pour son suivi et sa disponibilité qui a contribué à achever ce modeste travail.

Nous remercions tous le corps enseignant au sein de notre département génie civil qui ont contribué à notre formation.

Enfin, nous remercions tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

OUSSAMA et ABD EL AZIZ

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance Je dédie ce modeste travail a :

*Notre défunt promoteur Zitouni Zein El Abidine, nous demandons « **ALLAH AZA WA DJAL** » de le placer dans son vaste paradis.*

Mes chers parents qui m'ont soutenue durant tout mon cursus d'études.

Mon chères frère et sœurs.

Mes professeurs.

Mon binôme ABD EL AZIZ.

Toute la promotion géotechnique 2019/2020.

OUSSAMA

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

*Mon père et ma mère, pour leur sacrifice et encouragement puisse dieu m'aide à les Honorer et
les servir.*

La mémoire de notre promoteur que DIEU ait son âme

Mon frère : Saadi, et Mes sœurs : Amal, Radia, Samia.

Toute ma famille.

Mon binôme : Oussama.

Mes professeurs.

Tous mes amis

Toute la promotion géotechnique 2019/2020.

ABD EL AZIZ

Sommaire

Introduction générale.	1
CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES PONTS ET PRESENTATION DE L'OUVRAGE.	
I. Généralité sur les ponts	2
I.1. Introduction	2
I.2. Définition d'un pont et ses compos	2
I.3. Structure d'un pont	3
I.3.1. Fondations	3
I.3.2. Appuis	3
I.3.3. Culée	3
I.3.4. La pile	4
I.3.5. Travée	4
I.3.6. Portée	5
I.3.7. Tablier	5
I.3.8. Elancement	5
I.4. Classification des ponts	6
I.4.1. Classification suivant le fonctionnement mécanique	6
I.4.2. Classification suivant la fonction	6
I.4.3. Classification suivant la voie considérée	6
I.4.4. Classification suivant la mobilité	6
I.5. Données nécessaires à la conception d'un pont	7
I.5.1. Données géologiques et géotechniques	7
I.5.2. Données topographiques	7
I.5.3. La donnée hydraulique	7
I.5.4. Données sismologiques	7
I.5.5. Données climatiques	8
I.6. Intégration paysagère et architecturale des ponts	8
I.7. Règlementation/Code et Méthodes de calcul	9
I.7.1 Les normes de calcul	9
I.8. Présentation de projet	10
I.8.1 Zone du projet	10
I.9. Les données fonctionnelles de l'ouvrage	10
I.9.1 Tracé en plan	10
I.9.2 Profil en long	11

I.9.3 Profil en travers	11
I.9.4 Gabarit	12
I.10. Les équipements du pont	12
I.10.1 Etanchéité.	12
I.10.2. La couche de roulement	13
I.10.3. Les trottoirs	13
I.10.3. Les corniches	13
I.10.4. Les dispositions retenues	14
I.11. Les appareils d'appuis	14
I.12. Les joints de chaussée	16
I.13. Conclusion	16

CHAPITRE II : LA RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE.

II.1. Introduction	17
II.2. Les essais in situ	17
II.2.1. Les sondages carottés	17
II.2.2. Essai pressiométrique type MENARAD	17
II.3. Essai au laboratoire	18
II.3.1 Les essais d'identification	18
II. 4. Essais Mécaniques	20
II. 4.1. Essai de compressibilité à l'odomètre	20
II. 4. 2. Essai de Cisaillement Direct	20
II.5. Résultats des essais sur le terrain	22
II.5.1 Travaux de recherche du sol	22
II.5.1.1 Résultats des sondages	22
II.5.1 .2Interprétation des résultats des sondages	23
II.5.2.Essai de pressiomètre (PMT)	25
II.5.2.1. Interprétation des résultats de l'essai pressiométrique	27
II.5.2.2. Classification des sites	27
II.5.3 Résultats des tests de laboratoire	28
II.5.3.1 Paramètres géotechniques-résumé	28
II.6 Conclusion	29

CHAPITRE III : EVALUATION DES CHARGES, SURCHARGES ET EFFORTS DANS LA SUPERSTRUCTURE.

III.1 Introduction	30
III .2 Calcul des Charges	31
III .2.1 Charges permanentes et compléments des Charges permanentes	31
III .2.2 Calcul des surcharges routières	33
III .3. Force de freinage	42
III.4 Le vent	43
III.5 Action Séismique	43
III.5.1 Le séisme	43
III.5.2 Spectre de réponse élastique	44
III.6 Les Combinaison de charge	46
III.6.1 Combinaison d'action à l'état limite ultime et à l'état limite de service	46
III.6.2 Combinaison des composantes des actions sismiques	47
III.7 Modélisation.	48
III.7.1 Visualisation du modèle	48
III.7.2 Logiciel de calcul	48
III.7.3 Les étapes de modélisation	49
III.8 Résultats de calcul obtenu par ROBOT	57
III.8 .1 L'analyse modale	57
III.8.2 résultats des combinaisons.	61
III.9. Conclusion	76

CHAPITRE IV : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE DU VIADUC.

IV.1 Introduction	77
IV .2 Présentation du logiciel de calcul	77
IV .3 Modélisation	78
IV .3.1 Modélisation de la culée	78
IV .3.1.1 Résultats et interprétation	82
IV .3.2 Modélisations des pieux sous la culée	85
IV .3.2.1 Résultats et interprétation	87
IV .3.2.2 Vérification de la stabilité de la culée avec groupe de pieux de 15m De longueur et de 1,20m de diamètre	92
IV .4 La paroi Berlinoise	96
IV.4.1 Introduction	96

IV.4.2	Éléments principaux d'une paroi berlinoise	96
IV.4.3	Avantages et inconvénients de la paroi berlinoise	98
IV.4.4	Modélisation de la paroi Berlinoise	98
IV.4.5	Résultats et interprétations	101
IV.4.6.	Modélisation de fondation de la paroi berlinoise	109
IV.4.6.1	Résultat et interprétation	110
IV.4.7.	Comparaison des résultats obtenus	115
IV.5.	Modélisation des pieux sous la pile	117
IV .5.1	Redimensionnement des pieux sous la pile	122
IV .6 .	Conclusion	126

CHAPITRE V : ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE DU VIADUC.

V.1	Introduction	127
V.2	Caractéristiques mécaniques des matériaux	127
V.2 .1	le béton	127
V.2 .1. 1	La densité	127
V.2 .1 .2	La résistance à la compression	127
V.2 .1 .3	La résistance à la traction	127
V.2 .1 .4	Déformations longitudinales du béton	127
V.2 .1 .5	Déformation transversale du béton	128
V.2 .1 .6	Contraintes admissibles	128
V.2 .2	caractéristiques de l'acier utilise	129
V.2 .2 .1	Acier du béton armé	129
V.2 .2 .2	Contrainte limite de traction	129
V .3	Etude des éléments principaux de la superstructure	130
V .3.1	La poutre	130
V .3.1.1	Ferraillage de la poutre a la flexion simple	130
V .3.1.2	Vérification de la flèche	133
V .3.2	le chevêtre	134
V.3.2.1	Ferraillage du chevêtre à la flexion simple	135
V .3.3	la Pile	138
V.3.3.1.	Etude de flambement	138
V.3.3.2	Ferraillage de la pile a la flexion composé	139
V.4	Conclusion	142

Liste des symboles

- E_M : Module pressiométrique.
- E_s : Module élastique.
- E_{oed} : Module œdométrique.
- P_l : Pression limite.
- P_0 : La contrainte totale horizontale.
- P_F : La Pression de fluage.
- P_l^* : Pression limite nette.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_d : Poids volumique sec.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- γ_w : Poids volumique d'eau.
- γ' : Poids volumique déjaugé.
- w : Teneur en eau.
- ω_l : Limite de liquidité.
- ω_p : Limite de plasticité.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- I_L : Indice de liquidité.
- C : Cohésion.
- G : Charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- A : Coefficient d'accélération de zone.
- K_h : Coefficient d'accélération horizontale.
- K_v : Coefficient d'accélération verticale.
- F_h : force horizontal.
- F_v : force vertical.
- M_p : moment de résistance.
- M_a : moment de glissement.
- d : la profondeur de remplacement trouvée.
- N : charge de service maximal.

- h : profondeur de la zone d'influence.
- S : tassement de group de pieux.
- ϑ : Coefficient de poisson.
- C_{ef} : cohésion du sol.
- δ : angle de friction stuc sol.
- F_a : somme de la force active.
- F_p : somme de la force passive.
- C_{us} : résistance moyenne au cisaillement non drainée le long des pieux.
- C_{ub} : résistance au cisaillement indéterminée à la base du groupe de pieux.
- N_{cg} : facteur de capacité portante du groupe de cohésion.
- R_g : capacité portante verticale du groupe de pieux.
- V_d : force verticale maximale.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- B : Aire d'une section de béton.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- \emptyset : Diamètre des armatures,
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- I : moment d'inertie.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Période.
- F : fréquence.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- L_f : Longueur de flambement.
- i : rayon de giration.

- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite service.
- E : Module de Young.

Liste des figures

Figure I.1: Composantes d'un pont	2
Figure I.2 : Différents types de fondation	3
Figure I.3: Pile en colonne et pile en voile	4
Figure I.4: Tablier sur appuis	5
Figure I.5: Location du Viaduc 23.7	10
Figure I.6: Vue en plan de l'ouvrage	11
Figure I.7: la coupe longitudinale	11
Figure I.8: Coupe transversale typique	12
Figure I.9: Détail de corniche préfabriqué en BA.	13
Figure I.10 : Détail de barrières de sécurité	14
Figure I.11 : Appareil d'appui	15
Figure I.12: Joint de chaussée	16
Figure II.1: La courbe pressiométrique	18
Figure II.2: Diagramme de plasticité	20
Figure II. 3 : courbe de compressibilité dans le plan ($e - \log \sigma'$)	21
Figure II. 4 : courbe de compressibilité dans le plan ($\varepsilon - \sigma'$)	21
Figure II. 5 : Locations de recherche	23
Figure II.6: la structure géologique du viaduc	24
Figure II.7: Variation des valeurs de pression limite en profondeur	25
Figure III.1 : Modèle étudié	30
Figure III.2 : Eléments du pont	30
Figure III.3 : Dimensions de la poutre	31
Figure III.4 : Système B_c	36
Figure III.5 : Système B_t	38
Figure III.6 : Système B_r	40
Figure III.7 : Système $M_{c 120}$	40
Figure III.8 : Charges exceptionnelles D_{240}	41
Figure III.9 : spectre de réponse élastique, composante horizontale-5% d'amortissement	45
Figure III.10 : Spectre de réponse élastique, composante verticale-5% d'amortissement	45
Figure III.11 : Spectre de dimensionnement -5% d'amortissement	46
Figure III.12 : Modèle du viaduc en 3D	48
Figure III.13 : Définition des normes	49

Figure III.14 : Définition des matériaux	49
Figure III.15 : les lignes de construction	50
Figure III.16 : Section de poutre	50
Figure III.17 : Section de la pile	51
Figure III.18 : chevêtre	51
Figure III.19 : Tablier	52
Figure III.20 : Condition d'appuis	52
Figure III.21 : Propriété de la barre	53
Figure III.22 : Disposition de la charge complémentaire	53
Figure III.23 : Disposition de la surcharge A(l)	54
Figure III.24 : Disposition de la surcharge B _c	54
Figure III.25 : Disposition de la Surcharge bt	55
Figure III.26 : Disposition de la Surcharge M _{C120}	55
Figure III.27 : Disposition de la surcharge M _{D240}	55
Figure III.28 : Cas de charge	55
Figure III.29 : Vent selon y	56
Figure III.30 : Vent selon x	56
Figure III.31 : Combinaisons de calcul	57
Figure III.32 : Résultat d'analyse modale	57
Figure III.33 : Déformée du mode 1	58
Figure III.34 : Déformée du mode 2	58
Figure III.35 : Déformée du mode 3	59
Figure III.36 : Déformée du mode 4	59
Figure III.37 : Déformée du mode 5	60
Figure III.38 : Déformée du mode 6	60
Figure III.39 : Numérotation des piles	61
Figure III.40 : Valeur des réactions et moments selon la combinaison ELU (1,35G +1,6A (I))	62
Figure III.41 : Valeur des réactions et moments selon la combinaison ELS (G+ 1,2A(I))	62
Figure III.42 : Valeur des réactions et moments selon la combinaison ELU (1,35G +1,6A (I))	63
Figure III.43 : Valeur des réactions et moments selon la combinaison ELS (G+ 1,2A(I))	64
Figure III.44 : valeur des réactions et moments sous la combinaison : G+ 1,2A+E _x	65
Figure III.45 : valeur des réactions et moments sous la combinaison : G+ 1,2A+E _y	65
Figure III.46 : valeur des réactions et moments sous la combinaison : G+ 1,2A+E _z	66
Figure III.47 : valeur des réactions et moments sous la combinaison : G+ 1,2A+E _x	67
Figure III.48 : valeur des réactions et moments sous la combinaison : G+ 1,2A+E _y	67
Figure III.49 : valeur des réactions et moments sous la combinaison : G+ 1,2A+E _z	67
Figure III.50 : Position de la culée N°1	68

Figure III.51 : Valeur des efforts selon la combinaison ELU (1,35G +1,6A (I))	69
Figure III.52 : Valeur des efforts selon la combinaison ELS (G+ 1,2A(I))	69
Figure III.53 : Valeur des efforts verticaux selon la combinaison : G+ 1,2A+E _X	71
Figure III.54 : Valeur des efforts verticaux selon la combinaison : G+ 1,2A+E _Y	71
Figure III.55 : Valeur des efforts verticaux selon la combinaison : G+ 1,2A+E _Z	72
Figure III.56 : Position de la culée N°2	72
Figure III.57 : Valeur des efforts selon la combinaison ELU (1,35G +1,6A (I))	73
Figure III.58 : Valeur des efforts selon la combinaison ELS (G+ 1,2A(I))	73
Figure III.59 : Valeur des efforts selon la combinaison : G+ 1,2A+E _X	75
Figure III.60 : Valeur des efforts selon la combinaison : G+ 1,2A+E _Y	75
Figure III.61 : Valeur des efforts selon la combinaison : G+ 1,2A+E _Z	76
Figure IV.1 : Paramètres de l'analyse	78
Figure IV.2 : La géométrie de la culée	78
Figure IV.3 : Caractéristiques du béton et type d'acier	79
Figure IV.4 : La géométrie de la culée et profile du sol	79
Figure IV.5 : Caractéristiques des trois couches de sol	80
Figure IV.6 : Efforts appliqués sur culée	80
Figure IV.7 : Surcharge de convoi sur dalle de transition	81
Figure IV.8 : Vue sur surcharges et nappe d'eau	81
Figure IV.9 : Résultat d'analyse de stabilité (Bishop)	82
Figure IV.10 : Cercle de glissement. (BISHOP sans séisme)	82
Figure IV.11 : Résultat d'analyse de stabilité (Felliniens/Peterson)	83
Figure IV.12 : Résultat d'analyse de stabilité (Bishop)	83
Figure IV.13 : Analyse de stabilité (Felliniens/Peterson)	84
Figure IV.14 : Cercle de glissement. (Felliniens/Peterson avec séisme)	84
Figure IV.15 : Charge agissant au centre du bas de la semelle (cas permanente)	84
Figure IV.16 : Charge agissant au centre du bas de la semelle(cas sismique).	85
Figure IV.17 : Disposition des pieux	85
Figure IV.18 : Profondeur des pieux	86
Figure IV.19 : Paramètres de l'analyse	87
Figure IV.20 : Caractéristiques des trois couches de sol	87
Figure IV.21 : Résultats d'analyse de la capacité portante (cas permanent)	88
Figure IV.22 : Résultats d'analyse de la capacité portante (cas sismique)	88
Figure IV.23 : Résultats d'analyse de tassement sous- groupes de pieux	89
Figure IV.24 : Paramètres de l'analyse	89
Figure IV.25 : Caractéristiques des trois couches de sol	90

Figure IV.26 : Résultats des efforts internes maximaux et déplacement maximal	90
Figure IV.27 : Diagrammes des efforts	91
Figure IV.28 : Ferrailage des pieux	91
Figure IV.29 : Résultat d'analyse de stabilité (Bishop)	92
Figure IV.30 : Résultat d'analyse de stabilité (Felliniens/Peterson)	92
Figure IV.31 : Résultat d'analyse de stabilité (Bishop)	93
Figure IV.32 : Analyse de stabilité (Felliniens/Peterson)	93
Figure IV.33 : Equilibre des forces dans la culée – sans séisme	94
Figure IV.34 : Equilibre des forces dans la culée – avec séisme	94
Figure IV.35 : Dimensionnement des armatures de la culée.	94
Figure IV.36 : Paramètres de l'analyse	98
Figure IV.37 : Les dimensions de la paroi berlinoise	99
Figure IV.38 : Caractéristiques des trois couches de sol	100
Figure IV.39 : Caractéristique de l'acier	100
Figure IV.40 : Positionnement de tirants d'ancrage	101
Figure IV.41 : le déplacement Tirants et réaction du sol (cas permanente)	102
Figure IV.42 : les Efforts dans berlinoise (cas permanente)	102
Figure IV.43 : les pressions agissant sur la paroi et le déplacement maximal de la paroi (cas permanente)	103
Figure IV.44 : résultats des efforts internes maximaux et déplacements maximaux de la berlinoise	103
Figure IV.45 : Efforts dans berlinoise (cas sismique)	104
Figure IV.46 : Schéma présente le déplacement des tirants et réaction du sol (cas sismique)	105
Figure IV.47 : Déplacement maximale de la paroi berlinoise (cas sismique)	105
Figure IV.48 : résultats des efforts internes maximaux et déplacements maximaux De la berlinoise	106
Figure IV.49 : Efforts internes et déformation des tirants (cas permanent).	107
Figure IV.50 : Efforts internes et déformation des tirants (cas sismique).	107
Figure IV.51 : Cercle de glissement	108
Figure IV.52 : Résultat d'analyse de stabilité (Bishop)	108
Figure IV.53 : Résultat d'analyse de stabilité (Felliniens/Peterson)	108
Figure IV.54 : Résultat d'analyse de stabilité (Bishop)	109
Figure IV.55 : Résultat d'analyse de stabilité (Felliniens/Patterson)	109
Figure IV.56 : Disposition des pieux sous La berlinoise	110
Figure IV.57 : Profondeur des pieux	110
Figure IV.58 : Les surcharge applique aux pieux sous la berlinoise	111
Figure IV.59 : Caractéristique des trois couches de sol.	111

Figure IV.60 : Résultats d'analyse de la capacité portante	112
Figure IV.61 : Résultats d'analyse de la capacité portante	112
Figure IV.62 : Résultat d'analyse de tassement	112
Figure IV.63 : Caractéristiques des couches de sol.	113
Figure IV.64 : Résultats des forces interne maximale et déplacement maximal	114
Figure IV.65 : Diagrammes des efforts	115
Figure IV.66 : Dimensionnement des armatures des pieux.	115
Figure IV.67 : Disposition des pieux sous la pile	117
Figure IV.68 : Profondeur des pieux	117
Figure IV.69 : La surcharge applique à la pile	118
Figure IV.70 : Paramètres et normes de calcul	118
Figure IV.71 : Caractéristiques des couches de sol	119
Figure IV.72 : Résultats d'analyse de la capacité portante (cas permanente)	119
Figure IV.73 : Résultats d'analyse de la capacité portante (cas séismique)	119
Figure IV.74 : Résultat d'analyse de tassement	120
Figure IV.75 : Paramètres et normes choisies pour la méthode avec ressort	120
Figure IV.76 : Caractéristiques des couches de sol.	121
Figure IV.77 : Résultats des forces interne maximale et déplacement maximal	121
Figure IV.78 : Diagrammes des efforts.	122
Figure IV.79 : Résultats de ferrailage	122
Figure IV.80 : Résultat d'analyse de la capacité portant	122
Figure IV.81 : Résultat d'analyse de la capacité portant	123
Figure IV.82 : Résultat d'analyse de Tassement sous-groupe de pieux de la pile	123
Figure IV.83 : Diagrammes des efforts.	123
Figure IV.84 : Résultats des efforts interne maximale et déplacement maximal..	124
Figure IV.85 : Diagrammes des efforts	124
Figure IV.86 : Dimensionnement des armatures des pieux sous pile.	
Figure V.1 : Les valeurs au niveau des poutres selon la combinaison la Plus défavorable : ELU (1,35G +1,6A (I))	132
Figure V.2 : Les valeurs au niveau des poutres selon la combinaison la plus défavorable : ELS (G+ 1,2A(I))	132
Figure V-3 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	136
Figure V-4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	137
Figure V-5 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS	137
Figure V-6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	137
Figure V-7 : les caractéristiques de la pile dans la combinaison G+ 1,2A+E _x	141

Figure V-8 : la section de la pile dans la combinaison G+ 1,2A+E _x	142
Figure V-9 : les caractéristiques de la pile dans la combinaison G+1,2A+E _y	142
Figure V-10 : la section de la pile dans la combinaison G+ 1,2A+E _y	143

Liste des tableaux

Tableau II.1: Type de sol en fonction de I _p	20
Tableau II.2: Consistance de sol	20
Tableau II.3 : Sondages du site	22
Tableau II.4: Valeur pressiométriques BH94	26
Tableau II.5: Valeur pressiométriques BH95A	26
Tableau II.6 : Caractéristiques géotechniques (RPOA, 2009)	27
Tableau II.7 : Moyenne harmonique des résultats pressiométriques	27
Tableau II.8 : Résultats des tests de laboratoires	28
Tableau II.9 : Paramètres géotechniques	29
Tableaux III.1: Classe de pont route	34
Tableau III.2 : Coefficient de dégressivité transversale de la charge	34
Tableau III.3 : Charge A (l) par voie	35
Tableau III.4 : Coefficient b _c	35
Tableau III.5: Charge (b _c) par essieu	37
Tableau III.6 : Coefficient (b _t)	38
Tableau III.7 : Charge (b _t) par essieu	39
Tableau III.8 : Force de freinage A (L)	42
Tableau III.9 : Classification des ponts	43
Tableaux III.10 : Coefficients d'accélération de zone A	44
Tableau III.11 : Combinaisons maximales des réactions et moments au niveau des piles	61
Tableau III.12 : Les valeurs les plus défavorables au niveau des piles	61
Tableau III.13 : Combinaisons maximales des moments et réactions au niveau des piles	63
Tableau III.14 : Les valeurs les plus défavorables au niveau des piles	63
Tableau III.15 : Combinaisons accidentelle maximales des réactions et moments Au niveau des piles	64

Tableau III.16 : Les valeurs les plus défavorables au niveau des piles à la combinaison accidentelle	65
Tableau III.17 : Moment maximales au niveau des piles (Combinaison accidentelles)	66
Tableau III.18 : Les valeurs les plus défavorables au niveau des piles à la combinaison accidentelle	66
Tableau III.19 : Combinaisons maximales des efforts au niveau de culée	68
Tableau III.20 : Les valeurs les plus défavorables au niveau de culée	68
Tableau III.21 : Combinaisons accidentelle maximales des efforts au niveau de culée	70
Tableau III.22 : Les valeurs les plus défavorables au niveau de culée à la combinaison accidentelle	70
Tableau III.23 : Combinaisons maximales des efforts au niveau de culée	72
Tableau III.24 : Les valeurs les plus défavorables au niveau de culée	73
Tableau III.25 : Combinaisons accidentelle maximales des efforts au niveau des culées	74
Tableau III.26 : Les valeurs les plus défavorables au niveau de culée à la combinaison accidentelle	74
Tableau IV.1 : Récapitulatif des efforts internes et déplacements max au niveau des pieux	90
Tableau IV.2 : Caractéristiques des tirants d'ancrages	101
Tableau IV.3 : Récapitulatif des efforts internes au niveau des pieux.	106
Tableau IV.4 : Tableau comparatif des principaux résultats obtenus pour le calcul de la stabilité	115
Tableau IV.5 : Tableau comparatif des principaux résultats obtenus pour les fondations	115
Tableau IV.6 : Récapitulatif des efforts internes et déplacements max au niveau des pieux.	123
Tableau IV.9 : Tableau comparatif des principaux résultats obtenus.	125
Tableau V -1 : Des valeurs de f_{c28} et f_{bu}	130
Tableau V -2 : Caractéristique des matériaux	131
Tableau V -3 : Résumé des résultats de calcul de ferrailage à l'ELU en Travée (poutre)	134
Tableau V-4 : Les effort tranchant et moments fléchissant de chevêtre	136
Tableau V -5 : Résumé des résultats de calcul de ferrailage à l'ELU en Travée (chevêtres)	139
Tableau V -6 : La valeur la plus défavorable ou niveaux des pile dans la combinaison $G+ 1,2A+E_x$	141
Tableau V -7 : La valeur la plus défavorable ou niveaux des pile dans la combinaison $G+ 1,2A+E_y$	142

Introduction générale

Parmi les constructions importantes fréquemment utilisées dans la vie humaine c'est la famille des ouvrages d'art, les ponts constituent une partie assez grande de cette famille. Un Pont est une construction permettant de franchir un obstacle ou une brèche (cours d'eau, route, voie ferrée) entre deux points. En général, un pont soutient une voie de circulation. Il peut également supporter des canaux ou conduites d'eau la conception de ce dernier doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'usagers, on distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influent sur sa conception. Et pour cela La construction des ponts compte parmi les travaux difficiles qui attirent et défient les ingénieurs.

Le sujet de notre projet consiste à faire une étude de l'infrastructure et de la superstructure d'un pont viaduc réalisés tout au long du tracé entre le PK 23+780 et le PK 24+260 au niveau de la 4ème Rode entre KHEMISE MILIANA et HANACHA.

Cette étude est structurée en cinq chapitres :

- Le premier chapitre comporte l'étude bibliographique, généralités sur les ponts et présentation de l'ouvrage ainsi que les données nécessaires pour sa conception ;
- Le deuxième chapitre analyse des résultats de l'étude géotechnique réalisée. Il englobe les différents essais effectués aux laboratoires et in situ ainsi que l'interprétation des résultats obtenus ;
- Le troisième chapitre présente un calcul des charges et surcharges que le tablier du viaduc doit supporter. Nous avons utilisé le logiciel Autodesk® Robot Structural Analysis 2014 pour calculer les efforts maximaux au niveau des éléments structuraux ;
- Le quatrième chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure du viaduc, la culée, les pieux sous pile et culée les plus sollicités. Notons que tout le travail est mené par une modélisation à l'aide du logiciel "GEO5" ; une étude avec une paroi BERLINOISE sera menée afin de la comparer avec la culée ;
- Le cinquième chapitre englobe l'étude des éléments principaux de la superstructure et une vérification a été faite avec SOCOTEC ;
- A la fin du travail, nous terminons par une conclusion générale ;

CHAPITRE I :
Généralités sur les ponts
Et
Présentation de l'ouvrage

I. Généralité sur les ponts

I.1. Introduction [1]

Les ponts sont des ouvrages de grandes dimensions, conçus en élévation. Parfois ils sont considérés comme des infrastructures de base, ou bien des ouvrages stratégiques.

L'Algérie dispose de 18000 ponts, repartis-en en ponts routiers (11000) et ponts ferroviaires (7000). Ces ponts sont soit, en béton arme, béton précontraint, métallique, mixtes, maçonnerie, en haubans, ou suspendus.

La réalisation des ponts nécessiteux, un art et un savoir-faire avec une technicité de haute performance. En effet, la conception et l'étude des ponts doivent être établies selon une réglementation et des codes appropriés.

I.2. Définition d'un pont et ses composantes

Les ponts sont des ouvrages d'art par excellence. On appel pont, tout ouvrage d'art qui permet à une voie de communication (route, autoroute, piste, ligne ferroviaire, ...) de franchir un obstacle.

L'obstacle peut être naturel (oued, vallée, mer, brèche), ou artificiel (route, autoroute, ligne ferroviaire, piste)

Un pont est composé de trois parties :

- Partie supérieure (tablier superstructure)
- Partie intermédiaire (piles ou culées)
- Partie inférieure (fondation)

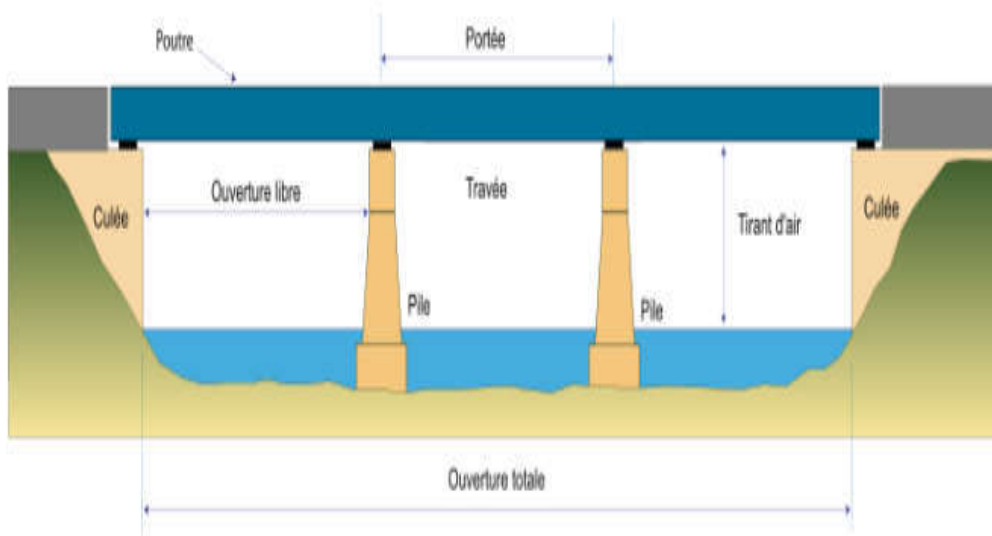


Figure I.1: Composantes d'un pont [2].

I.3. Structure d'un pont

Un pont est composé de :

I.3.1. Fondations

Il existe trois types de fondations :

- Fondations superficielles.
- Fondations semi profondes.
- Fondations profondes ou fondations sur pieux.

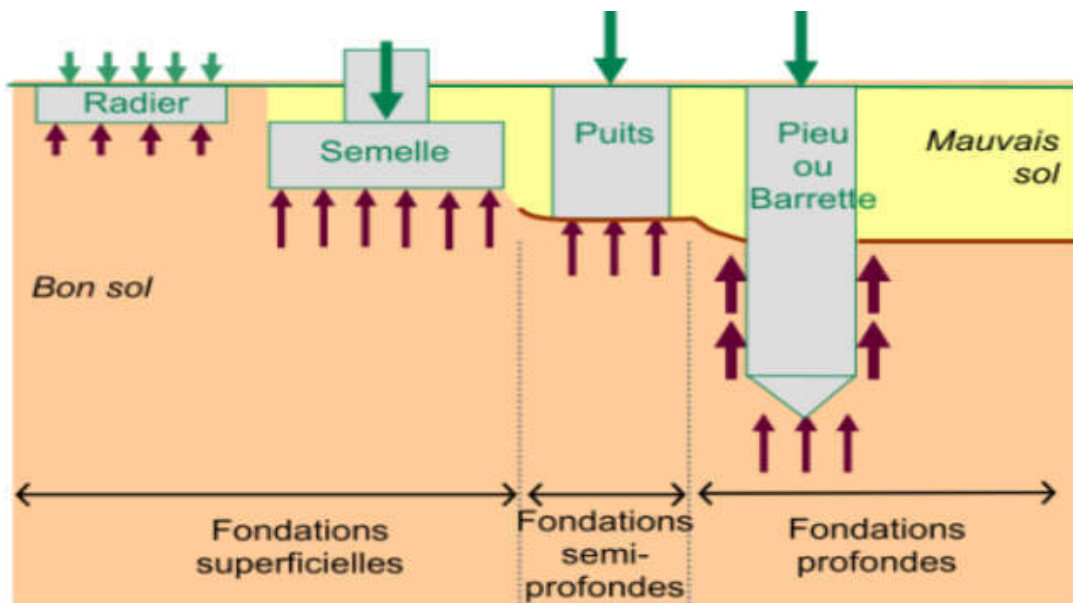


Figure I.2 : Différents types de fondation [2].

I.3.2. Appuis

Il existe deux types d'appuis :

- Appuis de rive ou culées.
- Appuis intermédiaires ou piles (piles constituées de colonnes ou piles constituées de voiles).

I.3.3. Culée [3]

La culée est un élément fondamental de la structure de l'ouvrage, le rôle d'une culée est d'assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant ; elle assure donc à la fois. Les fonctions d'appui de tablier et de mur de soutènement.

Le choix de la culée résulte d'une analyse globale de :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

❖ Fonction de la culée

La culée a deux fonctions ; une fonction mécanique et une fonction technique.

a) Fonction mécanique

Une bonne transmission des efforts au sol de fondation, la limitation des déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appuis aussi la limitation des déplacements verticaux (tassements).

b) Fonction technique

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- L'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- L'on peut être amené à lui associer une chambre de tirage lorsque des conduites où Des canalisations passent à l'intérieur du tablier.

I.3.4. La pile

La pile est un appui intermédiaire qui transmet les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation. La pile joue un rôle important dans le fonctionnement du tablier à savoir si ce dernier est simplement appuyé, ou partiellement ou totalement encasturé. Elles sont caractérisées par le fait qu'elles sont à l'air libre sur la plus grande partie de leurs hauteurs.

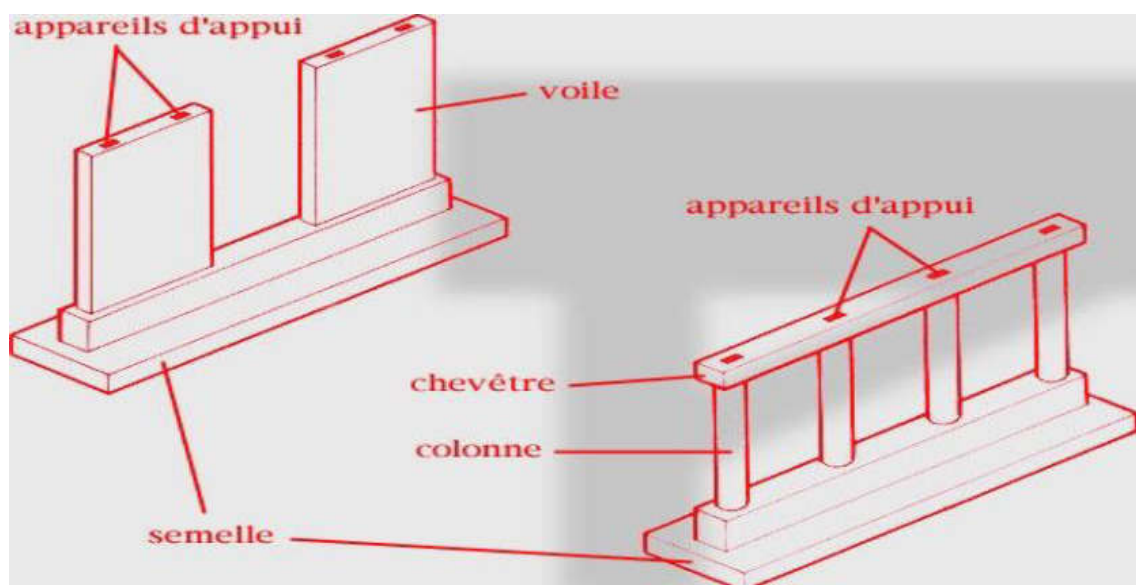


Figure I.3: Pile en colonne et pile en voile [4].

I.3.5. Travée

La travée est la partie de pont comprise entre deux appuis consécutifs. Un pont peut comporter un, deux ou plusieurs travées. Ces travées peuvent être indépendantes ou continues. Lorsqu'elles sont indépendantes, on parle de travées isostatiques.

I.3.6. Portée

La portée est la distance entre deux points d'appui consécutifs. Dans le cas des travées continues, elle coïncide avec l'entraxe de deux appuis consécutifs. Il n'est pas de même pour les travées indépendantes.

I.3.7. Tablier

Le tablier est la partie horizontale du pont qui est chargée de recevoir les usagers par l'intermédiaire de la couche de roulement et des trottoirs. Il existe plusieurs types de tabliers :

- Les tabliers à poutres sous chaussée.
- Les tabliers en caisson.
- Les tabliers métalliques.
- Les tabliers mixtes ...etc.

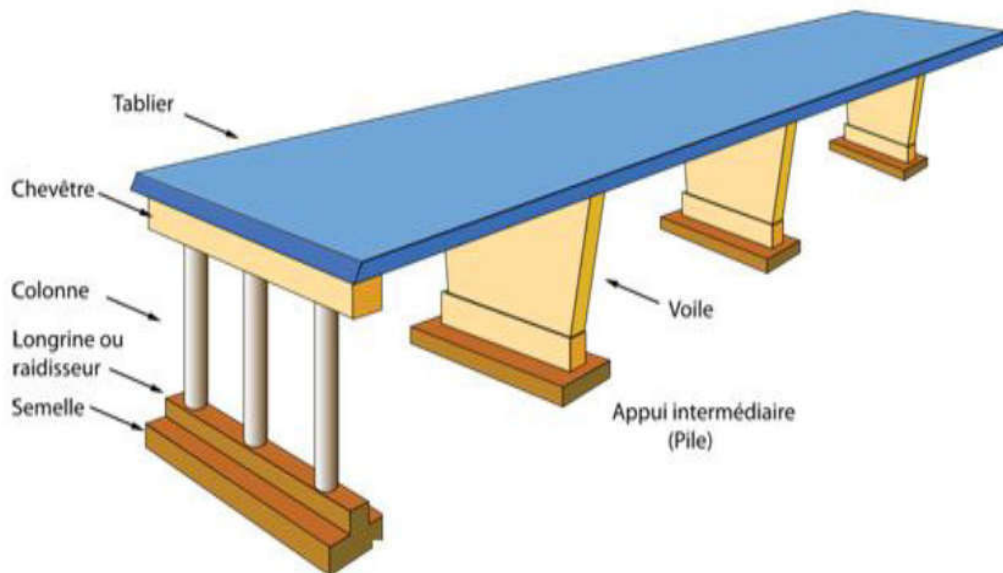


Figure I.4 : Tablier sur appuis [4].

I.3.8. Elancement

L'élancement est le rapport entre l'épaisseur du tablier et la portée la plus déterminante. Lorsque l'épaisseur (donc l'inertie) du tablier est variable, on définit un élancement sur appui et un élancement à la clé (en milieu de travée). Les élancements servent à faire les premiers dimensionnements.

En effet pour chaque type de pont, il a été défini une plage d'élancements économiques permettant de dégrossir les problèmes de dimensionnement.

I.4. Classification des ponts [4]

Les ponts sont classés suivant plusieurs critères à savoir :

I.4.1. Classification suivant le fonctionnement mécanique

Selon cette classification, on distingue les caractéristiques suivantes :

- ❖ **Les ponts poutres** : On trouve dans cette catégorie les ponts à poutres sous Chaussée, Les ponts à poutres latérales, les ponts dalle, les ponts en caisson ...etc.
- ❖ **Les ponts en arc** : se sont tous les ponts dont les réactions d'appui comportent une Composante horizontale. On classe dans cette catégorie les ponts en arc, les ponts à béquilles obliques ou droites, les portiques ouverts et les cadres fermés.
- ❖ **Les ponts à câbles** : se sont tous les ponts portés par des câbles. Dans cette Catégorie, figurent les ponts à haubans et les ponts suspendus.

I.4.2. Classification suivant la fonction

Suivant ce critère, on distingue les classes de ponts suivants :

- ❖ **Les ponts routes** : Ce sont les ponts qui portent une route lui permettant ainsi de franchir un obstacle.
- ❖ **Les ponts rails** : Ce sont les ponts qui portent un chemin de fer qui lui permet de franchir un obstacle.
- ❖ **Les ponts rails/ routes** : Ce sont les ponts qui portent une route et un chemin de fer À la fois.
- ❖ **Les passerelles** : Ce sont des ouvrages réservés uniquement à la circulation des Piétons.
- ❖ **Les ouvrages hydrauliques** : Ce sont les ouvrages destinés à faire passer un cours D'eau.

I.4.3. Classification suivant la voie considérée

Lorsque qu'un pont porte une voie de circulation et en franchit une autre, elle peut être nommée suivant que l'on considère l'une des deux voies. Le pont peut être appelé :

- Passage supérieur si c'est la voie franchie qui est considérée.
- Passage inférieur si c'est la voie portée qui est considérée.

I.4.4. Classification suivant la mobilité

Suivant ce critère, les ponts sont classés en trois (3) catégories :

1) Les ponts fixes

2) **Les ponts levants** : Ce sont les ponts dont l'axe de rotation est horizontal.

3) **Les ponts tournants** : Ce sont les ponts dont l'axe de rotation est vertical.

Cette énumération de critère que nous venons de faire n'est pas exhaustive. On trouve ainsi d'autres critères tels que le mode d'exécution, la forme du tablier, etc.

I .5. Données nécessaires à la conception d'un pont

La conception d'un pont doit satisfaire à plusieurs exigences telles que les exigences vis-à-vis de son environnement. C'est pour sa plusieurs données sont nécessaires à l'élaboration d'un pont à savoir :

I.5.1. Données géologiques et géotechniques

Les données géotechniques du sol sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, non seulement pour le choix de type de fondation mais elles constituent l'un des éléments de la conception de projet.

Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui donne les informations sur le terrain tel que les paramètres mécaniques, rhéologiques ...etc.

I.5.2. Données topographiques

Il convient de disposer d'un levé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages ...etc.

I.5.3. Les données hydrauliques

Certaines données purement hydrauliques peuvent être indispensables pour aborder l'étude d'un phénomène, correspondant à un danger réel pour les ponts: le phénomène d'affouillement. Aussi prendre en compte les pressions hydrostatiques de l'eau sur les piles.

I .5.4. Données sismologiques

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. En général le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements vitesses ou des accélérations. Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale. L'effort sismique est considéré comme une action accidentelle qui peut induire une chute du tablier, endommagement des appuis, endommagement des joints du tablier, endommagement des piles... Pour cela l'objectif est de : Réaliser des appuis résistants, donner suffisamment de liberté de mouvement au tablier, prévenir des joints suffisamment ouverts, réaliser une assise d'appuis suffisamment longue, dimensionner les piles pour résister aux efforts sismiques longitudinaux et transversaux.

I .5.5 Données climatiques

❖ **La température** : Les effets de température sont bien pris en compte dans le calcul Des constructions, la température à son effet sur tout au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui.

❖ **La neige** : Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des Ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (Ouvrage en phase de construction).

❖ **Le vent** : l'action du vent induit une pression dynamique sur un pont. Dans les Structures rigides telles que les ponts en béton, il est généralement suffisant de la considérer comme une pression statique, par contre pour les ponts souples (ex : pont à haubans), il est nécessaire de mener une étude approfondie sur la variation de l'action du vent pour apprécier la contribution de leur comportement dynamique.

I.6. Intégration paysagère et architecturale des ponts [3]

Bien que les considérations d'ordre esthétique soient très subjectives, un projecteur de pont ne peut ignorer l'impact visuel de son ouvrage. La question se pose avec acuité en site urbain, mais, même en rase campagne, il n'est pas admissible de défigurer le paysage par un ouvrage laid. A l'inverse, on peut même dire qu'un ouvrage réussi sur le plan architectural contribue, dans certains cas, à l'épanouissement touristique dans la zone dans laquelle il est implanté. C'est pourquoi il est d'usage de faire intervenir un architecte compétent, c'est-à-dire ayant une expérience en matière d'ouvrage d'art dès le stade des études préliminaire ; cet architecte pourra par sa prospection des volumes et ses connaissances relatives à l'impact visuel de certains détails améliorer l'aspect d'ensemble du pont. Tout projet routier de quelque importance doit donner lieu à une étude d'impact qui présente successivement :

- Une analyse de l'état initial du site et de son environnement ;
- Une analyse des effets, sur l'environnement (site, paysages, faune, flore, etc.) de L'opération envisagée.
- Les raisons pour lesquelles, parmi les parties envisagées, le projet présenté a été Retenu.
- Les mesures envisagées pour supprimer, réduire et, si possible, compenser les Conséquences dommageables du projet sur l'environnement, ainsi que l'estimation des dépenses correspondantes.

I.7. Règlementation/Code et Méthodes de calcul [1]

Les règlements et les codes de calcul des ponts sont :

- **Règlements** : BAEL, BPL, CBA93, CM
- **Codes** : RPOA 2008, FASCICULE 61/TITRE II

Les ponts sont les structures les plus exploitées pour les charges mobiles (véhicules, camion, engins, convois militaires, piétons, charge des terres) Il y a trois (3) méthodes principales pour les calculer :

- 1) **Les méthodes analytiques** : basées sur la programmation avec un compilateur (fortran++, visuel basic, Matlab, ...).
- 2) **Les méthodes expérimentales** : de grande importance, leurs inconvénients sont le Cout ainsi que le facteur d'échelle.

3) Les méthodes numériques : De cout moindre et plus largement utilisées dans les Dernières années. Parmi les méthodes numériques, on distingue les plus importantes : la MEF Et le M. Eléments discrets. Logiciels Abaqus, Ansys...

I.7.1 Les normes de calcul

Le programme des Eurocodes structuraux comprend les normes suivantes :

- Eurocode : base de calcul des structures ;
- Eurocode 1 : action sur les structures en béton ;
- Eurocode 2 : calcul des structures en béton ;
- Eurocode 3 : calcul des structures en acier ;
- Eurocode 4 : calcul des structures mixte acier béton ;
- Eurocode 5 : calcul des structures en bois ;
- Eurocode 6 : calcul des structures en maçonnerie ;
- Eurocode 7 : calcul géotechnique ;
- Eurocode 8 : calcul des structures pour leur résistance aux séismes ;
- Eurocode 9 : calcul des structures en aluminium ;

I.8 Présentation de projet

I.8.1 Zone du projet

Le viaduc se trouve entre les kilomètres 23+780 à 24+260 de l'itinéraire. La location Viaduc est affichée dans la Figure I.5 ci-dessous.



Figure I.5 : Location du viaduc. [5]

Le présent ouvrage est composé de de deux ponts identiques l'un pour l'aller et l'autre pour le retour chaque pont a deux (2) travées de 35m et de onze (11) travées de 36m de portée et un tablier de 466m. Ces deux ponts sont séparés par un joint de 1m, chacun a une chaussée de 4 voies de circulation de 3m, Le tout repose sur deux appuis (culées) en extrémités et douze appui intermédiaire (pile). Le tablier est formé de 91 poutres préfabriquées en béton armé d'une hauteur de 1.80 m et 1,90m entre les axes (7 poutres entre chaque travée) le tout surmonté d'une dalle en béton armé de 0.25 m d'épaisseur. La connexion entre la superstructure et l'infrastructure est assurée par des appareils d'appuis de type en élastomère (néoprène)

Notre étude sera faite pour un seul pont.

I .9 Les données fonctionnelles de l'ouvrage

Les données fonctionnelles permettant à notre pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement ils comportent :

I .9.1 Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques (Figure I .9).

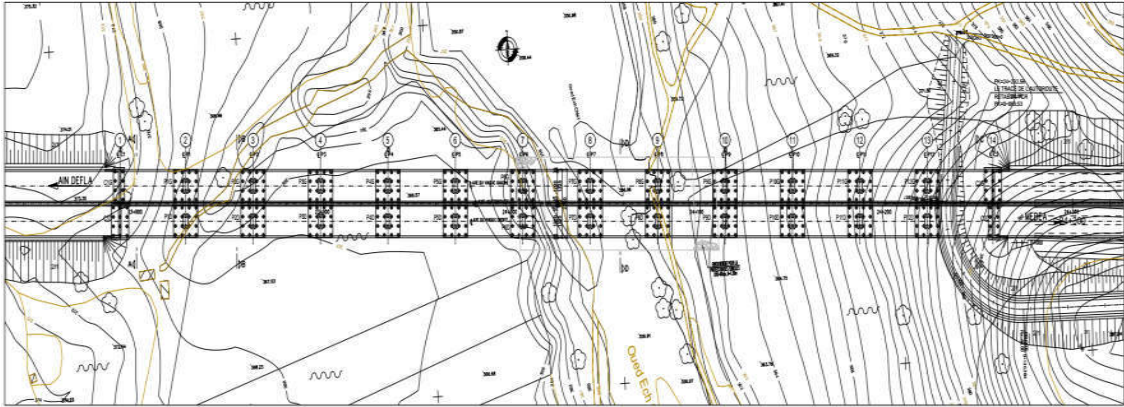


Figure I.6 : Vue en plan de l'ouvrage.[6]

I.9.2. Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement) définissant en élévation du tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte des exigences naturelles et fonctionnelles. La longueur du pont viaduc est de 466m, il est composé de deux (2) travées de 35m et de onze (11) travées de 36m. Le profil en long de notre pont présente une pente de 2,5 %.

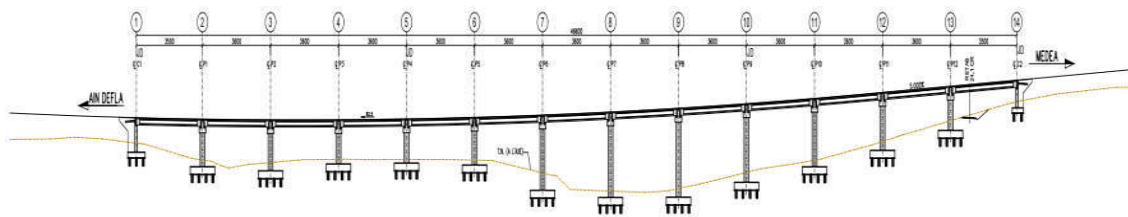


Figure I.7 : la coupe longitudinale. [6]

I.9.3. Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Le profil en travers de cet ouvrage est défini par :

- Largeur chargeable $lc = 12m$.
- Largeur rouable : $lr = 12m$.
- Nombre de voies de circulation $n = 4$ voies de 3m.
- La pente du versant : 2.5 %.

La figure suivante présente les deux tabliers indépendants

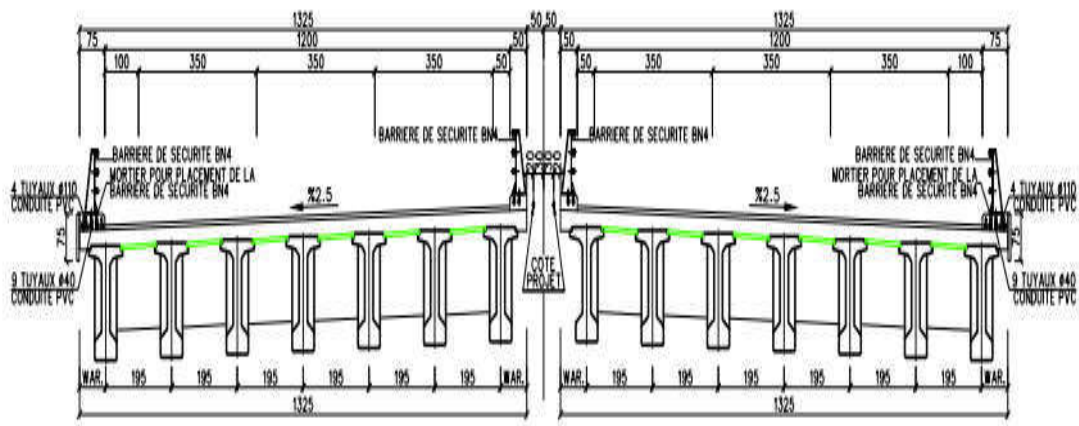


Figure I .8 : Profiles-en travers. [6]

I .9.4. Gabarit

Le gabarit est une grandeur associée au véhicule routier. Il dépend de l'obstacle à franchir (une voie routière, chemin de fer, canal, rivière navigable...etc.). Notre ouvrage qui franchi un chemin de wilaya a un gabarit de 5,25 m.

I .10. Les équipements du pont

Les équipements d'un ouvrage d'art jouent un rôle très important et fondamental dans la conception, le calcul et la vie d'un ouvrage. Ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers. Ces équipements sont représentés par leur poids, ils sont l'un des éléments de dimensionnement et du calcul de la structure.

La conception de l'ouvrage serait donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant les équipements :

- Etanchéité.
- La couche de roulement.
- Les trottoirs.
- Les corniches.
- Les dispositions retenues.

I .10.1. Etanchéité

C'est une couche imperméable disposée sur la surface supérieure de la dalle pour protéger les armatures vis-à-vis la corrosion, il est nécessaire de disposer une chape d'étanchéité sur toutes les dalles de couverture en béton.

Le choix de type d'étanchéité correspond aux conditions thermiques du site de l'ouvrage Les qualités demandées à une étanchéité sont évidentes :

- L'adhérence au tablier.
- La résistance mécanique (fatigue, fissuration, fluage).

- La résistance au choc thermique lors de la mise en œuvre de la couche de roulement
- La durabilité.

Pour notre ouvrage, l'épaisseur de la couche d'étanchéité est de 1 cm.

I.10.2. La couche de roulement

La couche de roulement sur ouvrage d'art doit présenter un bon confort et offrir de bonne caractéristique antidérapante (l'adhérence entre le pneu et la chaussée) pour assurer la sécurité des usagers, pour cela l'entreprise a pris un revêtement d'épaisseur de 7cm.

I.10.3. Les trottoirs

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en isolant la circulation des véhicules, Dans le présent pont on n'a pas de trottoir

I.10.3. Les corniches

Les corniches sont situées sur la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent la ligne de l'ouvrage. Le rôle essentiel de la corniche est esthétique aussi elle permet d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse. Il y a plusieurs catégories de corniches :

- Les corniches en béton coulé en place.
- Les corniches en béton préfabriqué.
- Les corniches métalliques.

Dans cet ouvrage l'entreprise a utilisé des corniches préfabriquées, dont les dimensions sont montrées dans la figure suivante :

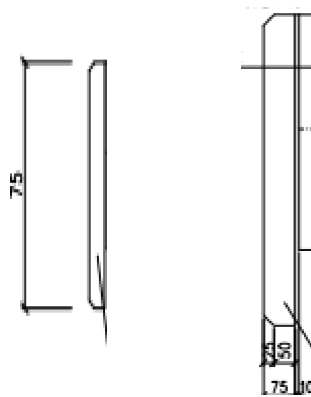


Figure I.9: Détail de corniche préfabriqué en BA. [6]

I.10.4. Les dispositions retenues

a) Les garde-corps

Les garde-corps sont retenus pour protéger les piétons ; et aussi du point de vue esthétique surtout dans les zones urbaines les garde-corps sont renforcés pour pouvoir retenir les véhicules légers. Ils sont classés en trois catégories :

- Les garde-corps de type S
- Les garde-corps de type I
- Les garde-corps de type U

La hauteur des garde-corps pour piétons doit être comprise entre les limites résultantes de la formule suivante :

$0,95 + 0,005 \cdot H \pm 0,05 \text{ m} < H_g < 1,20 \text{ m}$. (d'après le fascicule 61 titre II).
H : représente la hauteur maximale du trottoir au-dessus du sol de la brèche ou du plan d'eau franchi par l'ouvrage.

Dans ce projet on n'a pas de garde-corps

b) Les barrières de sécurité

Sont considérées comme dispositifs de retenu à retenir les véhicules lors des sorties accidentelles de chaussée d'un poids supérieur ou égale à 3,5t.

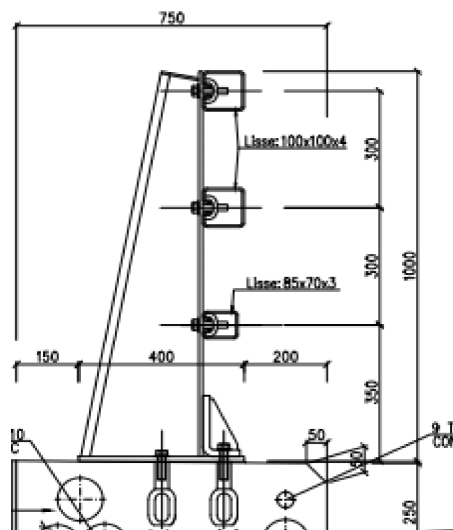


Figure I.10: Barrières de sécurité type BN4. [6]

I .11. Les appareils d'appuis

Les tabliers des ponts reposent, sur leurs appuis (piles et culées) par l'intermédiaire des appareils d'appui, conçus pour transmettre des efforts essentiellement verticaux ou à la fois, des efforts verticaux et des efforts horizontaux.

Les actions provenant du tablier comprennent le poids propre du tablier, les surcharges et les actions horizontales dues au freinage, au vent... etc. Les déplacements du tablier sont dus aux :

Variation de température, des rotations dues aux surcharges, des déformations différées du béton ainsi que les actions sismiques...

IL existe quatre types d'appareils d'appui : les articulations en béton, les appareils d'appui en élastomère fretté, les appareils d'appui spéciaux, les appareils d'appui métalliques.

Les appareils d'appui utilisés dans notre cas sont en élastomère fretté. Il est constitué par un empilage de feuilles d'élastomère (en général, du Néoprène), et de tôles d'acier jouant le rôle de fretter. L'épaisseur des frettes est de 2 mm, et celle des feuilles de Néoprène est de 10 mm. Ce type est le plus couramment utilisé pour les ouvrages en béton. L'intérêt de ces appareils d'appui, réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent (effort vertical, horizontal, rotation) mais ces déformations sont accompagnées par des contraintes de cisaillements qu'il faut limiter pour éviter leurs dégradations.

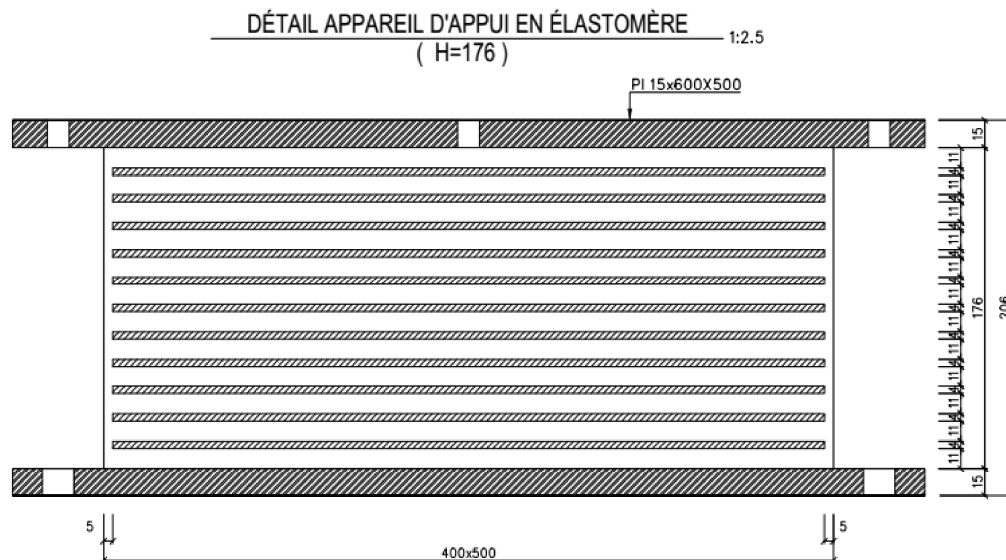


Figure I.11 : Appareil d'appui en élastomère. [6]

I.12. Les joints de chaussée

Les différents types de joints existants se distinguent les uns des autres en fonction de deux critères fondamentaux :

- L'ouverture de joint, c'est-à-dire le jeu maximum que le joint doit permettre (Souffle).
- L'intensité du trafic qu'il doit subir.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur la notion de robustesse. On distingue ainsi :

- Les joints lourds, pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 Véhicules (ou de volume inférieur, mais à fort pourcentage de poids lourds).
- Les joints semi lourd, pour un trafic compris entre 1000 et 3000 véhicules par jours.
- Les joints légers, pour un trafic inférieur à 1000 véhicules par jour.

Dans ce projet l'entreprise a utilisé un joint lourd de type T50.

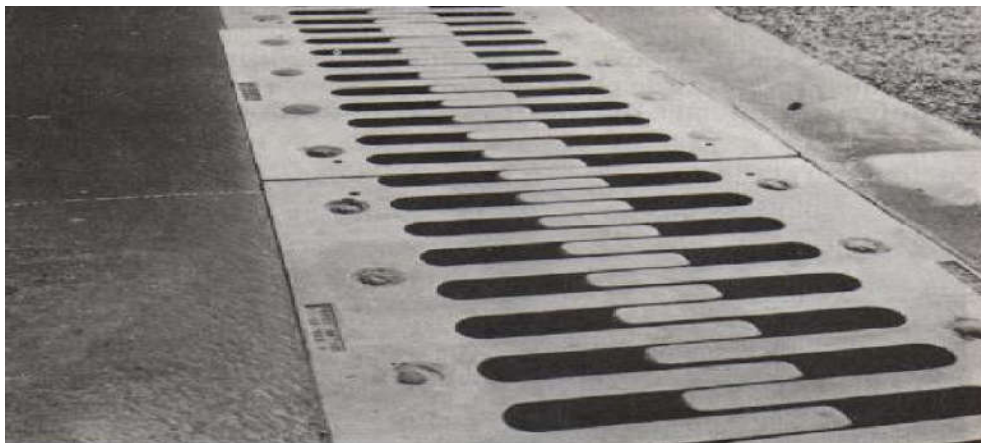


Figure. I .12 : Joint de chaussée [2].

I.13. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté :

- Quelques notions sur les ponts en générale.
- L'ouvrage de notre étude.

CHAPITRE II :

La reconnaissance géotechnique

II.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de prendre une connaissance des caractéristiques physiques et mécaniques du sol à l'aide des résultats de l'étude géotechnique réalisée (essais effectués aux laboratoires et in situ), dans le but d'étudier l'infrastructure du viaduc.

II.2. Les essais in situ

Les essais in situ permettent de déterminer les caractéristiques du sol en place. Le but de ces essais est de contempler ou même de remplacer les essais sur les échantillons intacts au laboratoire pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physique des sols avec l'avantage de précision

II.2.1. Les sondages carottés

Le but des sondages carottés est la connaissance géologique du sous-sol, visualisation de l'homogénéité et le pendage des couches. Détermination de la nature du sous-sol et le prélèvement des échantillons pour réaliser des essais laboratoire. Plusieurs techniques sont utilisées pour enfoncer le carottier dans le sol. Le battage, la vibro percussion, la pression...

II.2.2. Essai pressiométrique type MENARAD [7]

Il s'agit de déterminer par expansion radial d'une sonde dans un sol en place, la pression de Fluage P_F : qui traduit le comportement élastique du terrain, la pression limite P_L et le module pressiométrique E_M qui est la caractéristique de déformabilité.

Ces résultats permettent d'évaluer :

- La contrainte de rupture sous une fondation superficielle ou une fondation profonde.
- Les tassements d'une fondation superficielle.
- Le frottement négatif sur un élément de fondation profonde

On distingue dans l'essai pressiométrique trois zones (Figure II.1) :

Zone 1 : représente la partie de chargement durant laquelle le sol autour de la sonde est serré Pour atteindre son état initial.

Zone 2 : représente une zone pseudo-élastique dans laquelle la relation volume-pression est Pratiquement linéaire.

Zone 3 : est une zone plastique.

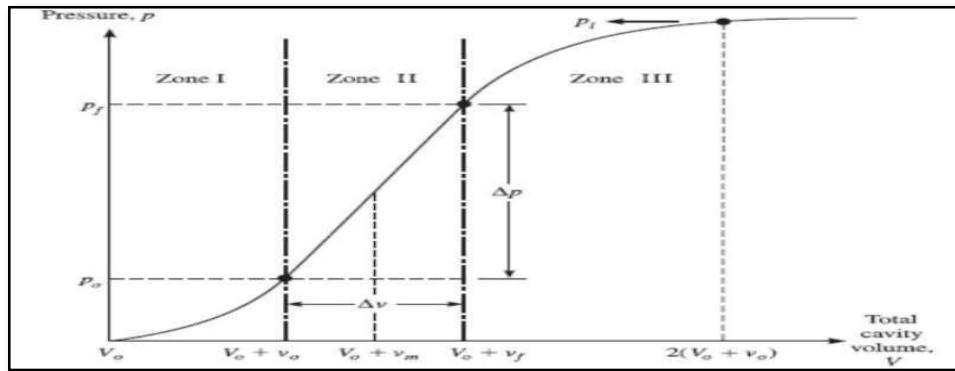


Figure II.1: La courbe pressiométrique [9].

P_0 : La contrainte totale horizontale sur le site.

P_f : La Pression de fluage.

P_l : La pression limite.

II.3. Essai au laboratoire

L'étude au laboratoire permet de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques qui Seront prise en compte dans les calculs de stabilité et de tassement. Les essais de laboratoire Peuvent être classés deux types :

- Les essais d'identification.
- Les essais mécaniques.

II.3.1 Les essais d'identification

a) La Teneur en eau

La teneur en eau d'un sol est le rapport du poids d'eau dans un échantillon au poids des particules solides, elle est exprimée en pourcentage : $W = \frac{P_w}{P_s} \times 100$

b) Poids volumique du sol

- **Le poids volumique du sol humide (ou apparent) γ_h** : C'est le poids du matériau par

Unité de volume de l'échantillon : $\gamma_h = \frac{P_t}{V_t}$

- **Le poids volumique du sol sec γ_d** : C'est le poids des éléments solides par unité de

Volume de l'échantillon : $\gamma_d = \frac{P_s}{V_s}$

- **Le poids volumique des grains solides γ_s** : C'est le rapport du poids sec d'une quantité

De sol au volume des grains de sol : $\gamma_s = \frac{P_s}{V_s}$

- **Le poids volumique déjaugé γ'** : Lorsque le sol est situé sous le niveau d'une nappe Phréatique, il convient de séparer les effets mécaniques de l'eau.

$$\gamma' = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n)$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

c) Granulométrie [8]

La granulométrie est l'étude de la distribution de la taille des particules des quantités des diverses fractions d'un échantillon de sol. C'est une caractéristique fondamentale d'un produit pulvérulent. Elle est en relation directe avec toutes les opérations unitaires de broyage, séparation, mélange et transfert mais aussi avec les phénomènes physico mécaniques liés à la qualité des sols. Cette analyse s'effectue par le tamisage pour des grains d'un diamètre supérieur à 80 μ m, au cours de cette opération on utilise une série de tamis.

On note pour un poids déterminé les poids des fractions retenues par chaque tamis dont les dimensions des mailles sont fixées.

- **Tamisât** : masses des particules passant par un tamis.
- **Refus** : masse des particules retenues sur un tamis.

Les pourcentages des refus cumulés, ou ceux des tamisât cumulés sont représentés sous la forme d'une courbe appelée courbe granulométrique en portant les ouvertures des tamis en Abscisse, sur une échelle logarithmique, et les pourcentages en ordonnée, sur une échelle arithmétique.

❖ **Coefficients d'uniformité C_U** : rapport des dimensions des mailles de tamis pour

Lesquels il y a respectivement 60% et de 10% de passant : $C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$

❖ **Facteur de courbure C_C** : rapport des dimensions des mailles de tamis, il traduit la forme la plus au moins régulières de la courbe, ce coefficient est défini par :

$$C_C = \frac{(d_{30})^2}{d_{10} \times d_{60}} = C_U \left(\frac{d_{30}}{d_{60}}\right)^2$$

d) Limites d'Atterberg [8] :

C'est la teneur en eau pondérales correspondant à des états particuliers d'un sol.

Limites de liquidité (W_L) : Teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique.

Pour déterminer la limite de liquidité, on étend sur une coupelle une couche de matériau dans laquelle on trace une rainure au moyen d'un instrument en forme de V. On imprime à la coupelle des chocs semblables, à l'aide de l'appareil de Casagrande, en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure de 1 cm, on mesure alors la teneur en eau de la pâte.

$$W_L = W \cdot \left(\frac{N}{25}\right)^2$$

Limite de plasticité (W_P) : Teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états plastique et solide.

Indice de plasticité (I_P) : différence entre les limites de liquidité et de plasticité.

Cet indice définit l'étendue du domaine plastique. Ce paramètre le plus utilisé pour caractériser l'argilosité des sols.

$$I_P = W_L - W_P$$

L'indice de plasticité permet de définir le degré de plasticité de sol.

CHAPITRE II : la reconnaissance géotechnique.

Tableau II.1: Type de sol en fonction de I_p [9].

Indice de plasticité (%)	Type de sol
< 1 %.	Pulvérulent
1 % < I_p < 7 %	Sable argileux
I_p > 17%	Argile

Indice de liquidité I_L : Le calcul de l'indice de liquidité s'effectue à l'aide de la formule

$$\text{suivante : } I_L = \frac{W_{\text{naturelle}} - W_p}{I_p}$$

Tableau II.2: Consistance de sol [9].

Indice de liquidité	Consistance du sol
$I_L < 0$	Très dure
$0 < I_L \leq 1$	Dure à très plastique
$I_L > 1$	Fluide

Indice de consistance I_c : Cette grandeur caractérise l'aptitude du sol à supporter des

Charges, elles dépendent de la consistance du sol, est définie par : $I_c = \frac{W_L - W_{\text{naturelle}}}{I_p}$

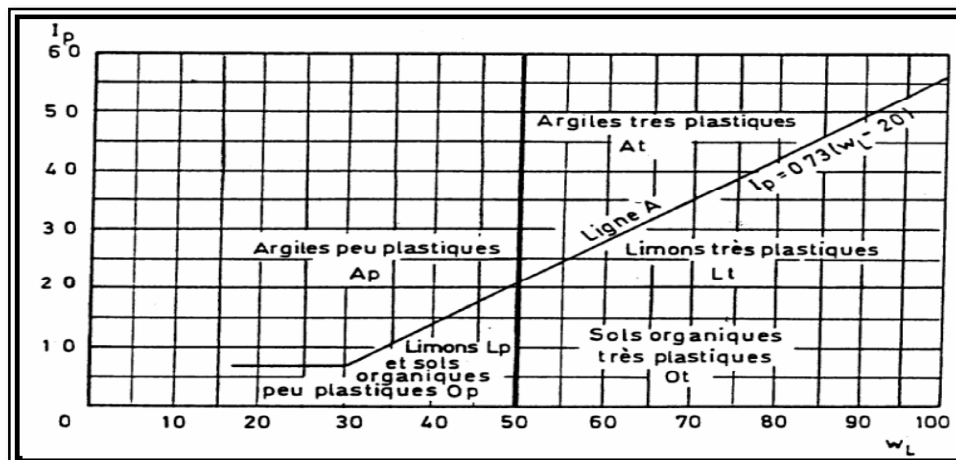


Figure II.2: Diagramme de plasticité [7].

II. 4. Essais Mécaniques

II. 4.1. Essai de compressibilité à l'odomètre [10]

L'essai de compressibilité à l'odomètre permet de tracer une courbe de compressibilité sous la forme $e = f(\log \sigma')$, où e est l'indice des vides correspondant aux tassements finaux mesurés à la fin de chaque palier de chargement sous une contrainte σ (notons qu'en condition œdométrique l'évolution de l'indice des vides e est équivalente à l'évolution de la hauteur h de l'échantillon de sol puisqu'il existe une relation directe entre les deux : $\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{\Delta e}{(1 + e_0)}$).

A partir de cette courbe on peut déterminer :

CHAPITRE II : la reconnaissance géotechnique.

- **La contrainte préconsolidation σ'_p** qui correspond à la plus forte contrainte à laquelle a été soumis le sol dans sa vie,
- **L'indice de compression C_c** (sans dimension) utilisé pour calculer le tassement de la couche de sol lorsque celui-ci est soumis à une contrainte supérieure à σ'_p ,
- **L'indice de gonflement C_s** (sans dimension) utilisé pour calculer le tassement de la couche de sol lorsque celui-ci est soumis à une contrainte inférieure à σ'_p ou sur des cycles de déchargement-rechargement.

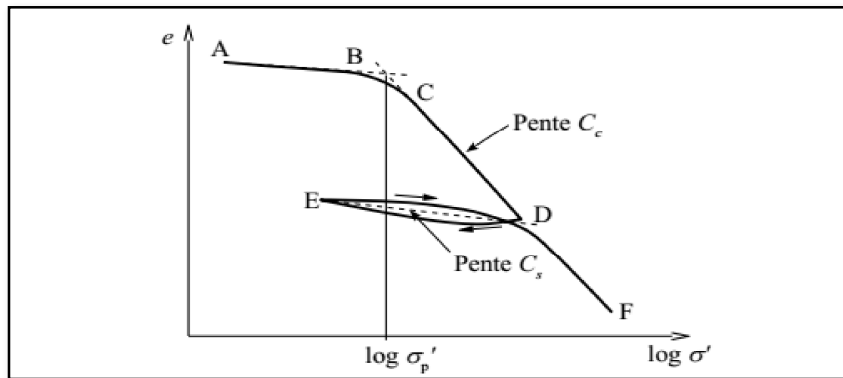


Figure II. 3 : courbe de compressibilité dans le plan ($e - \log \sigma'$). [10]

La courbe de compressibilité peut également être tracée sous la forme $\varepsilon = \frac{\Delta h}{h_0} = f(\sigma')$.

Par analogie avec le module de Young on définit le module œdométrique $E_{\text{œd}} = \frac{\Delta \sigma'}{\Delta \varepsilon}$

Qui peut également être utilisé pour calculer le tassement de la couche de sol :

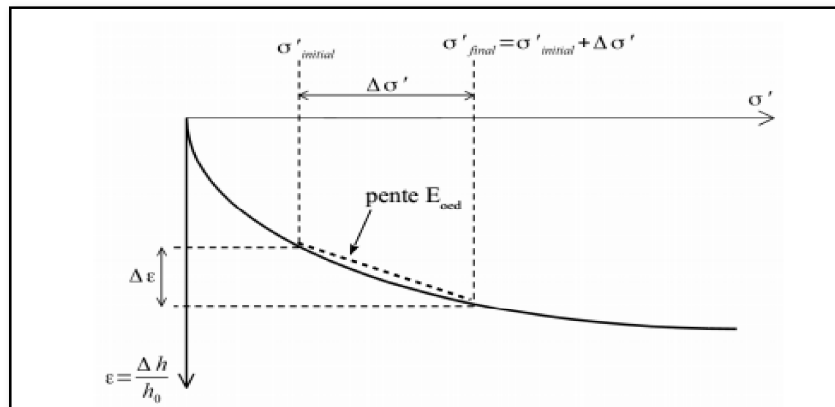


Figure II. 4 : courbe de compressibilité dans le plan ($\varepsilon - \sigma'$). [10]

II. 4. 2. Essai de Cisaillement Direct

L'essai de cisaillement rectiligne permet le cisaillement d'un sol suivant un plan imposé et défini par le contact de demi boîte constituant l'appareil de CASAGRADE. L'essai a pour but de calculer deux caractéristiques mécaniques de sol, la cohésion C et l'angle de frottement φ .

II.5. Résultats des essais sur le terrain**II.5.1 Travaux de recherche du sol**

Dans le cadre des travaux d'études menés dans la zone du viaduc, sept forages de recherche du sol par l'entrepreneur MAPA ont été effectués.

II.5.1.1 Résultats des sondages**Tableau II.3** : Sondages du site. [11]

Sondage	Profondeur(m)	Lithologie
BH90	0-15	Gravier
	15-28,5	Sable argileux
	28,5-30	Gravier
BH91	0-11,5	Argile limoneuse
	11,5-21	Limons argileux/Argile limoneuse
	21-24	Argileux, Limoneux sable
	24-30	Alluvion en block
BH92	0-5,50	Argile limoneuse
	5,50-14	Limoneux/Argile sableux
	14-30	Alluvion en block
BH92A	0-11	Argile sableux limoneux
	11-32	Alluvion en block
BH93	0-3	Limoneux, sable argileux
	3-22	Block en alluvion
	22-30	Argile
BH94	0-4,50	Sable argileux
	4,50-9,0	Gravier
	9,0-30	Marne
BH95	0-4,5	Argile
	4,5-10,5	Argile limoneuse
	10,5-17	Argile limoneuse
	17-23	Marne
BH95A	23-30	Argile limoneux
	0-11	Argile sableuse
BH96	11-36	Marne
	0-5,50	Gravier
	5,50-13,75	Argile sableuse
	13,75-30,50	Marne

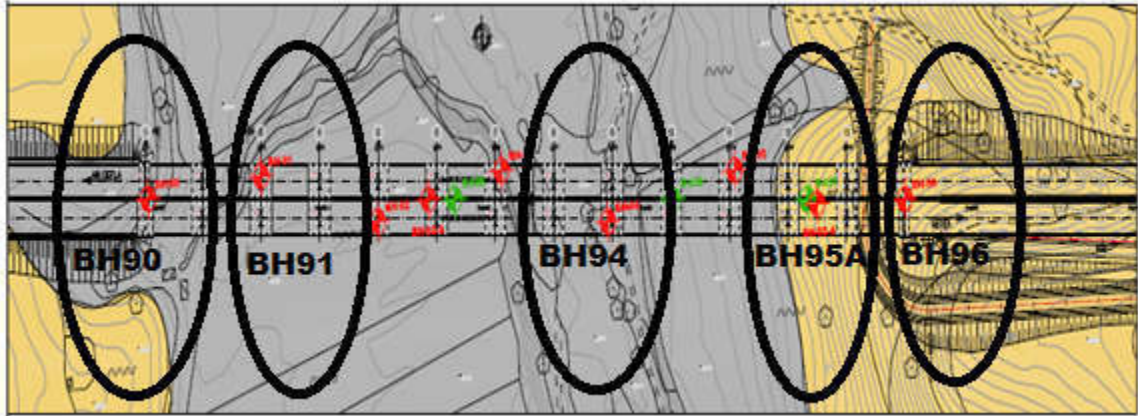


Figure II. 5 : Locations de recherche. [11]

II.5.1 .2 Interprétation des résultats des sondages

Le sondage **BH90** ouvert à l'emplacement de la culée 01 on observe :

- Une unité de gravier gris beige, su angulaire a su arrondi, moyen et à gravier très gros avec la matrice de sable légèrement limoneux, à partir de la surface jusque a une profondeur de 15m
- Une unité de sable argileux marron claire, dur moyen à élever en plastique, entre 15m et 30m.
- Une unité de gravier gris beige, su angulaire a su arrondi, moyen et à gravier très gros avec la matrice de sable légèrement limoneux entre 28,5m et 30m

Le sondage **BH91** ouvert à l'emplacement de la pile 03 on observe :

- Une unité d'argile limoneuse marron foncé, plastique en haut, dur, argile limoneuse avec Peu ciments, localement concrétions de CaCO₃, à partir de la surface jusque a une profondeur de 11,5m.
- Une unité d'argile limoneuse marron clair, légèrement cimenté avec de l'argile ou de limon, localement graveleux entre 11,5m et 21m.
- Une unité de Argileux, limoneux sable couleur marron, argile sableux /limoneux argile avec Peu cimenté entre 21m et 24m.
- Une unité de alluvion Bloc gris a marron clair, gravier fin à grossier et d'une de taille galets, su angulaire a su arrondi, avec une matrice argileuse marron clair entre 24m et 30m.

Le sondage **BH94** ouvert à l'emplacement de la pile 09 on observe :

- Une unité de sable argileux légèrement marron claire, plastique en bas, meuble moyen dense, à partir de la surface jusque a une profondeur de 4,5m
- Une unité de gravier angulaire a sous angulaire par argile, moyen a gros taille gravier légèrement cimente entre 4,5m et 9m.
- Une unité de marne gris verdâtre marron, plastique en haut localement dur d'argile successive entre 9m et 30m.

CHAPITRE II : la reconnaissance géotechnique.

Le sondage **BH95A** ouverte à l'emplacement entre la pile 09 est la culée 14

- Une unité de argile sableuse d'une couleur marron clair jusqu'au foncé plasticité faible, une densité faible a moyenne à partir de la surface jusque a une profondeur de 11m.
- Une unité de marne gris verdâtre, plastique en haut, dure entre 11m et 36m.

Le sondage **BH96** ouvert à l'emplacement de la culée 14 on observe :

- Une unité de gravier angulaire a sous angulaire, moyenne de gros taille gravier légèrement cimenté à partir de la surface jusque a une profondeur de 4,5 m
- Une unité d'argile sableuse marron claire, plastique en bas meuble moyen dense entre 5,50m et 13,75m.
- Une unité de marne gris verdâtre, plastique en haut, dure entre 13,75m et 30,5m.

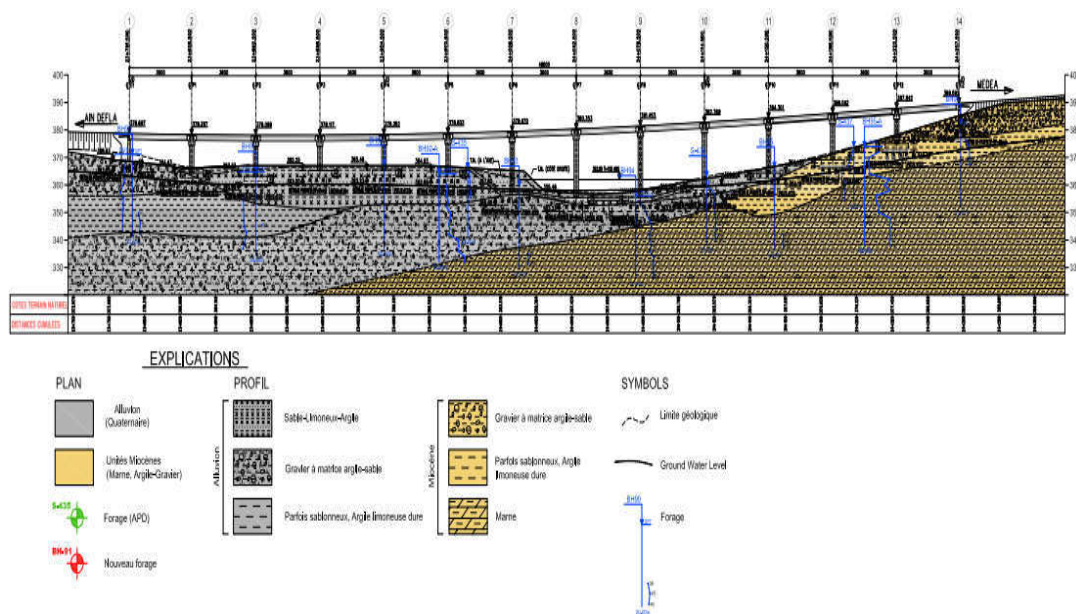


Figure II.6: la structure géologique du viaduc. [11]

Comme rencontré dans les forages exploratoires, Les conditions de sol rencontrées, les Alluvions et les Unités de Miocène sont décrites ci-dessous.

a) Alluvions (Qal)

Les dépôts alluviaux sont généralement constitués de rigide à très rigide, de brun clair à gris pale verdâtre, de moyen à élever argile plastique / argile sableuse avec du gravier et d'argile de sable limoneux qui couvre le gravier très dense, brun clair à gris clair sableux, sous arrondi à arrondi, de fin à grossier.

b) Unités Miocène

Les Unités Miocène ont été rencontrées en dessous des dépôts alluviaux au cours du programme d'exploration. Les unités se composent de brun clair à brun pale, de faible à moyen plasticité de l'argile limoneuse / argile sableuse avec des lits épais à moyens des couches de marne gris-vert.

CHAPITRE II : la reconnaissance géotechnique.

De l'eau souterraine a été rapportée concernant les puits de forage n° BH 90, 92 et 93 à 5m de profondeur, mais dans les cinq autres aucune eau souterraine n'a été signalée. Quant à de l'eau retrouvée dans les puits n° 90, 92 et 93, nous considérons qu'il peut s'agit de l'eau locale existante dans unité de gravier à matrice de sable.

II.5.2. Essai de pressiomètre (PMT)

Des essais de pressiomètre ont été réalisés dans les puits de numéros BH 90, BH 91, BH 94, BH 92-A et BH 95-A. La variation des valeurs de pression limite en profondeur qui a été obtenu dans les essais, est indiquée dans le graphique ci-dessous.

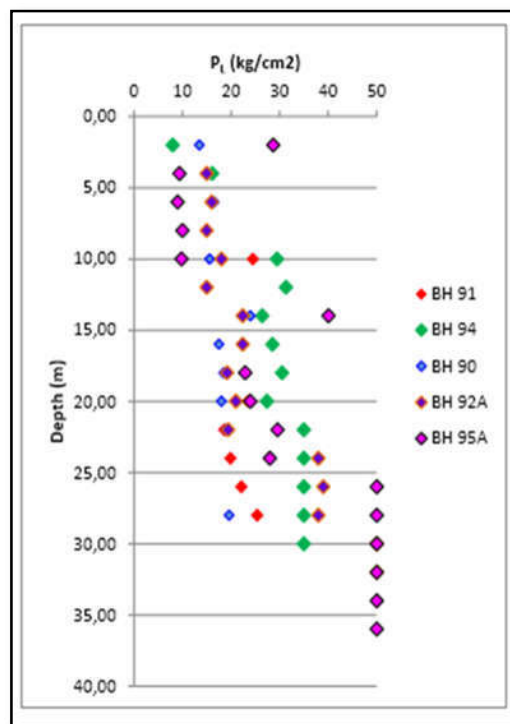


Figure II.7: Variation des valeurs de pression limite en profondeur. [11]

Les pressions limites ainsi que les modules pressiométriques de deux sondages BH94 et BH95A sont donnés dans les deux tableaux ci-après :

Tableau II.4: Valeur pressiométriques BH94. [11]

BH94					
Profondeur	E_M (Mpa)	P_1 (Mpa)	E_M/P_1	P_0 (Mpa)	P_1^* (Mpa)
2	6,9	0,8	8,62	0,019	0,781
4	22,7	1,61	14,09	0,038	1,57
10	31,8	2,95	10,77	0,19	2,76
12	28,6	3,13	9,13	0,22	2,19
14	18,9	2,64	7,16	0,23	2,41
16	29,4	2,85	10,31	0,3	2,55
18	43,2	3,05	14,16	0,34	2,71
20	36,8	2,74	13,43	0,38	2,36
22	47,5	3,4	13,97	0,418	2,98
24	48,1	1,96	24,54	0,456	1,50
26	50,9	2,04	24,95	0,494	1,55
28	121,7	2,4	50,70	0,532	1,87
30	358,5	3,3	108,48	0,57	2,73

Tableau II.5: Valeur pressiométriques BH95A. [11]

BH95A					
Profondeur	E_M (Mpa)	P_1 (Mpa)	E_M/P_1	P_0 (Mpa)	P_1^* (Mpa)
2	57,6	2,87	20,06	0,036	2,834
4	11,0	0,94	11,70	0,072	0,868
6	13,3	0,90	14,77	0,108	0,792
8	16,4	1,00	16,4	0,144	0,856
10	15,3	0,98	15,61	0,18	0,8
12	69,2	5,11	13,54	0,038	5,072
14	71,7	4,01	17,88	0,266	3,744
16	38,5	5,05	7,62	0,304	4,75
18	45,7	2,29	19,95	0,342	1,95
20	13,1	2,40	5,46	0,38	2,02
22	26,7	2,96	9,02	0,418	2,54
24	20,9	2,8	7,46	0,456	2,34
26	87,1	3,2	27,21	0,494	2,70
28	80,0	3,9	20,51	0,532	3,368
30	159,6	4,3	37,11	0,57	3,73

CHAPITRE II : la reconnaissance géotechnique.

II.5.2.1. Interprétation des résultats de l'essai pressiométrique

Le module pressiométrique « E_M » qui définit le comportement pseudo-élastique du sol, varie de 6,9Mpa a 2 m jusqu'à 358,5Mpa a 30m de profondeur dans le sondage **BH94** et de 57,6Mpa a 2m jusqu' a 159,6Mpa a30m de profondeur dans le sondage **BH95A**.

La pression limite « P_L » qui définit la résistance du sol a la rupture, varie de 0,8 Mpa à 2,00 m jusqu'à 3,3Mpa à 30 m de profondeur dans le sondage **BH94**. Et de 2,87Mpa a 2m jusqu' à 4,3Mpa a30m de profondeur dans le sondage **BH95A**.

II.5.2.2. Classification des sites

Les valeurs caractéristiques qui peuvent être déterminées par diverses méthodes pour les Catégories de sol de standard RPOA (2009) sont données dans le tableau ci-dessous. Il a été recommandé de déterminer ces valeurs, en prenant la moyenne harmonique des valeurs jusqu'à une profondeur de 30m.

Tableau II.6 : Caractéristiques géotechniques (RPOA, 2009). [11]

Cat	Description		q_c (MPa) (c)	N (d)	PI (MPa) e	E_p (MPa) (e)	q_u (MPa) (f)	V_s (m/s) (g)
S1	Rocheux (a)		-	-	>5	>100	>10	>800
S2	Ferme	Sable/Gravier	>15	>50	>2	>20	-	>400
		Argile	>5	-	>2	>25	>0.4	
S3	Meuble	Sable/Gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	-	200-400
		Argile	1.5-5	-	0.5-2	5-5	0.1-0.4	
S4	Très Meuble (b)	Sable/Gravier	<5	<10	<1	<5	-	100-200
		Argile	<1.5	-	<0.5	<	<0.1	

Les moyennes harmoniques des valeurs à partir du sol jusqu'à la profondeur de 30m, obtenues à la suite des essais de Pressiomètre réalisés dans le cadre des études de sol, sont données dans le tableau ci-dessous.

Tableau II.7 : Moyenne harmonique des résultats pressiométriques. [11]

Sondage	Moyenne harmonique P_L (Mpa)	Moyenne harmonique E_P (Mpa)
BH 91	2,37	15,63
BH 92A	2,07	27,05
BH 94	2,47	28,40
BH 95A	2,04	25,95

P_L : pression limite pressiomètre

E_P : module pressiomètre

CHAPITRE II : la reconnaissance géotechnique.

Comme on peut le voir dans le tableau ci-dessus, il est recommandé de prendre en compte la catégorie de sol comme **S2** dans la conception structurelle de viaduc.

II.5.3 Résultats des tests de laboratoire

Le laboratoire MEZAAD ROAD a effectué différents essais de laboratoire sur des échantillons issus des sondages carottés les. Les résultats sont mentionnés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau II.8 : Résultats des tests de laboratoires. [11]

		Sable argileux	Gravier	Marne	Argile sableuse
Teneur en eau (%)		14,87	15,61	17,06	19,23
Densité (KN/m³)		16,0	19,8	17,6	16,7
Granularité et %Tamisât	<80µ (%)	90,94	-	-	79,98
	D60 (mm)	0,151	-	-	-
Limite d'Atterberg	WL(%)	22,80	21,37	50,69	40
	WP(%)	15,51	15,11	28,27	21,58
	IP(%)	7,29	6,26	22,42	18,42
Compressibilité à l'odomètre	σ'p(kPa)	-	-	77	2114
	C_c (%)	-	-	19,23	26,20
	C_s(%)	-	-	3,26	2,14
Cisaillement Rectiligne (UU)	Cohésion (kPa)	49	107	115	122
	Frottement (°)	22,61	35,12	16,64	25,59
Cisaillement Alterne (UU)	Cohésion (kPa)	-	-	115	31
	Frottement (°)	-	-	-	16,23

II.5.3.1 Paramètres géotechniques-résumé

Les paramètres géotechniques pris en compte pour les unités géologiques de la zone d'étude sont fournis dans le tableau ci-dessous.

- La valeur de résistance au cisaillement sans drainage calculée par l'équation de Briaud (1992) : $C_U = 0,67 \cdot (P_{L^*})^{0,75}$
- La valeur de module élastique calculée par l'équation est valable pour tous les sols conformément aux recommandations de la nouvelle norme française NF P94-261 de calcul des fondations : $E_S = 4 \times E_M$

Tableau II.9 : Paramètres géotechniques.

Formation géologique	γ (kN/m³)	C_u (kPa)	C (kPa)	ϕ' (°)	E_s (Mpa)
Sable argileux	19	32,74	119	19,11	81,87
Gravier	19	48,77	2	32	109
Marne	19	319,1	115	16,94	279,36
Argile sableuse	18	133,80	15	20,30	121,86

II.6 Conclusion :

D'après les essais effectués sur le terrain et les essais aux laboratoires nous arrivons à la conclusion que le sol présente des disparités au niveaux des caractéristiques des couches de sol le long du viaduc.

Le sol est considéré comme mauvais a cause de la présence des couches alluvionnaire et sédimentaires. Une étude soignée doit être effectuée pour l'infrastructure.

Chapitre III

Evaluation des charges, surcharges et efforts dans la superstructure

III.1 Introduction

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le tablier du viaduc doit supporter, Ces charges sont définies par un règlement (fascicule 61 titre II).

Par la suite nous avons utilisé le logiciel Autodesk® Robot Structural Analysis 2014 pour calculer les efforts maximaux au niveau des éléments structuraux (poutres, piles).

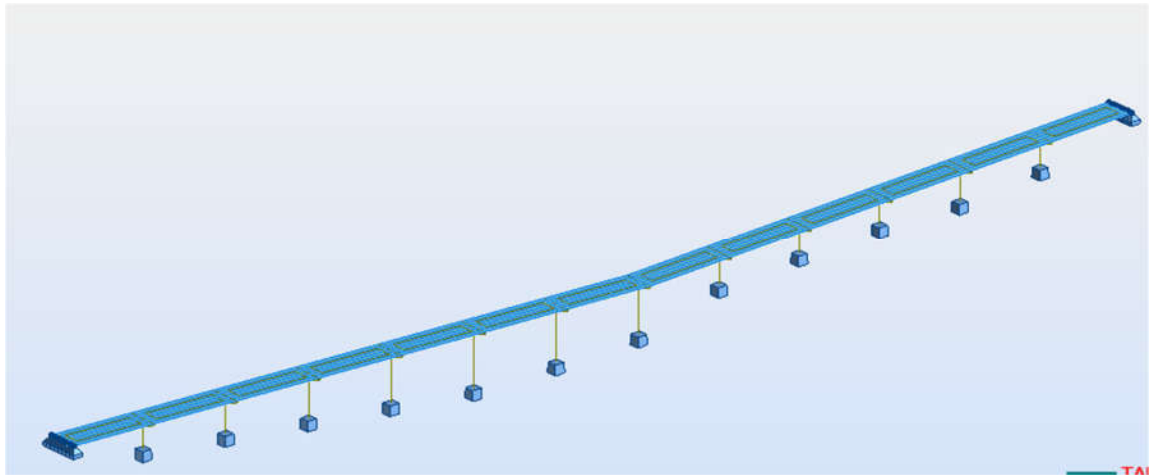


Figure III.1 : Modèle étudié

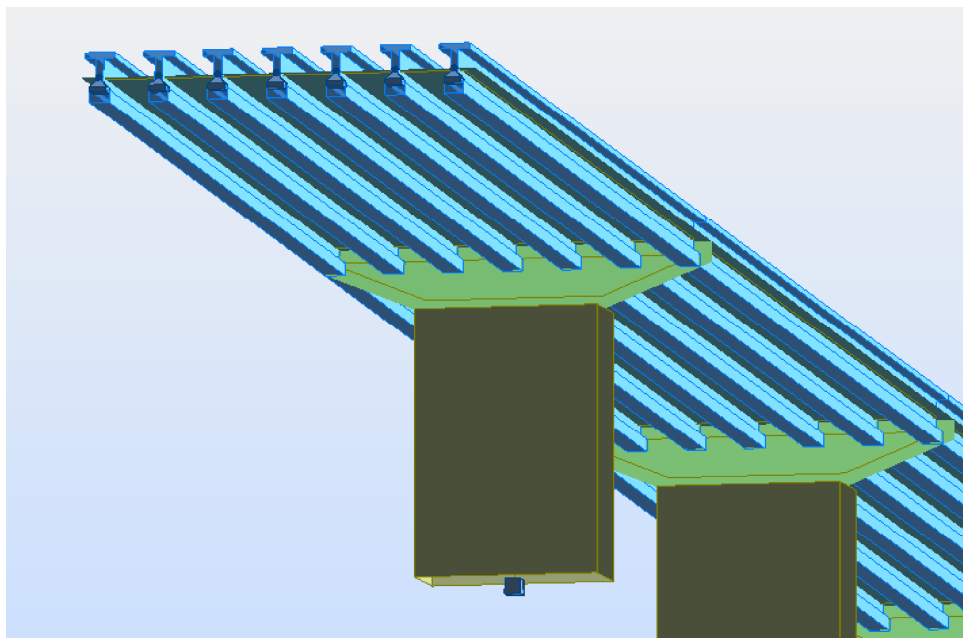


Figure III.2 : Eléments du pont.

III .2 Calcul des charges

III .2.1 Charges permanentes et compléments des charges permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, (poutres, dalle) et les compléments des charges permanentes sont des éléments non porteurs et des installations fixes ; on les appelle accessoires (revêtement, corniche, barrière de sécurité).

a) Les éléments porteurs (Charges permanentes) : Ces charges sont appelées CP ; et concernent :

❖ **Le poids propre de la poutre**

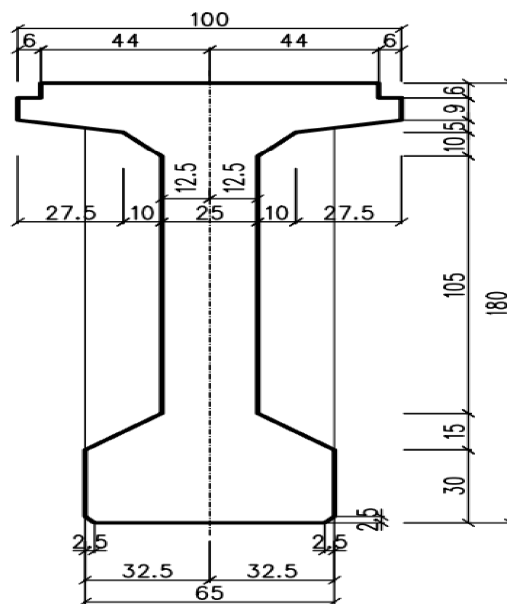


Figure III.3 : Dimensions de la poutre. [6].

Pour une portée de 36 m.

$$P_{\text{poutre}} = S_{\text{poutre}} \times \gamma_{\text{beton}}$$

P_{poutre} : Le poids de la poutre.

S_{poutre} : La section de la poutre.

γ_{beton} : La masse volumique du béton armé 25 KN/m³.

$$S_{\text{poutre}} = 0,724\text{m}^2.$$

$$P_{\text{poutre}} = 0,724 \times 25 = 18,1\text{KN/ml}$$

La travée a 7 poutres donc

$$P_{\text{Poutre}} = 18,1 \times 7 = \mathbf{126,7\text{KN/ml.}}$$

CHAPITRE III : Evaluation des charges, sur charge et effort dans la superstructure.

❖ Poids propre de la dalle

Le poids propre de la dalle est donné par :

$$P_d = \gamma_b \times e_{dalle} \times l_{dalle}$$

P_{dalle} : Poids propre de la dalle.

La masse volumique du béton 25KN/m³.

e_d : Épaisseur de la dalle =0,25m.

l_d : La largeur de la dalle =13,25 m.

$$P_d = 25 \times 0,25 \times 13,25 = \mathbf{82,81 \text{ KN/ml.}}$$

b) La charge complémentaire permanente (CCP)

Elle contient le poids des éléments suivants :

-Revêtement.

-La corniche.

-Barrière de sécurité

❖ Le poids du revêtement

$$P_{rev} = \gamma_{rev} \times e_{rev} \times l_{rev}$$

P_{rev} : Poids du revêtement du bitume.

γ_{rev} : Masse volumique du revêtement= 22KN/m³.

e_{rev} : Épaisseur du revêtement =7cm.

l_{rev} : Largeur du revêtement=12m

$$P_{rev} = \mathbf{18,48 \text{ KN/ml.}}$$

❖ Le poids de la corniche

$$P_{cor} = \gamma_b \times S_{cor}$$

γ_b : Masse volumique du béton.

S_{cor} : Section de la corniche.

$$P_{cor} = 25 \times \left[(0,75 \times 0,05) + \left(\frac{(0,70+0,75) \times 0,025}{2} \right) \right] = \mathbf{1,39 \text{ KN/ml}}$$

$$P_{cor} = \mathbf{1,39 \text{ KN/ml}}$$

❖ Le poids de la barrière de sécurité

La barrière de sécurité est en acier, son poids est estimé selon le fascicule 61 titre II à :

$$\mathbf{0,6 \text{ KN/ml.}}$$

Charge permanente totale :

$$G = CP + CCP.$$

$$CP = P_{poutre} + P_{dalle}$$

$$CP = 126,7 + 82,81 = \mathbf{209,51 \text{ KN/ml.}}$$

$$CCP = P_{rev} + P_{cor} + P_{bs}$$

CHAPITRE III : Evaluation des charges, sur charge et effort dans la superstructure.

$$\text{CCP} = 18,48 + 1,39 + 0,6 = \mathbf{20,47\text{KN/ml}}$$

$$G = 209,51 + 20,47 = 229,98\text{KN/ml}$$

$$G = 229,98 \times 36 = \mathbf{8279,28\text{KN}}$$

III .2.2 Calcul des surcharges routières

On distingue :

-La surcharge de type A (I).

-Système B.

-La surcharge militaire M_{c120} .

-La surcharge exceptionnelle : convois D_{240t} .

Caractéristiques du pont :

❖ La largeur roulable (L_r)

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue où bordures.

❖ La largeur chargeable (L_c)

Se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

Dans le présent ouvrage on a :

$$L_r = 13,25 \text{ m.}$$

$$L_c = 12 \text{ m.}$$

$$L_r = 12 \text{ m.}$$

$$L_r = L_c \text{ (pas de glissière de sécurité)}$$

❖ Le nombre de voie

Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal, à la partie entière du Quotient par 3 de leur largeur chargeable.

$$N_v = \frac{L_c}{3}$$

$$N_v = \frac{12}{3} = \mathbf{4}$$

$$N_v = 4$$

❖ La largeur de la voie :

$$L_v = \frac{L_c}{N_v} = \frac{12}{4} = 3\text{m}$$

$$L_v = 3\text{m}$$

Notre pont possède 4 voies de 3m de largeur.

CHAPITRE III : Evaluation des charges, sur charge et effort dans la superstructure.

❖ Classe de ponts :

Tableaux III.1: Classe de pont route. [12]

Classe de pont	Largeur roulable
Classe 1	$L_r > 7\text{m}$
Classe 2	$5.5\text{m} < L_r < 7\text{m}$
Classe 3	$L_r < 5.5\text{m}$

Dans notre cas $L_r = 12\text{m}$

D'après le tableau ci-dessus notre pont est : **Pont de classe 1**

a) Système de charges A (I)

Le système A(I) se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend longueur L chargée donnée par la formule suivante : $A(I) = a_1 \times a_2 \times A(L) \times l$.

avec :

A (I): système de charge.

L : portée d'une travée du pont.

l: La largeur de la voie.

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12}$$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{36+12} = 980\text{kg/m}^2$$

$$A(L) = 9,8\text{KN/m}^2$$

a_1 : Coefficient de dégressivité transversale de la charge qui est donné par le tableau suivant :

Tableau III.2 : Coefficient de dégressivité transversale de la charge. [12]

Classe du pont	NOMBRE DE VOIES CHARGÉES				
	1	2	3	4	5
1	1	1	0,9	0,75	0,75
2	1	0,9	-	-	-
3	0,9	0,8	-	-	-

$$a_2 = \frac{v_0}{v}$$

Avec

$v_0 = 3,5\text{ m}$ (pour un pont de 1ère classe), [12].

v : largeur d'une voie.

$$v = \frac{12}{4} = 3\text{m}$$

CHAPITRE III : Evaluation des charges, sur charge et effort dans la superstructure.

$v=3m$.

$a_2 = 1,167$

Dans notre projet on a la charge A(l) par voie :

Tableau III.3 : Charge A (l) par voie.

NOMBRE DE VOIE	a_1	a_2	$A=A(L) \times a_1 \times a_2$ (KN/m ²)	Largeur de voie (m)	A(l)(KN/ml)
1	1	1,167	11,43	3	34,29
2	1	1,167	11,43	6	68,58
3	0,9	1,167	10,29	9	92,61
4	0,75	1,167	08,57	12	102,84

b) Système de charge B

Le système de charges B comprend trois (3) types de systèmes distincts :

- Le système B_c qui se compose de camions types (30 t).
- Le système B_t se compose de groupes de deux essieux « essieux tandems (32t).
- Le système B_r se compose d'une roue isolée (10t).

Les surcharges du système **B** sont frappées par les coefficients de majoration dynamique

➤ Sous système B_c

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du Système B_c prise en compte est multiplié par le coefficient b_c , donné dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Coefficient b_c [12].

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	>5
1	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
2	1,00	1,00	\\	\\	\\
3	1,00	0,80	\\	\\	\\

CHAPITRE III : Evaluation des charges, sur charge et effort dans la superstructure.

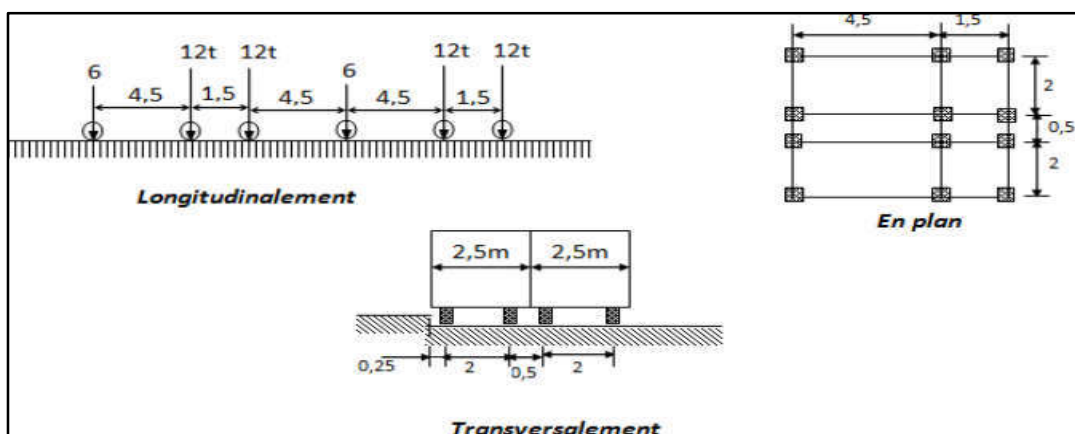


Figure III.4 : Système B_c [12].

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chacun des essieux arrière 12 t.
- Masse portée par l'essieu avant 6 t.
- Longueur d'encombrement 10,5 m.
- Largeur d'encombrement..... 2,5 m.
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière 4,5 m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m.

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions qu'elle le permet, et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

a) Disposition dans le sens transversal : Le nombre maximum de files que l'on peut disposer égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible.

b) Disposition dans le sens longitudinal : Le nombre des camions est limité à deux, la distance entre deux camions d'une même file est déterminée de façon à produire l'effet le plus défavorable. Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

Deux camions portés trois essieux à roues simple ayant une masse totale de 30t avec un essieu Avant de 6t, et deux essieux arrières de 12t chacune c'est-à-dire 2×30 t.

La surcharge maximale du système B_c pour quatre voies est :

$$S_1 = 2 \times 30 \times 4.$$

$$S_1 = 240t.$$

CHAPITRE III : Evaluation des charges, sur charge et effort dans la superstructure.

❖ Détermination de S

On a un pont de 1ere classe et 4 voies chargées donc le $b_c = 0,80$. Selon le tableau III.4.

D'où :

$$S = S_1 \times b_c$$

$$S = 240 \times 0,80. \text{ D'où } S = 192t.$$

S : la surcharge maximale de système $B_c \times$ coefficient b_c .

S_1 : La surcharge maximale de système B_c .

❖ Coefficient de majoration dynamique δ_{bc}

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}}$$

Tel que :

L : la longueur de l'élément, $L=36m$.

S : la surcharge maximale, $S = 1920KN$.

G : la charge permanente, $G = 8279,28KN$.

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 36} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{8279,28}{1920}}$$

$$\delta_{bc} = 1,081$$

Tableau III.5: Charge (b_c) par essieu.

Nombre de Voies Chargée	b_c	Charges par essieu (KN)		
			$n \times c \times b_c \times \delta_{bc}$	
1	1,2	E.AV	$1 \times 60 \times 1,20 \times 1,081$	77,83
		E.AR	$2 \times 120 \times 1,20 \times 1,081$	311,328
2	1,1	E.AV	$2 \times 60 \times 1,10 \times 1,081$	142,69
		E.AR	$4 \times 120 \times 1,10 \times 1,081$	570,768
3	0,95	E.AV	$3 \times 60 \times 0,95 \times 1,081$	184,85
		E.AR	$6 \times 120 \times 0,95 \times 1,081$	739,404
4	0,80	E.AV	$4 \times 60 \times 0,80 \times 1,081$	207,552
		E.AR	$8 \times 120 \times 0,80 \times 1,081$	830,208

E.AV : essieux avant.

E.AR : essieux arrière.

n: nombre d'essieux.

c: masse de l'essieu.

b_c : Coefficient du système B_c (Tableau III.4).

δ_{bc} : Coefficient de majoration dynamique.

CHAPITRE III : Evaluation des charges, sur charge et effort dans la superstructure.

➤ Sous système B_t

Un tandem du système B_t comporte deux essieux, tous deux à roues simples répondant aux Caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chaque essieu16 t.
- Distance entre les deux essieux1,35 m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu2 m.
- Le système est applicable seulement pour les ponts de 1^{ere} et 2^{eme} classe.
- Le système B_t doit être multiplié par un coefficient b_t qui en fonction de la classe du pont.

Les valeurs de coefficient b_t sont données par le tableau suivant :

Tableau III.6 : Coefficient (b_t) [12]

Classe du pont	1	2
Coefficient b_t	1	0,9

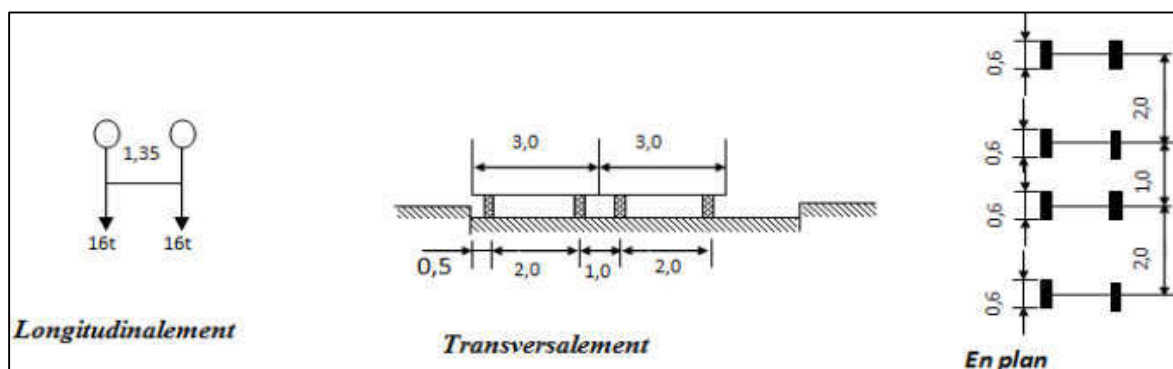


Figure III.5 : Système B_t [12].

Longitudinalement, un seul tandem est disposé.

Transversalement, si le pont ne comporte qu'une seule voie on disposera un seul tandem, si le pont comporte deux voies et plus, le nombre maximal de tandems est limité par deux.

CHAPITRE III : Evaluation des charges, sur charge et effort dans la superstructure.

❖ Coefficient de majoration dynamique :

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times L} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{G}{S}}$$

L: la longueur de l'élément, L=36m.

G: la charge permanente, G =8279,28KN

S: la surcharge B_t maximal.

$$S = S_1 \times b_t = n \times m \times b_t.$$

n: nombre de voies.

m: masse porté par chaque essieux.

b_t : Coefficient du système B_t donné dans le Tableau III.6.

$$S = 2 \times 320 \times 1 = 640KN$$

S : la surcharge B_t maximale, S = 640kN

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 36} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{8279.28}{640}}$$

$$\delta_{bt}=1,06$$

Tableau III.7 : Charge (b_t) par essieu.

Nombre de voies	B_t	δ_{bt}	Charge par essieu (KN) $V \times S \times \delta_{bt} \times B_t$
1	1	1,06	$1 \times 160 \times 1,06 \times 1$ 169,6
2	1	1,06	$2 \times 160 \times 1,06 \times 1$ 339,2

V : nombre de tandem.

S : charge portée par l'essieu.

δ_{bt} : Coefficient de majoration dynamique.

B_t : Coefficient du système B_t .

❖ Système de charge B_r :

La roue isolée, qui constitue le système B_r . porte une masse de 100KN. Sa surface d'impact Sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 0,60m et le coté longitudinal 0,30m. (Figure III.6).

CHAPITRE III : Evaluation des charges, sur charge et effort dans la superstructure.

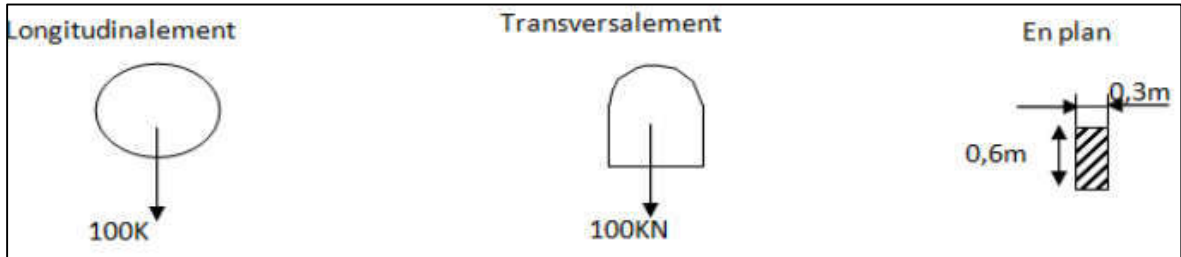


Figure III.6 : Système Br [12].

Les surcharges du système B_r sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta_{br} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times L} + \frac{0.6}{1+4 \frac{G}{S}}$$

L : la longueur de l'élément, $L=36m$.

S : la surcharge B_r maximale, $S = 100KN$.

G : la charge permanente, $G = 8279,28KN$.

$$\delta_{br} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 36} + \frac{0.6}{1+4 \frac{8279,28}{100}}$$

$$\delta_{br} = 1,050.$$

$$B_r = S \times \delta_{br} = 105KN.$$

Surcharge militaire :

Convoi militaire M_{C120} :

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type M_{C120} , les véhicules. Il est constitué de deux chenilles, le poids total du véhicule est de 1100KN.

Dans le sens transversal : un seul convoi est supposé circuler sur la largeur chargeable L_c , quel que soit le nombre de voies disponible

Dans le sens longitudinal : la limite entre deux convois est 30,5m (fascicule 61 titre II [12]).

Poids totale 110t. Longueur d'une chenille 6,10m. Largeur d'une chenille 1,00m.

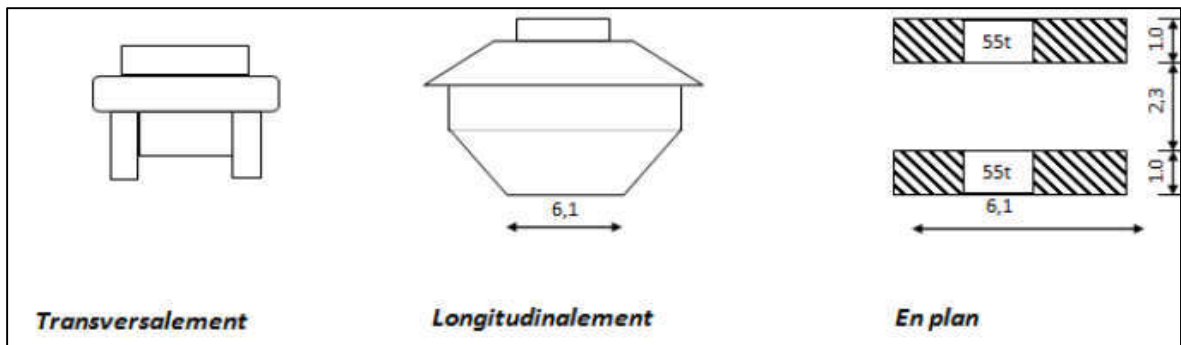


Figure III.7 : Système M_{C120} [12].

CHAPITRE III : Evaluation des charges, sur charge et effort dans la superstructure.

Dans notre cas la longueur du pont nous permet de disposer 13 véhicules longitudinalement.

c) Coefficient de majoration dynamique

$$\delta_{Mc} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times L} + \frac{0.6}{1+0.4 \frac{G}{S}}$$

L : la longueur de l'élément, L=36m.

S : la surcharge Mc120 maximale, S = 1100KN.

G : la charge permanente, G =8279,28KN.

$$\delta_{Mc} = 1 + \frac{0.4}{1+0.20 \times 36} + \frac{0.6}{1+0.4 \frac{8279.28}{1100}}$$

$$\delta_{Mc} = 1,198t/ml.$$

$$M_C = 550 \times 1,198 = 108 \text{KN/m}^2$$

Soit par ml de chenille =1317,8/6,10.

$$M_{C120} = 216,032 \text{KN/ml.}$$

$$M_{C120} = 50,24 \text{KN/m}^2$$

Surcharge due aux convois exceptionnels :

Convoi type D₂₄₀ :

C'est une remorque composée de trois éléments dont chacun comporte quatre lignes à deux essieux

Le poids total égal à **240 t** ce poids est supposé répartie au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.20m de largeur, et de 18.60m de longueur.

$$P = 2400 \text{ KN soit } Q \text{ (t/ml)} = \frac{P}{l} = \frac{2400}{18,6} = 129,03 \text{KN/ml}$$

$$Q_{D240} = \frac{129,03}{3,2} = 40,32 \text{KN/m}^2$$

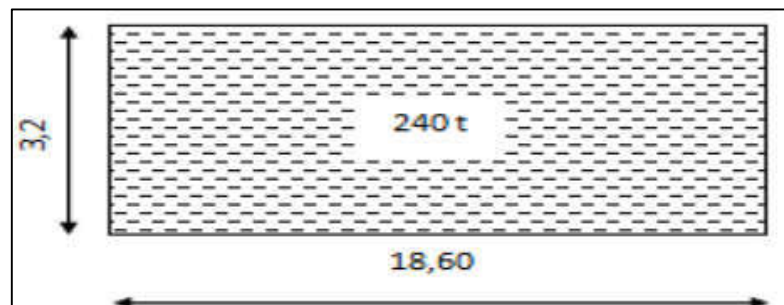


Figure III.8 : Charges exceptionnelles D₂₄₀ [12].

CHAPITRE III : Evaluation des charges, sur charge et effort dans la superstructure.

- Les convois exceptionnels sont supposés rouler sur le pont à une vitesse au maximum de «10KM/h», ce qui justifie en général l'absence d'efforts de freinages ainsi que la force centrifuge
- Les charges exceptionnelles ne sont pas concernées par la majoration dynamique.
- Un seul convoi exceptionnel est placé sur le pont quel que soit sa longueur.

Force de freinage :

Elle est développée par l'un des deux systèmes A(l) ou BC. Cette force est supposée centrée sur l'axe longitudinal du tablier et dirigée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

La force F_r est le maximum des deux effets A(l) et B_c

1) Freinage du au système A(l) :

$$F_r = \frac{AS}{20+0,0035S}$$

$S=L_c \cdot L$ (la surface charge par m^2)

Tableaux III.8 : Force de freinage A (L).

Nombre de voie	A (KN/m ²)	S (m ²)	A(L) (KN)	F _r (KN)
1	11,43	3×36=108	34,2936=1234,44	60,75
2	11,43	6×36=216	68,5836=2468,88	188,95
3	10,29	9×36=324	92,6136=3333,96	157,75
4	8,57	12×36=432	102,8436=3702,24	172,10

2) Freinage du au système B_c :

Parmi les camions disposés sur le pont, un seul est supposé freiner en développant une force égale à son poids. $F_r (B_c) = 30 \text{ t}$

$$F_r = \max [F_r (A); F_r (B_c)] = \max [188, 95; 300] \text{ KN}$$

$$F_r = 300 \text{ KN}$$

III.3 Le vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la Chaussée, la répartition et la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui En résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

En général, la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale à 2KN/m^2 (Selon le fascicule 61-titre II [12]).

Para port aux efforts de séisme et freinage l'action de vents est négligée.

III.4 Action Séismique

III.4.1 Le séisme

L'évaluation de l'effet du séisme sur l'ouvrage est faite selon le règlement parasismique Algérien (RPOA, 2008). [13]

a) Critères de classification

Classification des ponts :

Les ponts sont classés d'après le RPOA comme suit :

Tableau III.9 : Classification des ponts

Groupe d'usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Le groupe d'usage de notre pont = 2 (pont important)

Classification des zones sismiques :

Le territoire national étant divisé en cinq zones de sismicité croissante définies comme suit :

Zone 0 : négligeable

Zone I : faible

Zone II.a : moyenne

Zone II.b : élevée

Zone III : très élevée

Notre ouvrage situé à AIN DEFLA qui est classé en zone **II.b** : élevée

CHAPITRE III : Evaluation des charges, sur charge et effort dans la superstructure.

b) Coefficient d'accélération A :

Le coefficient A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont

Tableaux III.10 : Coefficients d'accélération de zone A [13]

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	II.a	II.b	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

{ zone II. b
{ Groupe 2 → A=0.25

Classification du site

D'après le rapport géotechnique notre ouvrage est classé en catégorie S2 (site ferme)

L'accélération verticale : 0,07 G, (G : poids total). D'après RPOA [13].

L'accélération horizontale : 0,1 G

Dans notre cas :

$$F_v = 0,07 \times 8279,28 = 579,55 \text{ KN}$$

$$F_H = 0,1 \times 8279,28 = 827,93 \text{ KN}$$

III.4.2 Spectre de réponse élastique

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. Les spectres de réponses, élastiques selon le (RPOA 2008) dépend de la zone sismique la catégorie du site de l'ouvrage, le groupe de pont et le matériau constitutif

Pour l'évaluation des efforts sismiques on a utilisé trois spectres

- Spectre horizontale
- Spectre verticale
- Spectre de dimensionnement

L'action sismique a été introduite dans le modelé avec les cas Ex, Ey, Ez

CHAPITRE III : Evaluation des charges, sur charge et effort dans la superstructure.

a) Composante Horizontale :

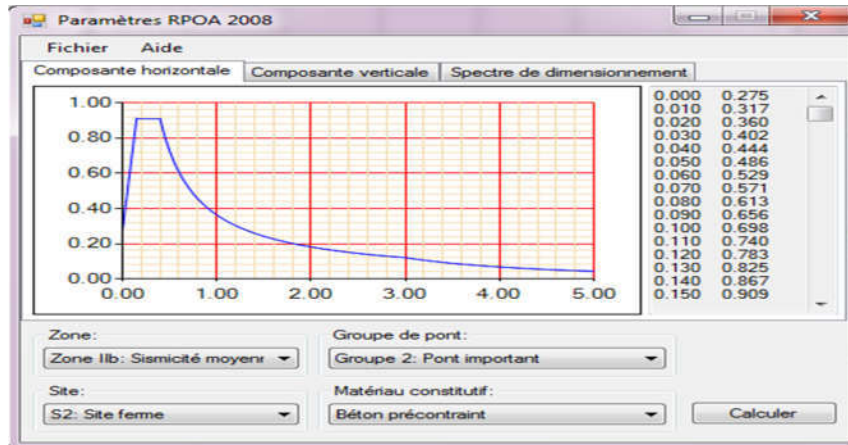


Figure III.9 : spectre de réponse élastique, composante horizontale-5% d'amortissement.

b) Composante verticale :

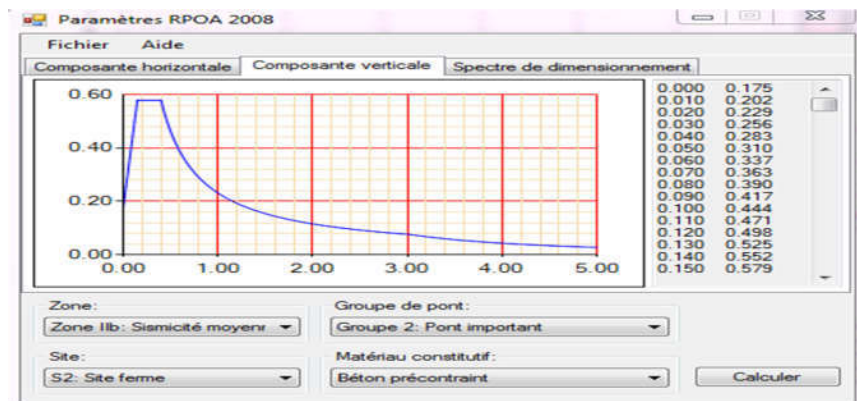


Figure III.10 : Spectre de réponse élastique, composante verticale-5% d'amortissement.

CHAPITRE III : Evaluation des charges, sur charge et effort dans la superstructure.

c) Spectre de dimensionnement :

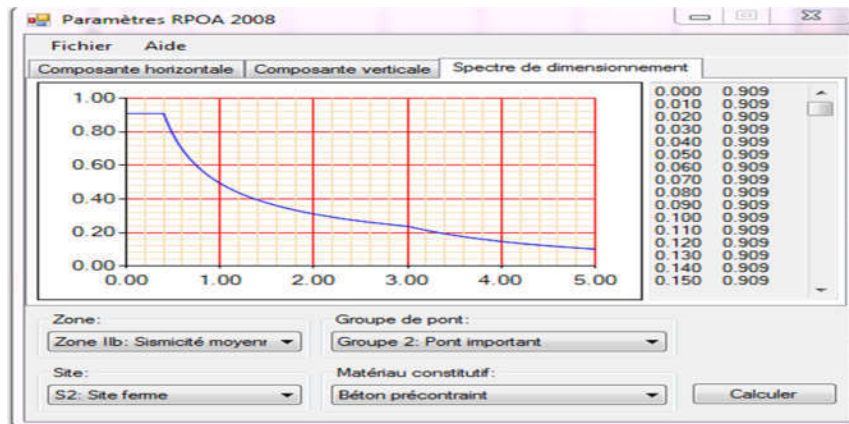


Figure III.11 : Spectre de dimensionnement -5% d'amortissement.

III.5 Les Combinaison de charge

III.5.1 Combinaison d'action à l'état limite ultime et à l'état limite de service

Les combinaisons à considérer pour la détermination des efforts maximum d'après le fascicule 61 titres II [12], sont :

➤ Pour l'Etat limite ultime (ELU) :

- 1,35G +1,6A (1) (1)
- 1,35G +1, 6B_c..... (2)
- 1,35G +1, 6B_t..... (3)
- 1, 35 (G+M_{c 120}) (4)
- 1, 35 (G+M_{D 240}) (5)

➤ Pour l'Etat limite de service (ELS) :

- G+ 1,2A (1) (6)
- G+ 1, 2B_c..... (7)
- G+ 1, 2B_t (8)
- G+ M_{C 120}..... (9)
- G+ M_{D 240}..... (10)

III.5.2 Combinaison des composantes des actions sismiques

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. L'effet probable de l'action maximale E, du l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales E_x, E_y, E_z dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

Les effets des différents composants du mouvement d'ensemble sont combinés de la Manière suivante :

$$E_1 = E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3 E_z$$

$$E_2 = E_y \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_z$$

$$E_3 = E_z \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_y$$

E_x, E_y, E_z sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

➤ **Combinaisons sismiques**

$$G+ 1,2A+E_x \dots\dots\dots (1)$$

$$G+ 1,2A+E_y \dots\dots\dots (2)$$

$$G+ 1,2A+E_z \dots\dots\dots (3)$$

$$G+ 1, 2B_c + E_x \dots\dots\dots (4)$$

$$G+ 1, 2B_c + \dots\dots\dots (5)$$

$$G+ 1, 2B_c + E_z \dots\dots\dots (6)$$

$$G+ 1, 2B_t + E_x \dots\dots\dots (7)$$

$$G+ 1, 2B_t + E_y \dots\dots\dots (8)$$

$$G+ 1, 2B_t + E_z \dots\dots\dots (9)$$

$$G+ M_c 120 + E_x \dots\dots\dots (10)$$

$$G+ M_c 120 + E_y \dots\dots\dots (11)$$

$$G+ M_c 120 + E_z \dots\dots\dots (12)$$

$$G+ M_D 240 + E_x \dots\dots\dots (13)$$

$$G+ M_D 240 + E_y \dots\dots\dots (14)$$

$$G+ M_D 240 + E_z \dots\dots\dots (15)$$

III.6 Modélisation

Notre ouvrage est isostatique avec treize travées indépendantes onze travées de 36 m et deux travées de 35m, (une dalle de 25cm d'épaisseur avec 7 poutres préfabriquées dans chaque travée) et 14 appuis (2 culées et 12 piles) supportent le tablier. En utilisé dans cette étude le logiciel Autodesk ® Robot Structural Analysis 2014.

III.6.1 Visualisation du modèle

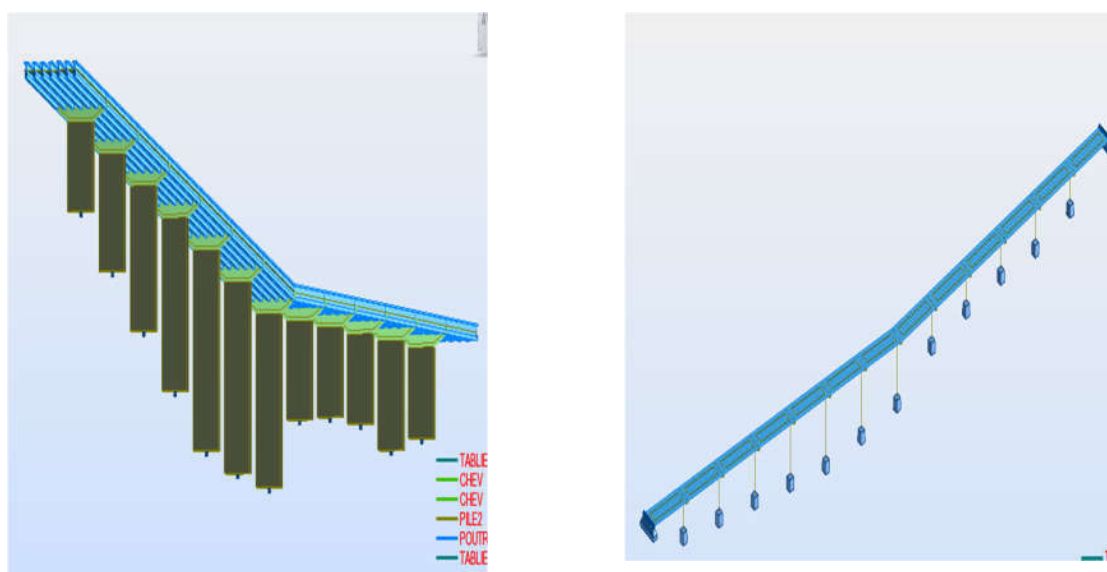


Figure III.12 : Modèle du viaduc en 3D.

III.6.2 Logiciel de calcul

Le logiciel Autodesk ® Robot Structural Analysis est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer Les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; de gérer la création de la documentation pour la structure calculée Et dimensionnée.

Les caractéristiques principales du logiciel Robot sont les suivantes :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO).

CHAPITRE III : Evaluation des charges, sur charge et effort dans la superstructure.

- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.).
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.
- Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

III.6.3 Les étapes de modélisation

La modélisation de notre ouvrage passe par les étapes suivantes :

- **Etape 1 : Définitions unités, matériaux et normes**

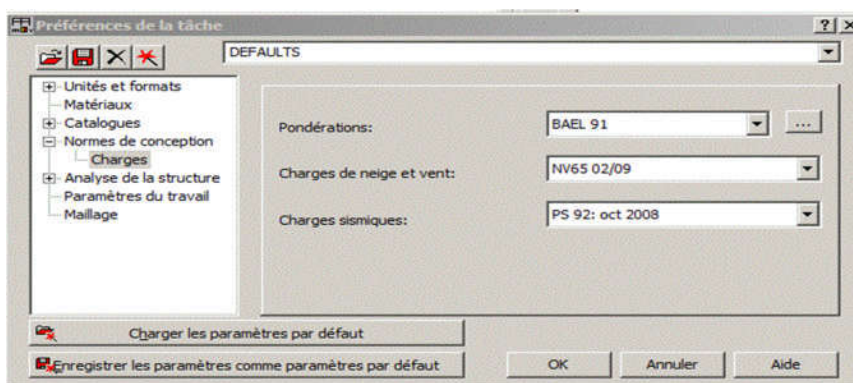


Figure III.13 : Définition des normes.

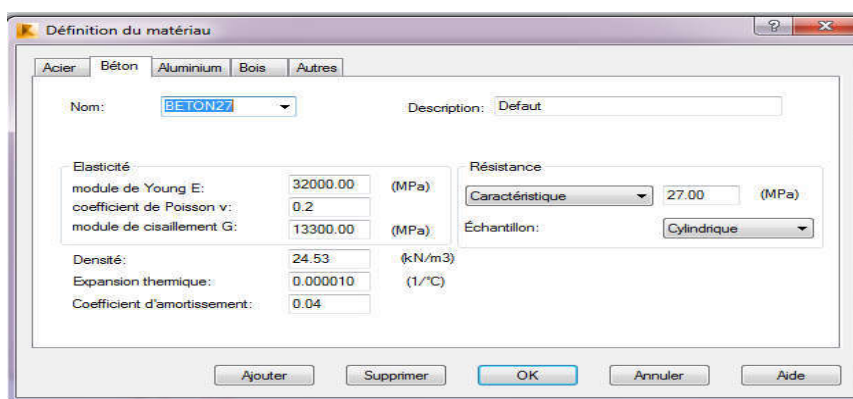


Figure III.14 : Définition des matériaux.

CHAPITRE III : Evaluation des charges, sur charge et effort dans la superstructure.

➤ Etape 2 : Définitions des lignes de construction

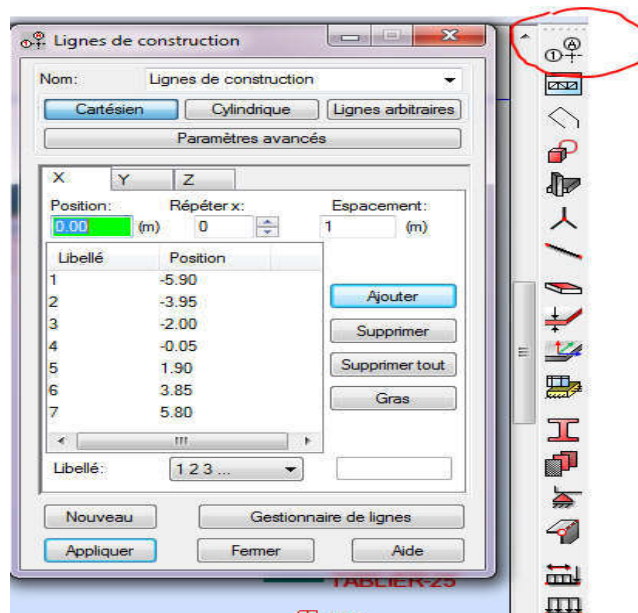


Figure III.15 : les lignes de construction.

➤ Etape 3 : Définitions des sections (pile, chevêtre, poutres, tablier)

La modélisation des piles et des poutres a été faite avec le type élément BARRE

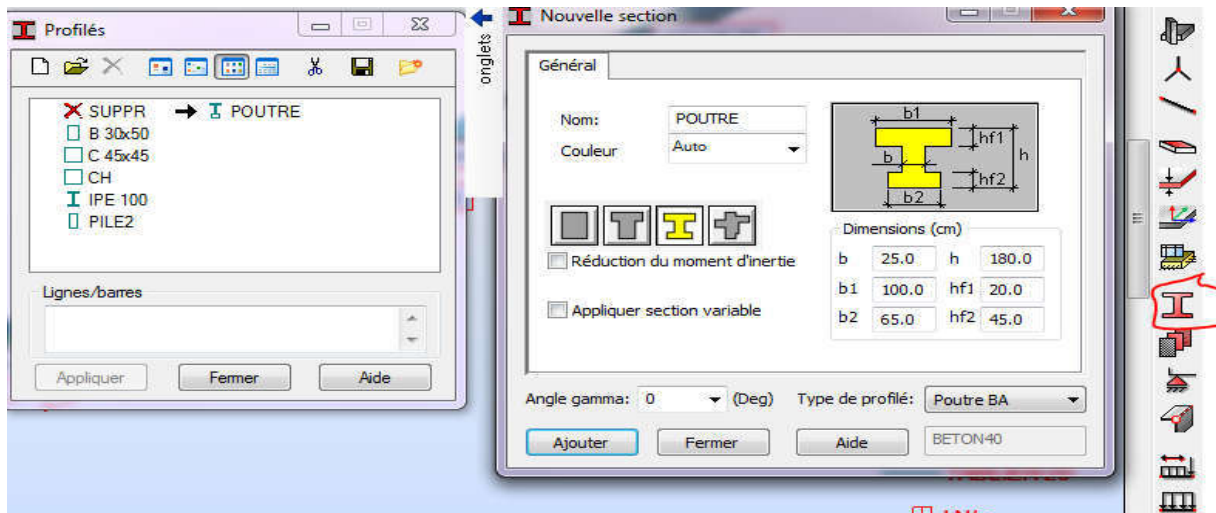


Figure III.16 : Section de poutre.

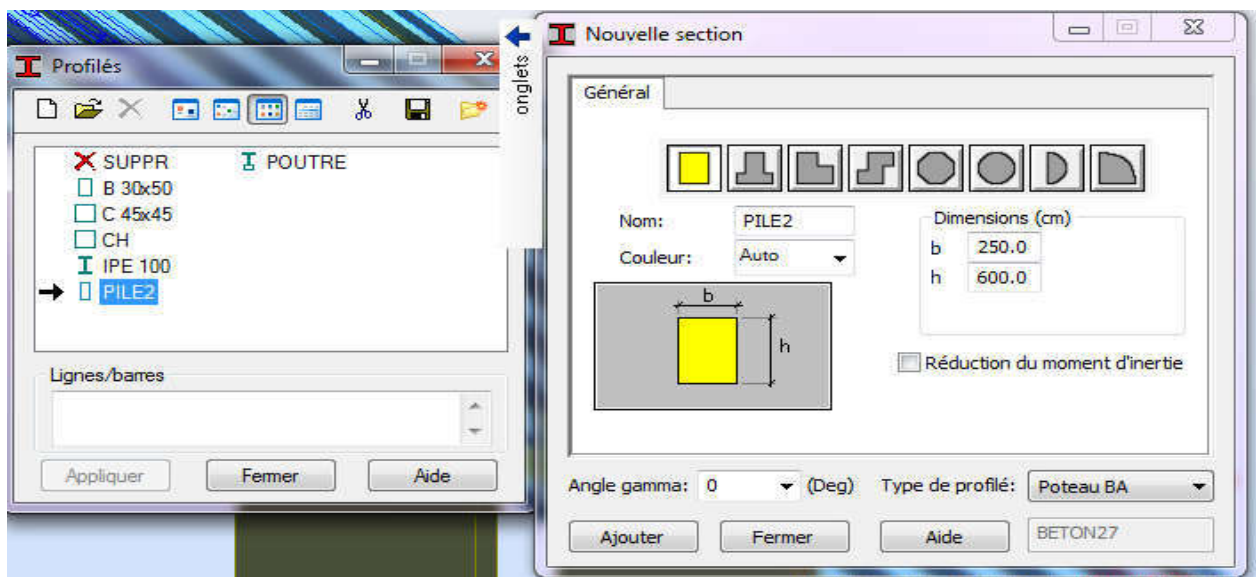


Figure III.17 : Section de la pile.

La modélisation du chevêtre a été faite comme suit :

- Création du contour (voir photo ci-dessous : élément en rouge)
- Utiliser la fonction EXTRUSION pour générer un solide avec une épaisseur de 3.50m

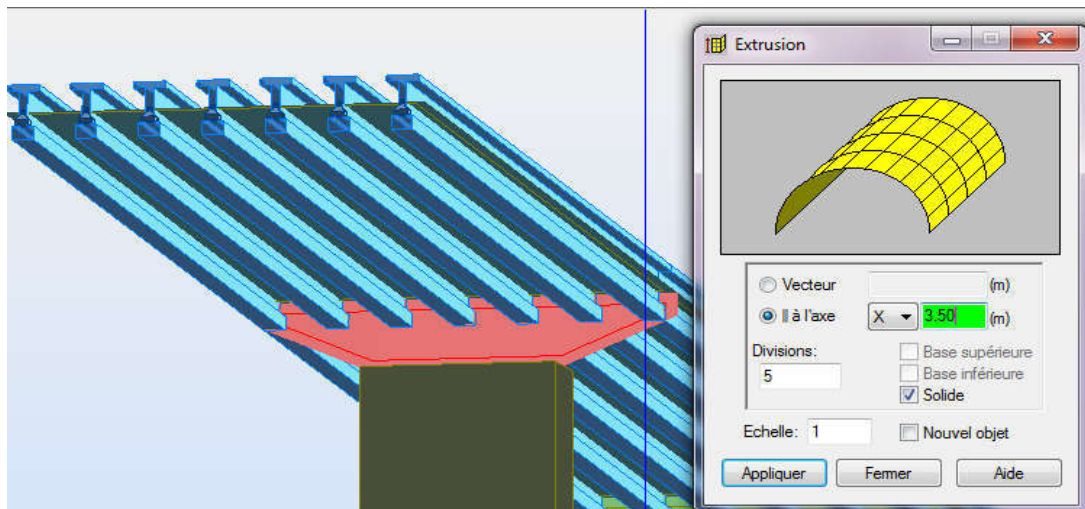


Figure III.18 : chevêtre.

Le tablier a été modélisé avec un élément type DALLE :

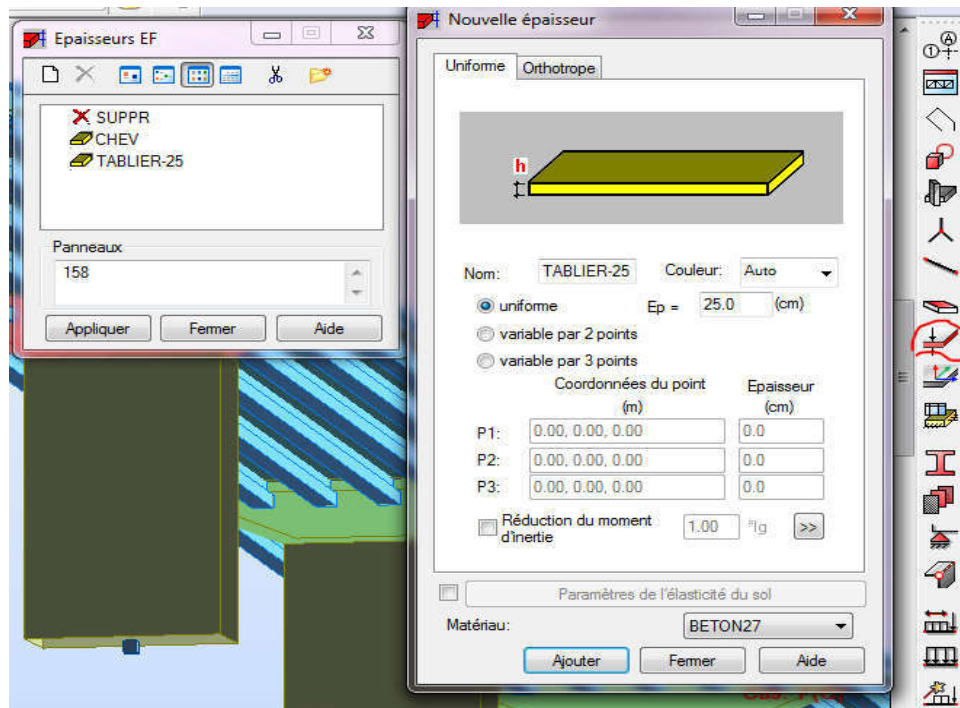


Figure III.19 : Tablier.

➤ **Etape 4 : Définitions des conditions d'appui**

Les appuis des piles ont été modélisés avec des ENCASTREMENT

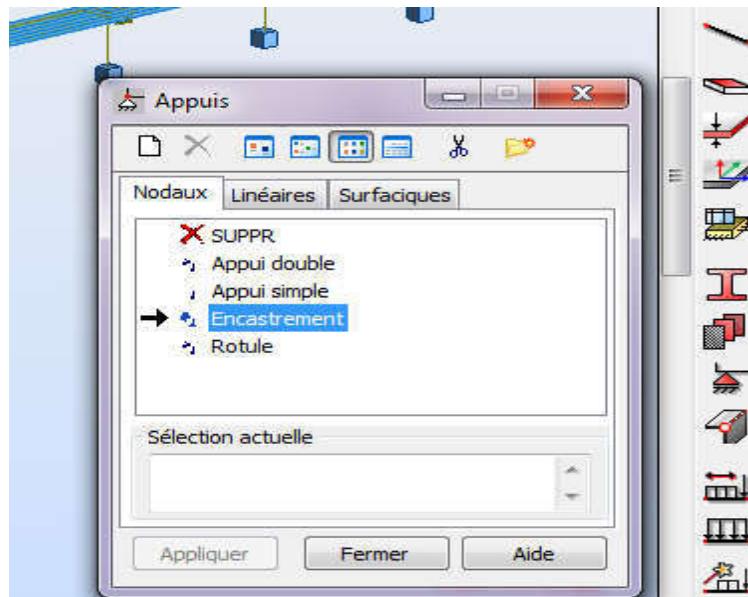


Figure III.20 : Condition d'appuis.

Remarque : Quant aux contacts des poutres avec le chevêtre et la culée nous avons considéré des RELACHEMENTS eux extrémités des poutres qui permet de libérer les degrés de liberté de rotation (puisque'on a un viaduc isostatique)

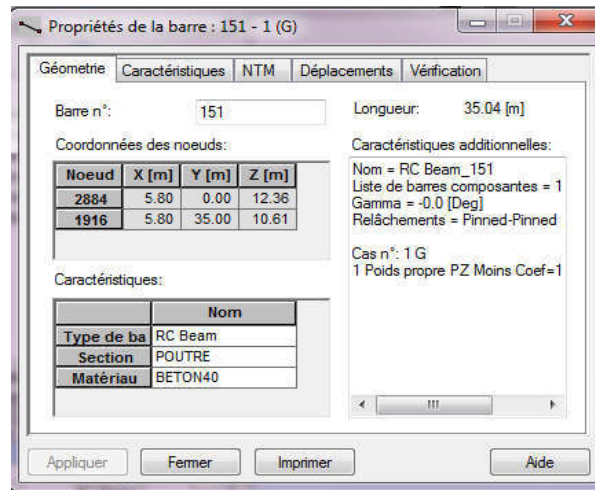


Figure III.21 : Propriété de la barre.

➤ Etape 5 : Cas de charges chargement

Le poids des éléments modélisé sont pris de façon automatique par le programme :(dalle, poutre, chevêtre, pile).

Les données introduites au logiciel sont :

Les charge permanente complémentaire :

CCP=20,47KN/m

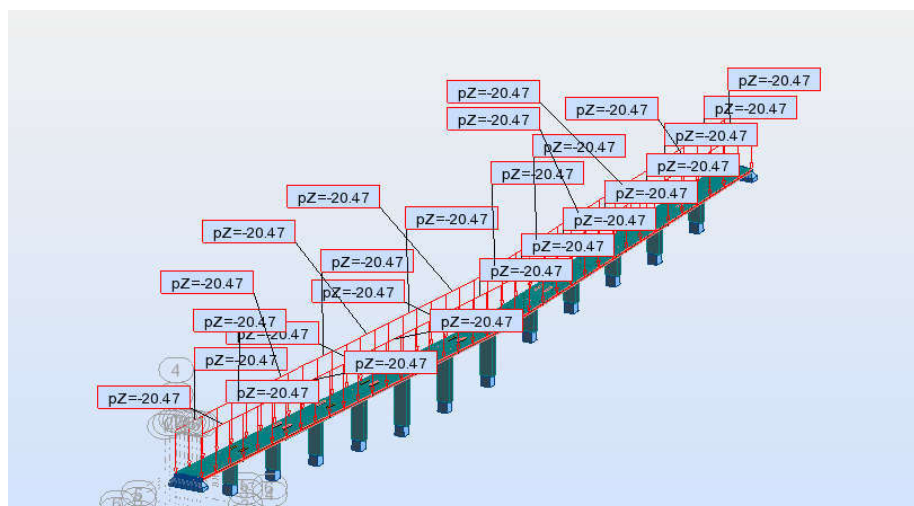


Figure III.22 : Disposition de la charge complémentaire.

Les charges mobiles :

La surcharge $A(l) = 8,57 \text{ kN/m}^2$: surcharge uniformément répartie sur la largeur rouable, définie comme charge linéairement statique

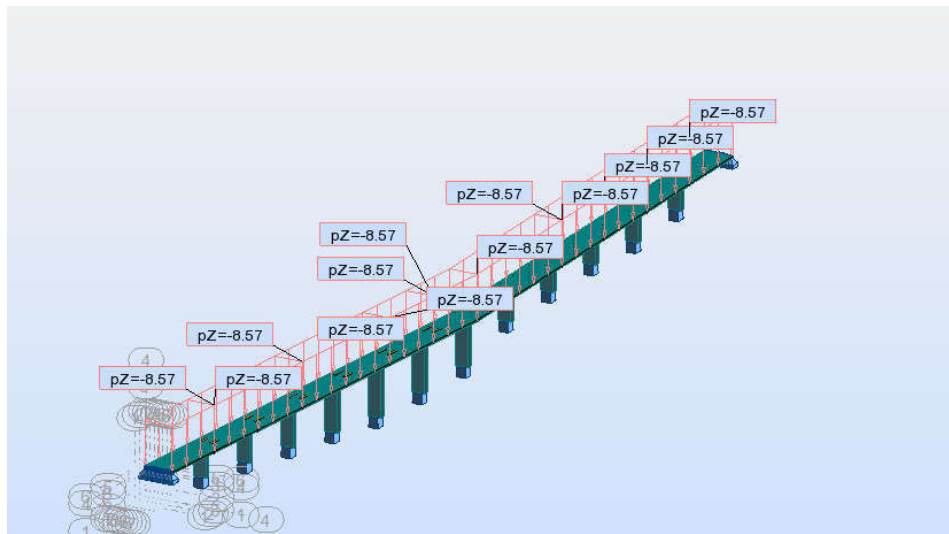


Figure III.23 : Disposition de la surcharge A(1).

La surcharge $B_c = 34,59 \text{KN/m}^2$ définie comme une charge mobile (4 voies charge cas le plus défavorable)

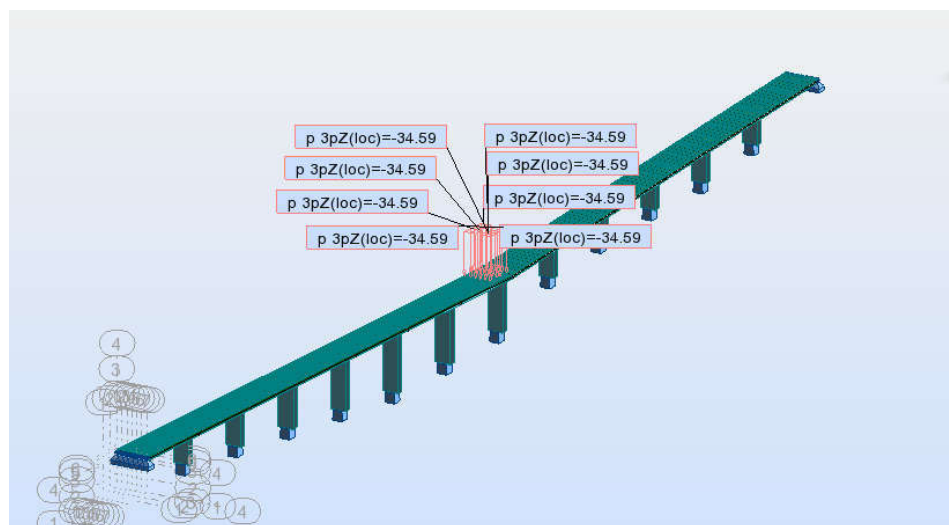


Figure III.24 : Disposition de la surcharge B_c .

La surcharge $B_t = 100,50 \text{KN/m}^2$

CHAPITRE III : Evaluation des charges, sur charge et effort dans la superstructure.

La surcharge militaire $M_{C120} = 108\text{KN/m}^2$.

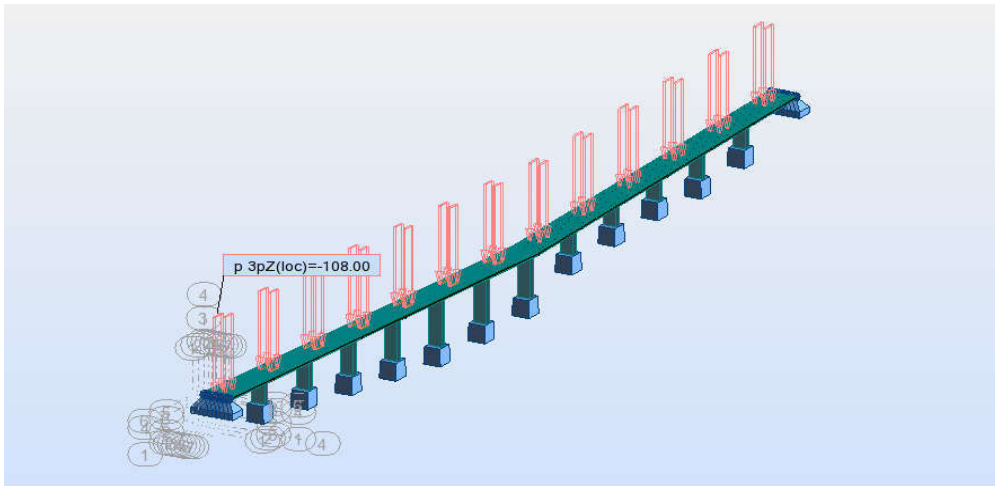


Figure III.25 : Disposition de la Surcharge M_{C120} .

La surcharge exceptionnelle convois $M_{D240}(2 \text{ voies charge}) = 40,30\text{KN/m}^2$

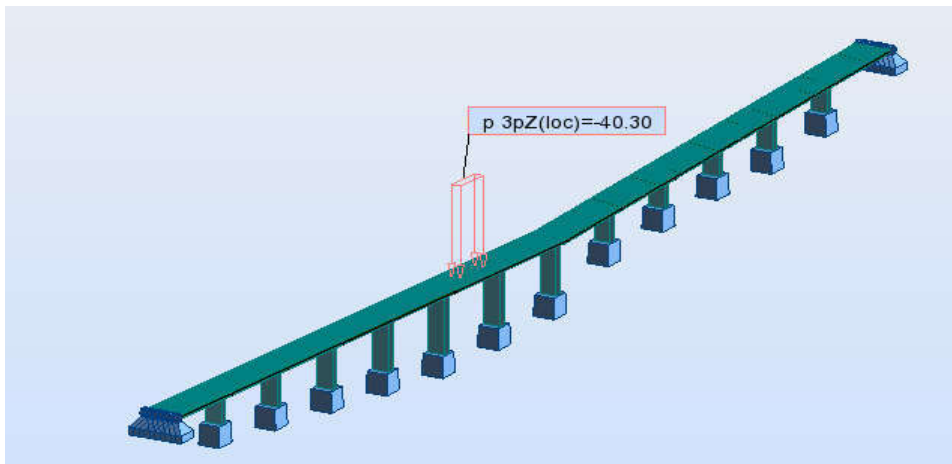


Figure III.26 : Disposition de la surcharge M_{D240} .

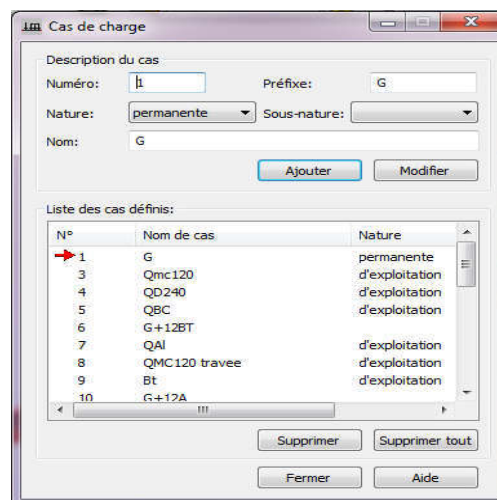


Figure III.27 : Cas de charge.

a) Charges dues au vent

➤ Vent longitudinale ($V_y=15\text{KN/ml}$)

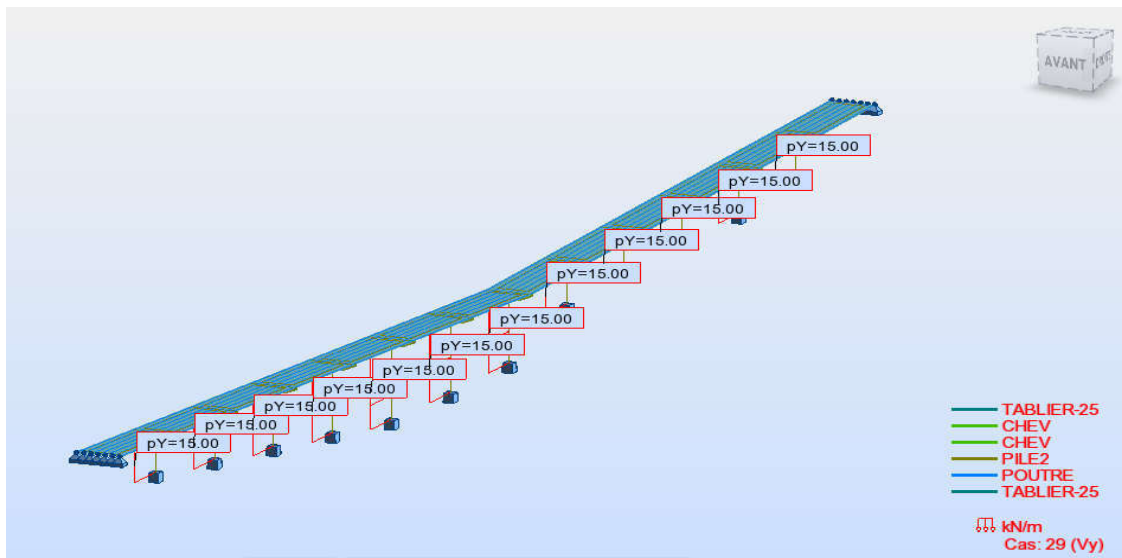


Figure III.28 : Vent selon y.

➤ Vent transversale ($V_x=5\text{KN/ml}$)

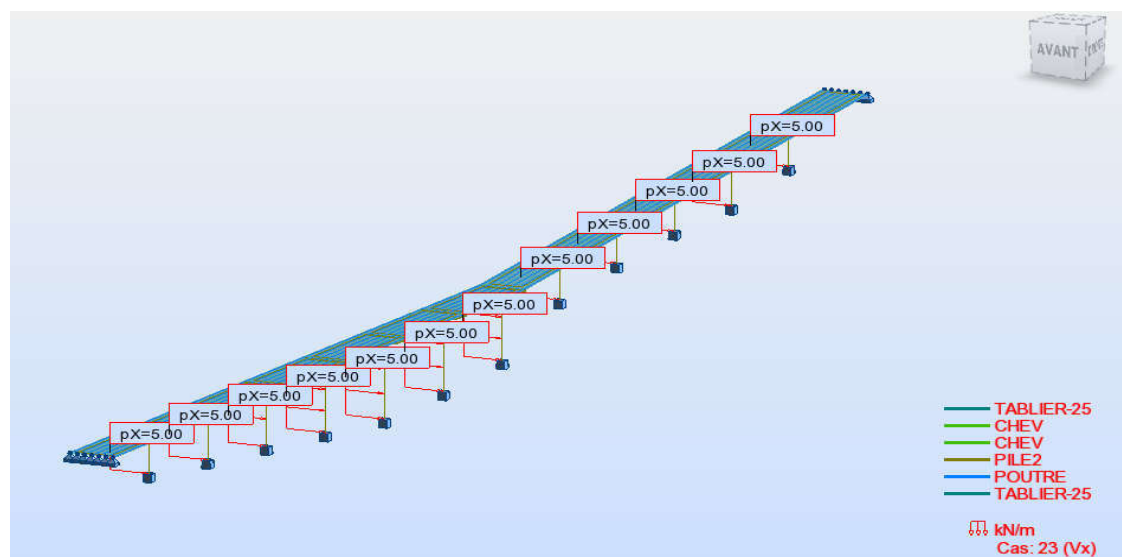


Figure III.29 : Vent selon x.

➤ Etape 6 : Combinaisons de charges

On a classé les combinaisons en trois catégories :

- ELU
- ELS
- Accidentelles

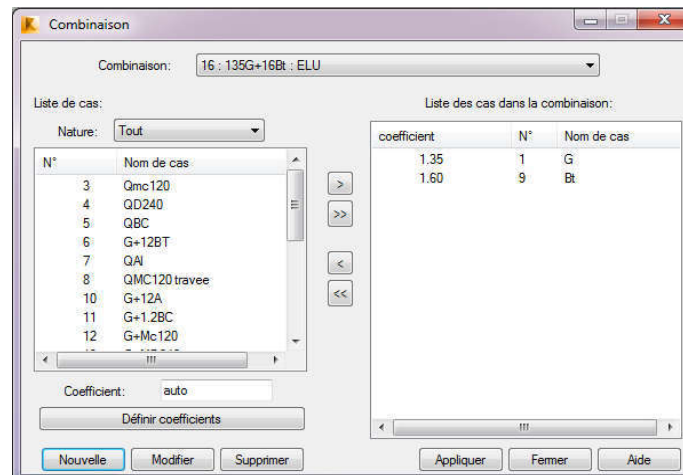


Figure III.30 : Combinaisons de calcul.

➤ **Étape 7 : Analyse et résultats**

III.7 Résultats de calcul obtenu par ROBOT

III.7 .1 L'analyse modale

Elle permet d'étudier les modes de déformation du pont en fonction de la géométrie et de la répartition de la masse du pont. Dans notre cas on a tenu compte du poids propre G du pont.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]
24/ 1	1.71	0.59
24/ 2	1.82	0.55
24/ 3	1.86	0.54
24/ 4	1.99	0.50
24/ 5	2.10	0.48
24/ 6	2.22	0.45

Figure III.31 : Résultat d'analyse modale.

a) Mode 1

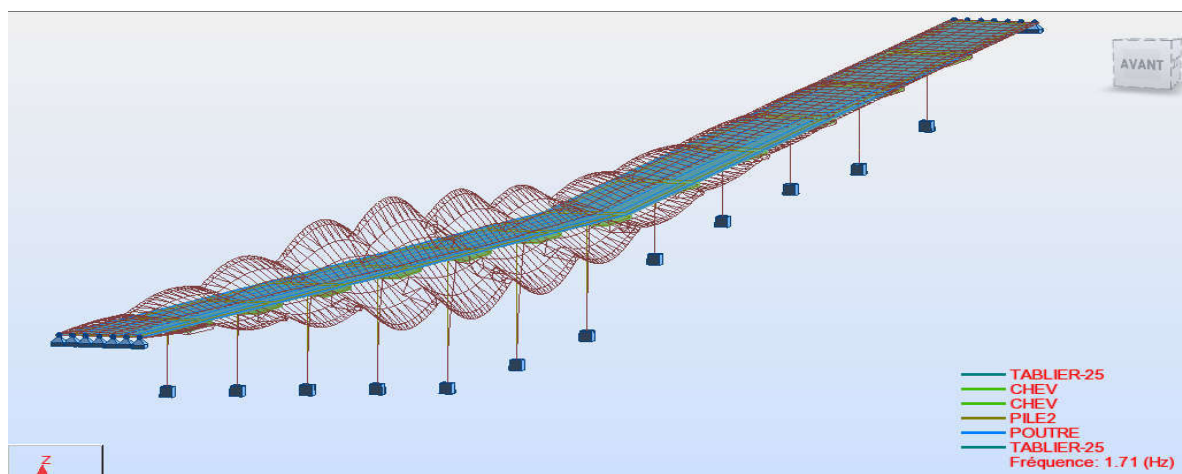


Figure III.32 : Déformée du mode 1.

La Fréquence=1.71Hz

La Période =0,59s

b) Mode 2

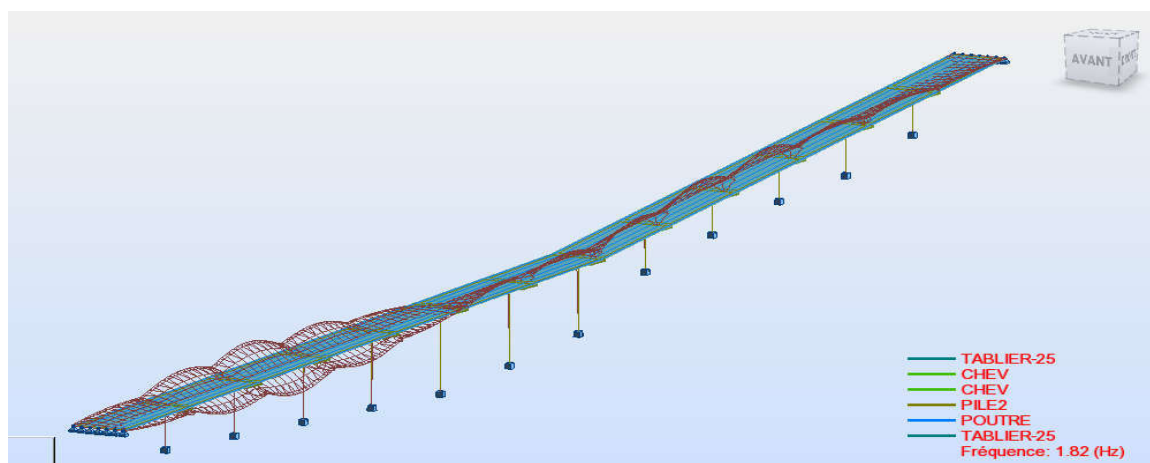


Figure III.33 : Déformée du mode 2.

La Fréquence=1.82Hz

La Période =0,55s

c) Mode 3

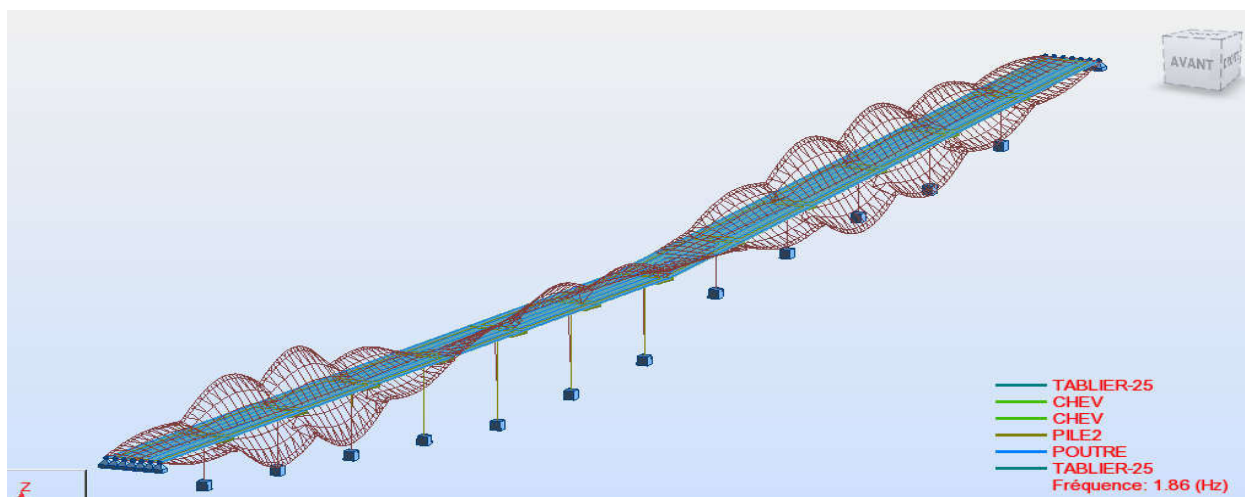


Figure III.34 : Déformée du mode 3.

La Fréquence=1.86Hz

Période =0,54s

d) Mode 4

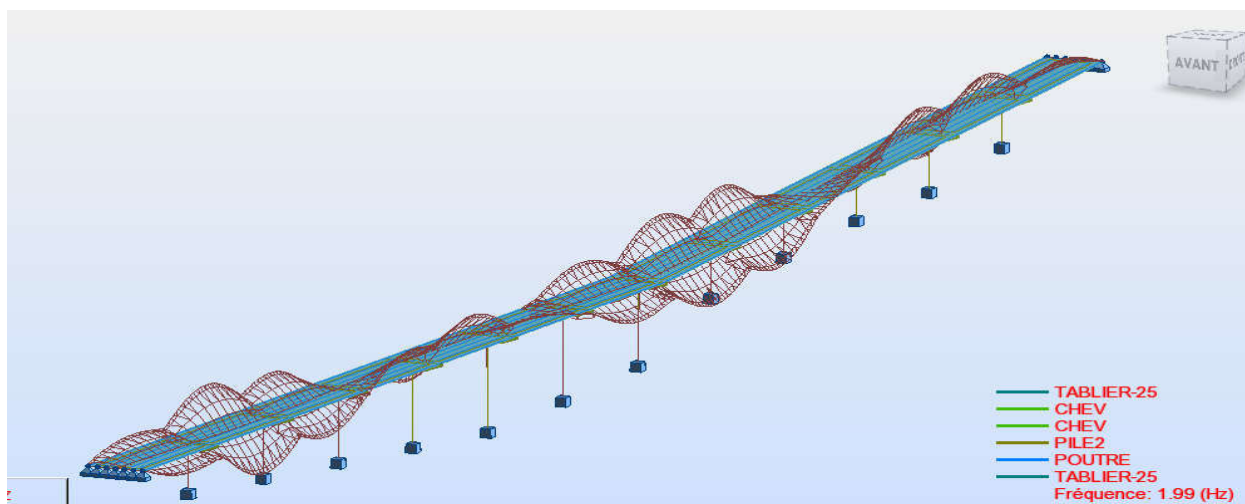


Figure III.35 : Déformée du mode 4.

La Fréquence=1.99Hz

La Période =0,50s

e) Mode 5

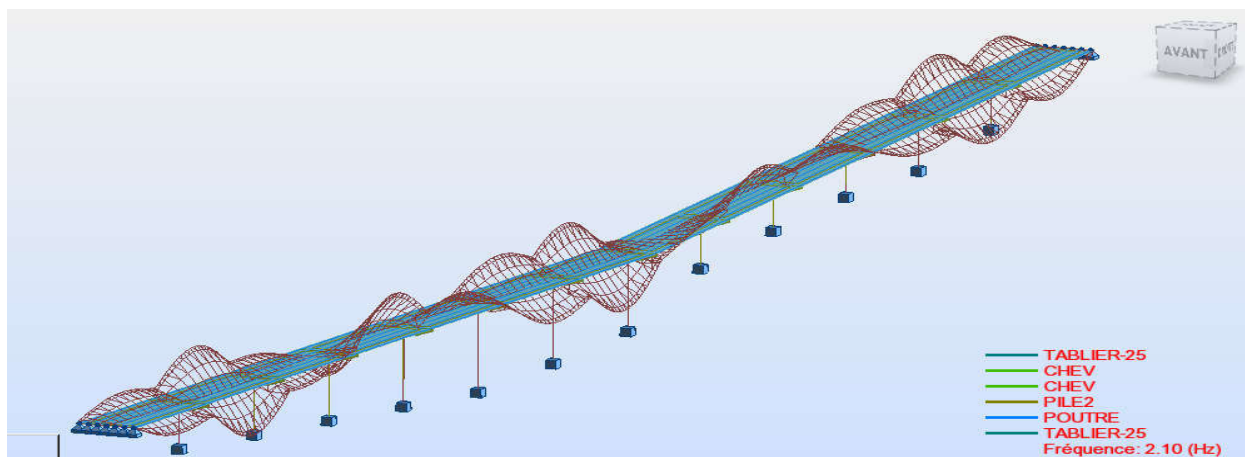


Figure III.36 : Déformée du mode 5.

La Fréquence=2.1Hz

La Période =0,48s

f) Mode 6

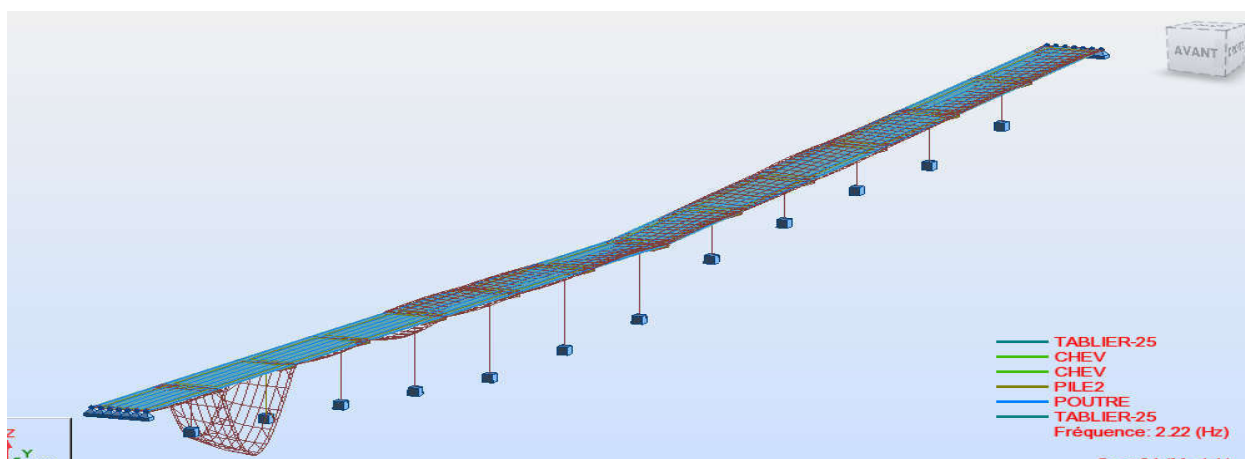


Figure III.37 : Déformée du mode 6.

La Fréquence= 2.22Hz

La Période =0,45s

III.7.2 résultats des combinaisons

a) Les piles

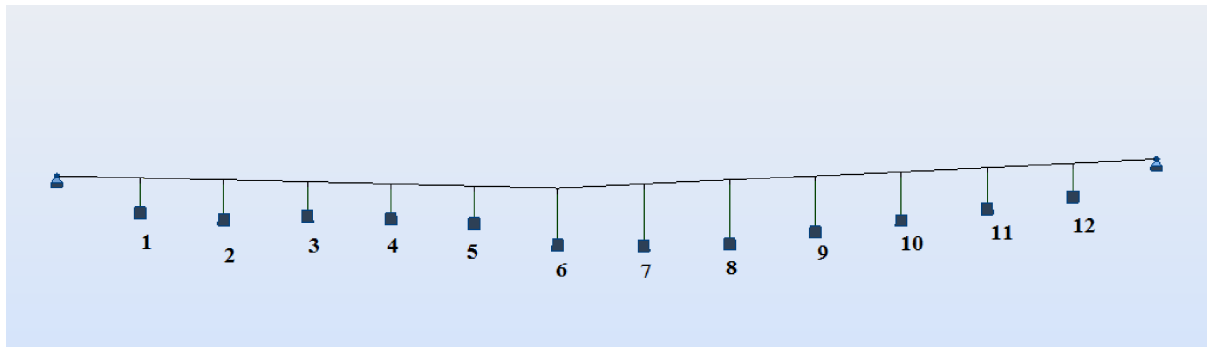


Figure III.38 : Numérotation des piles.

a-1) Action normale

Tableau III.11 : Réactions maximales au niveau des piles pour toutes combinaisons normales.

Etats limites	N° de combinaison	N° de Pile	Réactions à base de la Pile (KN)			Moments base des piles (KN.m)		
			F _X	F _Y	F _Z	M _X	M _Y	M _Z
ELU	1	8	3,44	69,01	32449,94	151,52	209,66	83,91
	2	6	341,63	434,06	29011,67	3449,30	4676,28	199,94
	3	7	3,61	120,17	26224,65	1273,71	58,59	106,84
	4	8	5,12	47,96	26970,78	36,78	238,06	93,31
	5	8	23,05	66,04	27202,83	824,34	229,88	193,87
	6	8	2,53	51,33	24096,54	112,58	155,07	62,06
ELS	7	6	256,35	325,10	21532,74	2579,57	3506,33	149,55
	8	7	2,37	89,94	19432,32	950,82	43,73	80,94
	9	8	3,79	35,53	19978,35	27,25	176,34	69,12
	10	8	17,07	48,92	20150,24	610,62	170,28	143,61

Tableau III.12 : Les valeurs des réactions maximales au niveau de la pile la plus sollicitée.

Etats limites	N° de Pile	Réactions à base de la Pile (KN)			Moments base des piles (KN.m)		
		F _X	F _Y	F _Z	M _X	M _Y	M _Z
ELU (1,35G +1,6A (I))	8	3,44	69,01	32449,94	151,52	209,66	83,91
ELS (G+ 1,2A(I))	8	2,53	51,33	24096,54	112,58	155,07	62,06

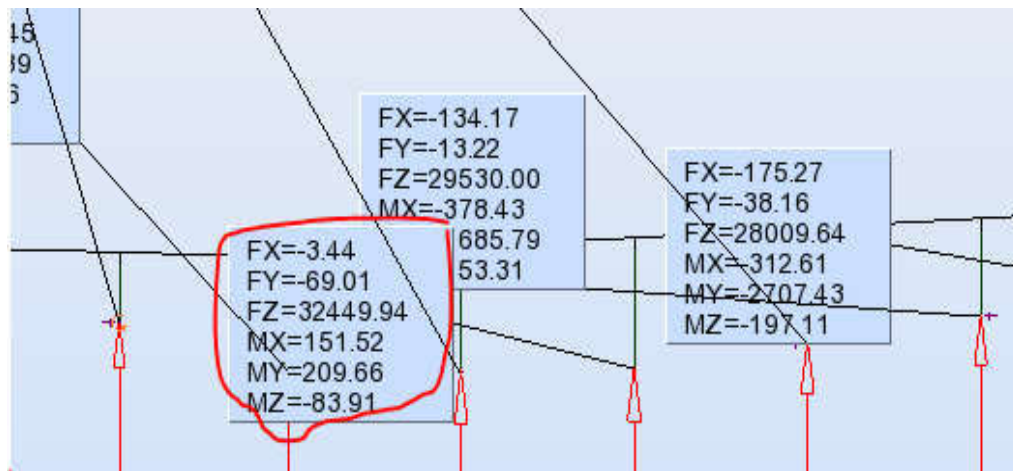


Figure III.39 : Valeur des réactions max (Pile 8) selon la combinaison ELU (1,35G +1,6A (I)).

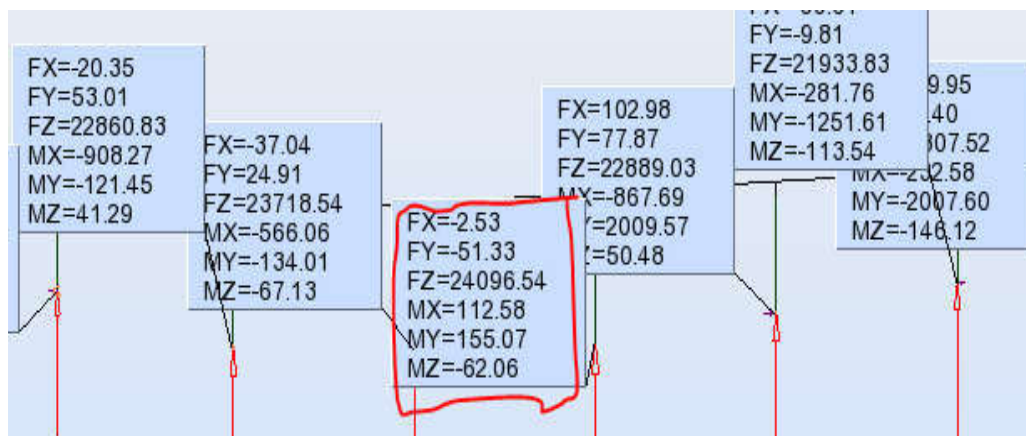


Figure III.40 : Valeur des réactions max (Pile 8) selon la combinaison ELS (G+ 1,2A(I)).

CHAPITRE III : Evaluation des charges, sur charge et effort dans la superstructure.

Tableau III.13 : Moments max au niveau des piles pour toutes combinaisons normales.

Etats limites	N° de combinaison	N° de Pile	Moments à base des piles Pile (KN.m)			Réactions à base de la Pile (KN)		
			M _x	M _y	M _z	F _x	F _y	F _z
ELU	1	2	25082,28	2886,20	776,46	526,85	5885,64	27890,70
	2	2	15915,97	3063,84	780,12	548,10	3735,35	21060,89
	3	2	15865,59	2917,40	781,83	537,54	3730,96	21060,72
	4	2	19994,92	2881,12	774,83	532,6	4695,31	23158,33
	5	2	15871,27	2869,32	787,26	534,15	3731,46	21060,74
ELS	6	2	18664,33	2138,04	575,07	390,19	4379,64	20723,02
	7	2	11789,61	2271,27	577,81	406,13	2766,92	15600,66
	8	2	11751,81	2161,44	579,10	398,20	2763,63	15600,53
	9	2	14811,05	2134,17	573,95	394,19	3478,01	17154,32
	10	2	11756,49	2125,42	583,15	395,66	2764,04	15600,59

Tableau III.14 : Les valeurs des moments maximaux au niveau de la pile la plus sollicitée.

Etats limites	N° de Pile	Moments base des piles (KN.m)			Réactions à base de la Pile (KN)		
		M _x	M _y	M _z	F _x	F _y	F _z
ELU (1,35G +1,6A (I))	2	25082,28	2886,20	776,46	526,85	5885,64	27890,70
ELS (G+ 1,2A(I))	2	18664,33	2138,04	575,07	390,19	4379,64	20723,02

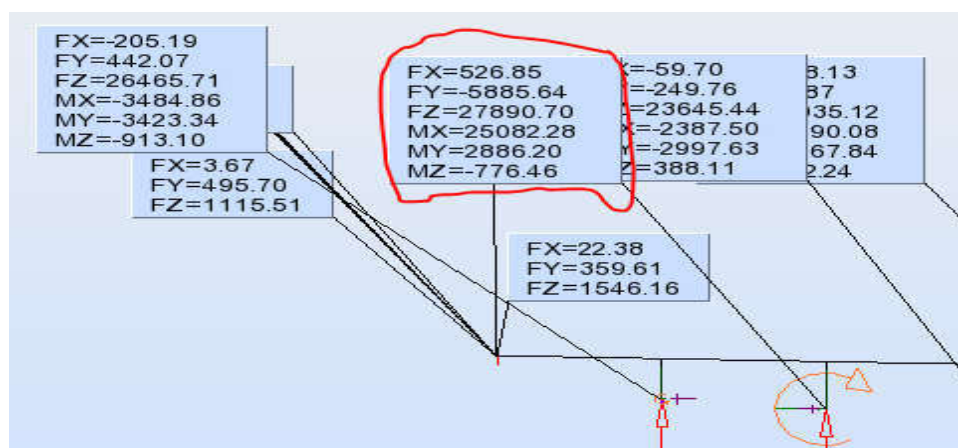


Figure III.41 : Valeur des moments max (Pile 2) selon la combinaison ELU (1,35G +1,6A (I)).

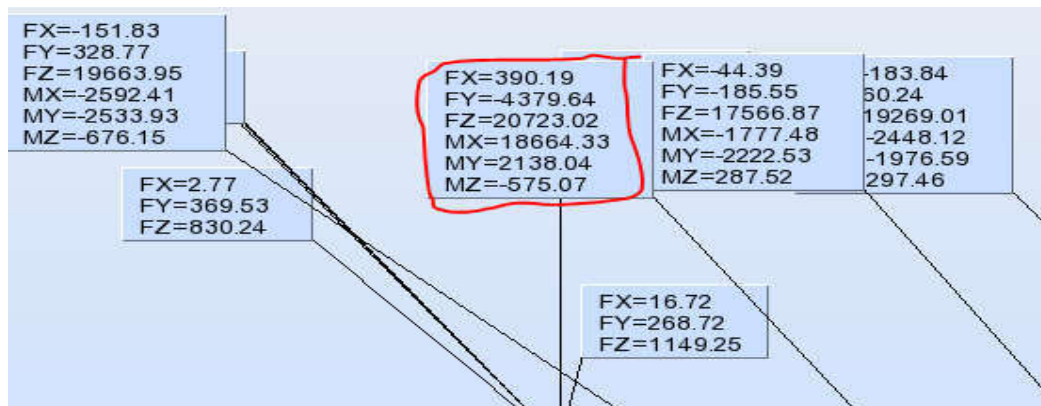


Figure III.42 : Valeur des moments max (Pile 2) selon la combinaison ELS (G+ 1,2A(l)).

a-2) Action accidentelle

Tableau III.15 : Réactions maximales au niveau des Piles (Combinaison accidentelles).

N° de combinaison	N° de Pile	Réactions à base de la Pile (KN)			Moments base des piles (KN.m)		
		F _x	F _y	F _z	M _x	M _y	M _z
1	8	2092.85	47,60	24119,12	141,61	65163,67	3750.68
2	8	30.50	48,06	24112,17	123.73	722,26	39.92
3	9	681,72	301,15	26651,31	432,75	12050,52	420,75
4	6	1211,19	332,36	21551,57	2521,51	32680,83	2802,97
5	6	270,86	326,63	21534,85	2554,57	3704,06	157,77
6	9	657,18	272,15	21862,69	786,67	11587,62	421,28
7	7	1730,11	105,43	19484,90	833,58	53019,61	1636,99
8	7	14,44	92,95	19452,52	913,54	254,59	104,62
9	9	649,78	276,02	21862,53	710,90	11433,72	431,18
10	8	2091,63	32,00	20142,07	44,77	65185,42	3743,78
11	8	29,29	32,47	20135,12	26,89	744,01	46,83
12	9	661,51	279,56	22623,60	606,72	11698,21	383,33
13	8	2075,69	69,43	20348,34	720,67	65178,16	3654,39
14	8	13,35	68,87	20341,39	738,55	736,75	136,21
15	9	684,29	277,01	21861,39	689,85	12156,30	321,78

CHAPITRE III : Evaluation des charges, sur charge et effort dans la superstructure.

Tableau III.16 : Combinaison accidentelles donnant la réaction maximale pour les Piles.

Combinaison	N° de Pile	Réactions à base de la Pile (KN)			Moments base des piles (KN.m)		
		F _x	F _y	F _z	M _x	M _y	M _z
G+ 1,2A+E _x	8	2092.85	47,60	24119,12	141.61	65163,67	3750,68
G+ 1,2A+E _y	8	30.50	48,06	24112,17	123,73	722,26	39.92
G+ 1,2A+E _z	9	681.72	301,15	26651,31	432,75	12050,52	420.75

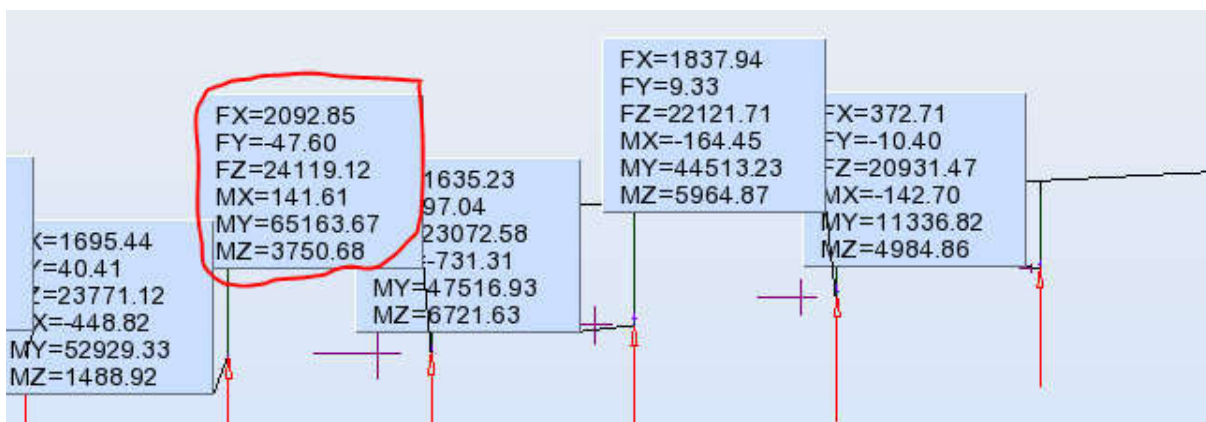


Figure III.43 : valeur des réactions max (Pile 8) selon la combinaison : G+ 1,2A+E_x

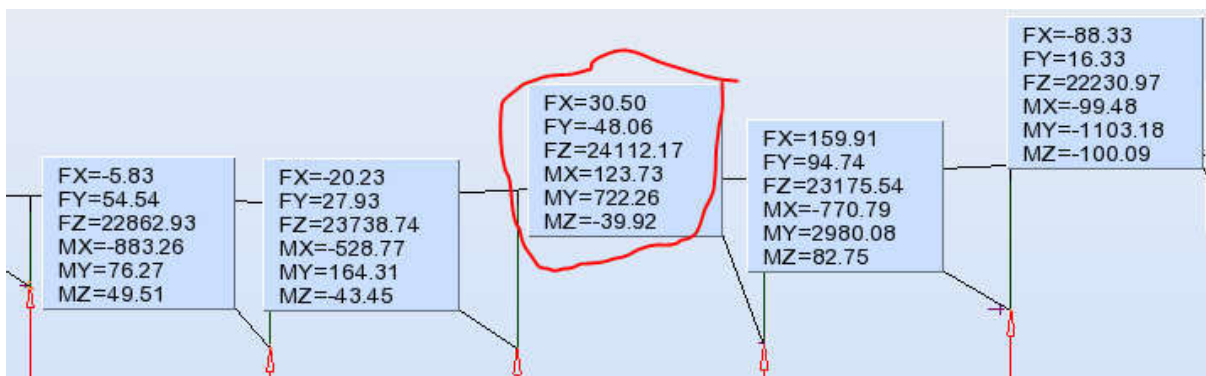


Figure III.44 : valeur des réactions max (Pile 8) selon la combinaison : G+ 1,2A+E_y.

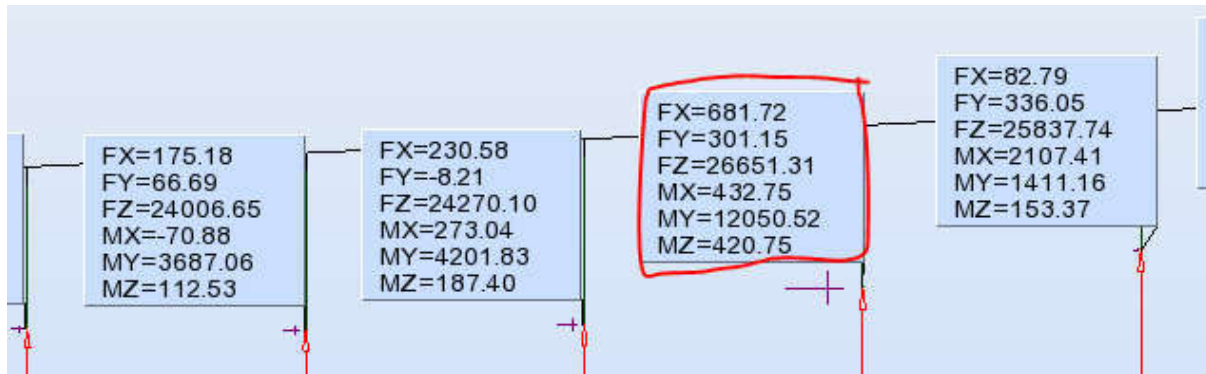


Figure III.45 : valeur des réactions max (Pile 8) selon la combinaison : G+ 1,2A+E_z

Tableau III.17 : Moment maximales au niveau des Piles (Combinaison accidentelles).

N° de combinaison	N° de Pile	Moments base des piles (KN.m)			Réactions à base de la Pile (KN)		
		M _x	M _y	M _z	F _x	F _y	F _z
1	8	141,61	65163,67	3750.68	2092.85	47,60	24119,12
2	2	18679,52	2242.10	553.41	396.11	4378,14	20726,37
3	2	18863,86	4898.88	215.11	457.08	4354,89	20829,13
4	8	167,71	64268,64	3852,80	2053,15	33,22	19295,41
5	2	11804,80	2375,33	556,15	412,05	2765,42	15604,01
6	2	11989,13	5032,11	217,86	473,02	2742,17	15706,77
7	8	92,43	64146,71	3838,48	2048,28	29,78	19294,56
8	2	11767,00	2265,50	557,43	404,12	2762,13	15603,88
9	2	11951,34	4922,28	219,14	465,09	2738,88	15706,64
10	8	44,77	65185,42	3743,78	2091,63	32,00	20142,07
11	2	15430,45	2239,24	550,61	399,77	3618,71	17468,40
12	2	15614,78	4896,03	212,32	460,74	3595,46	17571,16
13	8	720,67	65178,16	3654,39	2075,69	69,43	20348,34
14	2	11764,98	2228,75	561,65	401,53	2761,95	15603,88
15	9	689,85	12156,30	321,78	684,29	277,01	21861,39

Tableau III.18 : Combinaison accidentelles donnant le moment maximal pour les Piles.

Combinaison	N° de Pile	Moments base des piles (KN.m)			Réactions à base de la Pile (KN)		
		M _x	M _y	M _z	F _x	F _y	F _z
G+ 1,2A+E _x	8	141,61	65163,67	3750.68	2092.85	47,60	24119,12
G+ 1,2A+E _y	2	18679,52	2242.10	553,41	396.11	4378,14	20726,37
G+ 1,2A+E _z	2	18863,86	4898.88	215.11	20829,13	457.08	4354.89

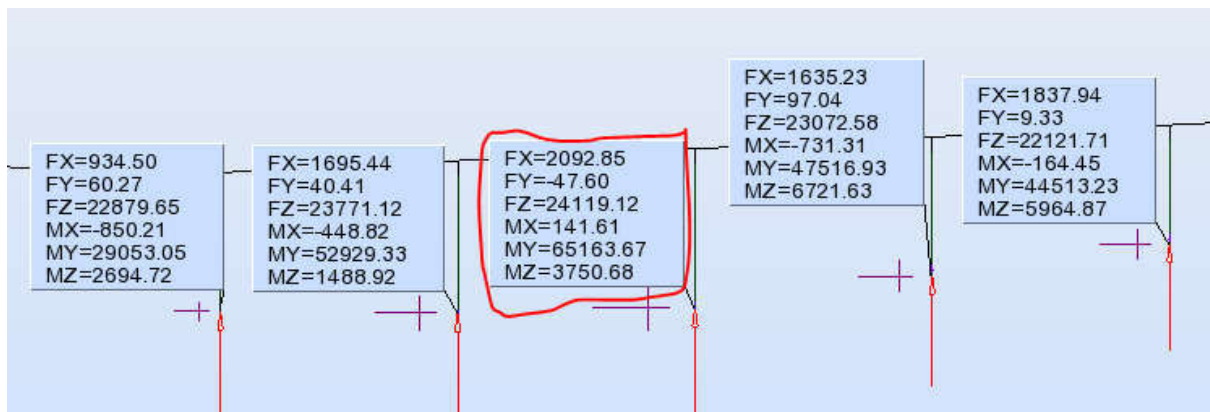


Figure III.46 : valeur des moments max (Pile 8) selon la combinaison : G+ 1,2A+E_x.

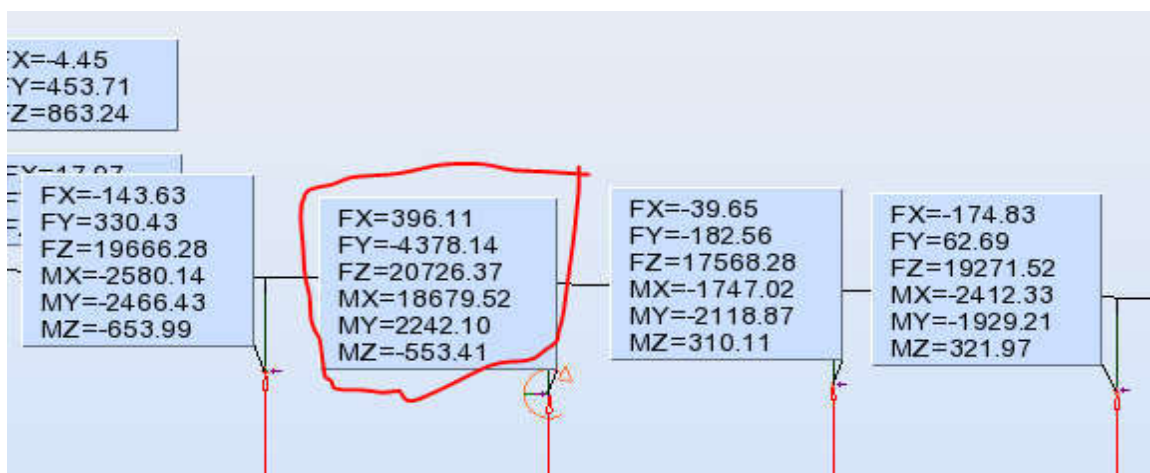


Figure III.47 : valeur des réactions max (Pile 2) selon la combinaison : G+ 1,2A+E_y.

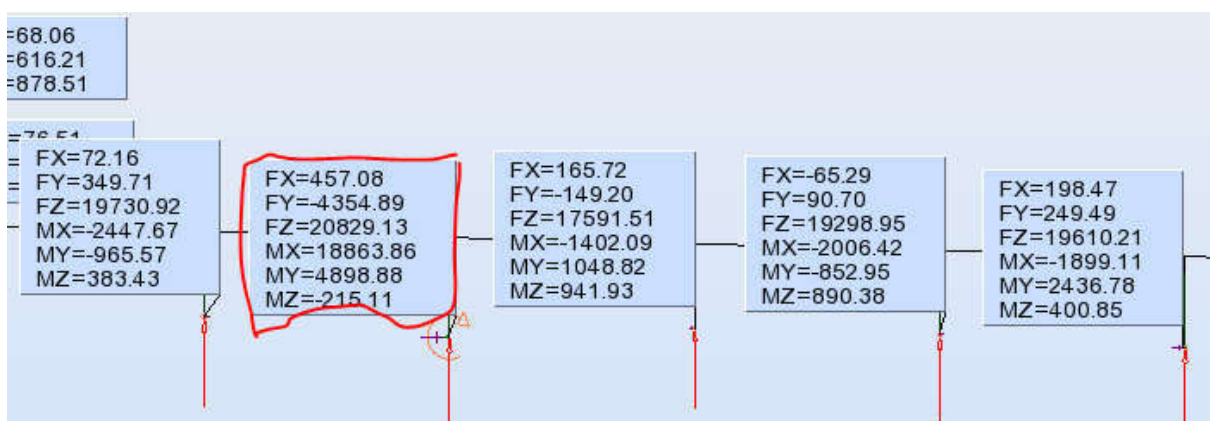


Figure III.48 : valeur des réactions max (Pile 2) selon la combinaison : G+ 1,2A+E_z.

Résumé : D'après les résultats

On constate que la pile N° 8 est la plus sollicitée en réaction verticale.

On constate que la pile N° 2 est la plus sollicitée en moment.

Les efforts de ses deux piles seront utilisés lors de l'étude des pieux de l'infrastructure.

b) Culées :

La culée n°1 :

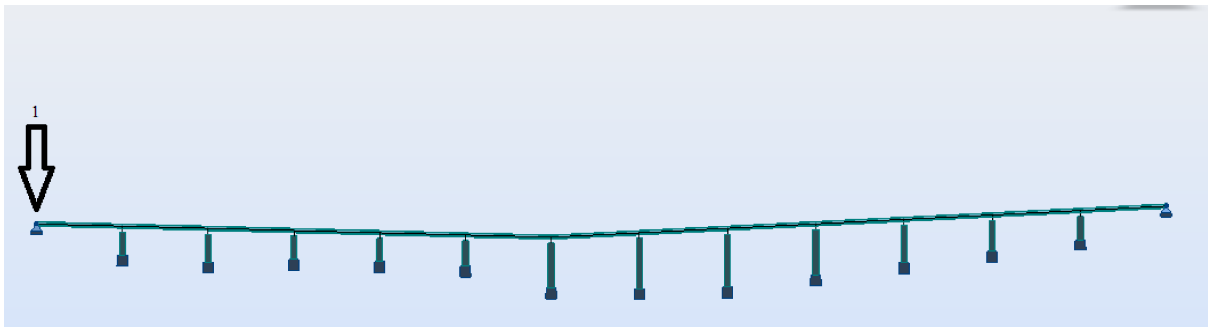


Figure III.49 : Position de la culée N°1

b.1) Action normale

Tableau III.19 : Réaction maximale au niveau de la culée N°1 pour toutes combinaisons.

Etats limites	N° de combinaison	Efforts transmis à la culée (KN)	
		F _Z	F _Y
ELU	1	8280,76	678,33
	2	5299,39	304,88
	3	5293,67	420,23
	4	5647,56	681,24
	5	5292,50	443,91
ELS	6	6161,54	505,15
	7	3925,51	225,06
	8	3921,22	311,57
	9	4183,38	504,62
	10	3920,37	328,82

Tableau III.20 : Combinaison donnant la réaction maximale pour la culée N°1.

Etats limites	Efforts transmis à la culée (KN)	
	F _Z	F _Y
ELU (1,35G +1,6A (I))	8280,76	678,33
ELS (G+ 1,2A(I))	6161,54	505,15

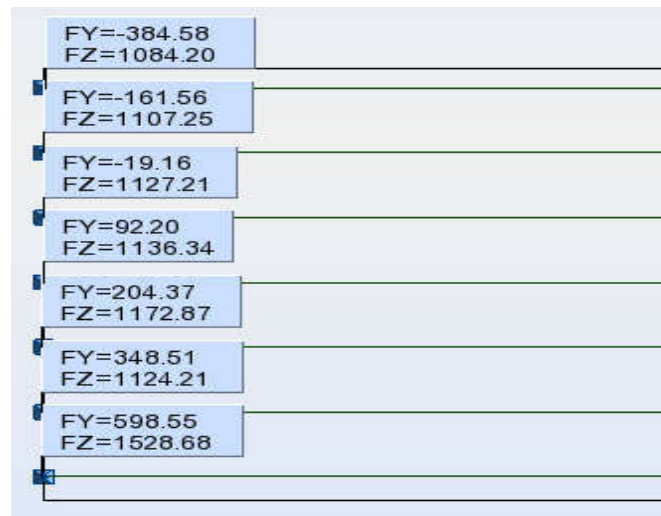


Figure III.50 : Valeur des efforts selon la combinaison ELU (1,35G +1,6A (I)) Culée N°1.

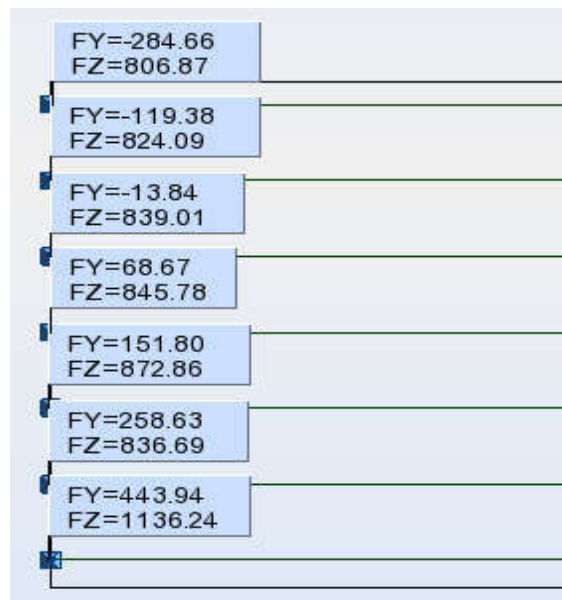


Figure III.51 : Valeur des efforts selon la combinaison ELS (G+ 1,2A(I)) Culée N°1.

b.2) Action accidentelle

Tableau III.21 : Réaction maximales au niveau de culée la culée N°1 pour combinaisons accidentelles.

N° de combinaison	Efforts transmis à la culée (KN)	
	F _Z	F _Y
1	6290,97	5167,21
2	6173,40	665,82
3	6299,59	2632,48
4	4054,94	4887,11
5	3937,37	385,73
6	4063,56	2352,38
7	4050,65	4973,63
8	3933,09	472,24
9	4059,27	2438,90
10	4365,00	5210,06
11	4247,43	708,67
12	4373,62	2675,33
13	4049,39	4999,10
14	3931,83	497,71
15	4058,01	2464,37

Tableau III.22 : Combinaison accidentelles donnant le moment maximal pour la culée N°1.

Combinaison	Efforts transmis à la culée (KN)	
	F _Z	F _Y
G+ 1,2A+E _x	6290,97	5167,21
G+ 1,2A+E _y	6173,40	665,82
G+ 1,2A+E _z	6299,59	2632,48

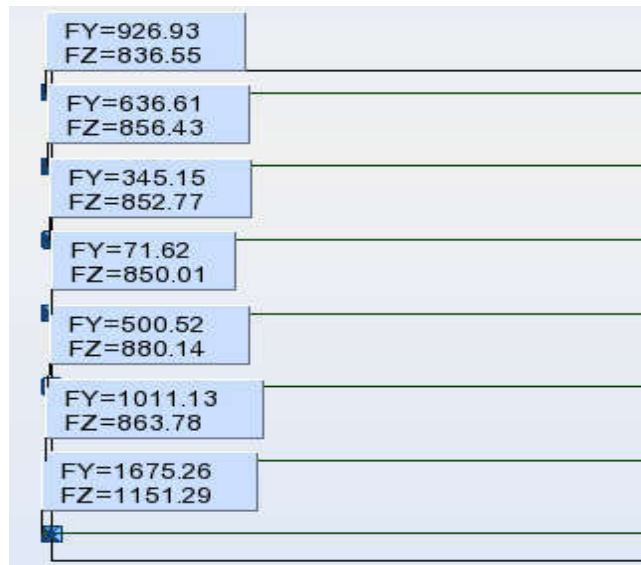


Figure III.52 : Valeur des efforts verticaux selon la combinaison : $G+ 1,2A+E_x$.

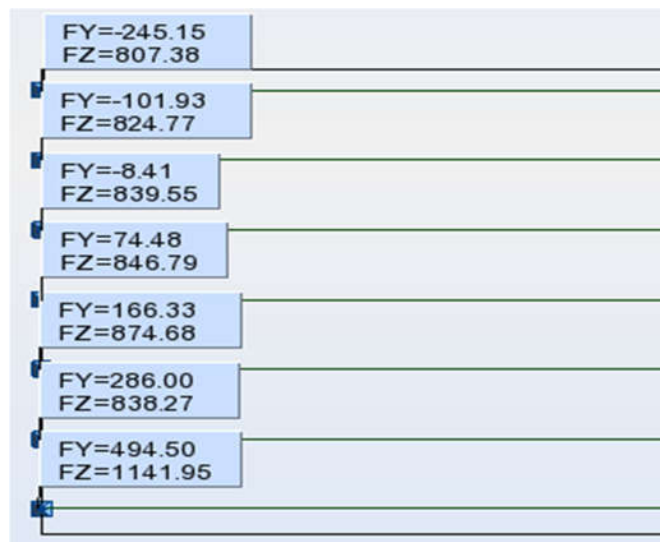


Figure III.53 : Valeur des efforts verticaux selon la combinaison : $G+ 1,2A+E_y$.

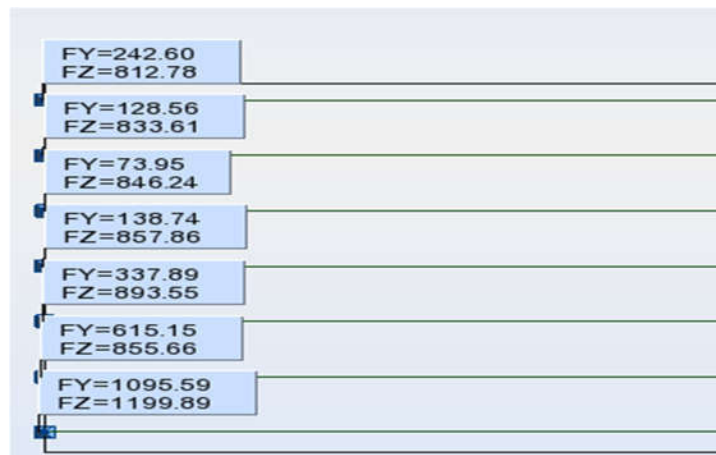


Figure III.54 : Valeur des efforts verticaux selon la combinaison : $G+ 1,2A+E_z$.

c) Culée n°2 :



Figure III.55 : Position de la culée N°2.

c.1) Action normale

Tableau III.23 : Réaction maximale au niveau de la culée N°2 pour toutes combinaisons.

Etats limites	N° de combinaison	Efforts transmis à la culée (KN)	
		F _Z	F _Y
ELU	1	8742,31	4888,91
	2	5755,84	3142,83
	3	5757,12	3194,78
	4	6699,13	3836,83
	5	5756,97	3188,98
ELS	6	6503,44	3637,59
	7	4263,59	2328,02
	8	4264,54	2366,99
	9	4962,32	4962,32
	10	4264,42	4264,42

Tableau III.24 : Combinaison donnant la réaction maximale pour la culée N°2.

Etats limites	Efforts verticaux transmise à la culé (KN)	
	F _Z	F _Y
ELU (1,35G +1,6A (I))	8742,31	4888,91
ELS (G+ 1,2A(I))	6503,44	3637,59

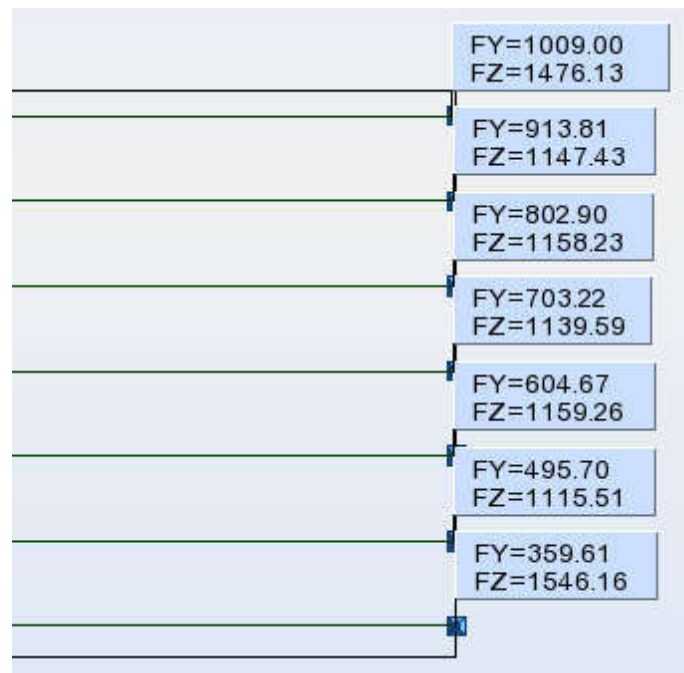


Figure III.56 : Valeur des efforts selon la combinaison ELU (1,35G +1,6A (I)) Culée N°2.

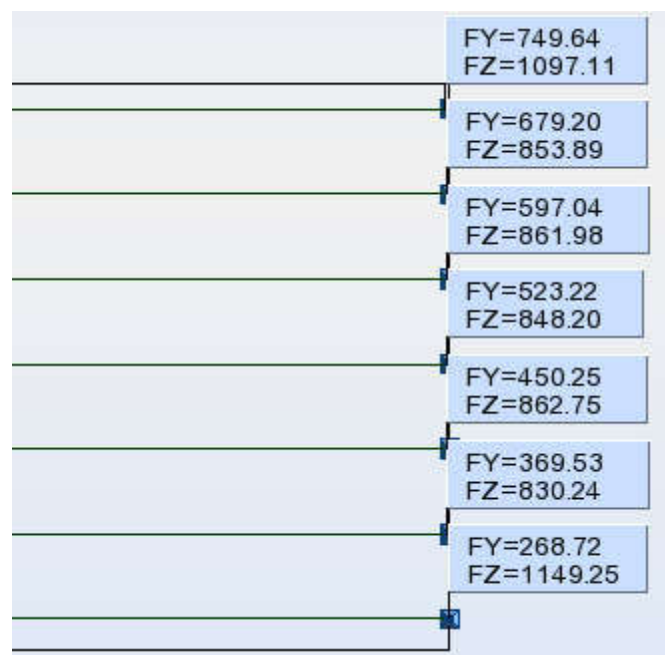


Figure III.57 : Valeur des efforts selon la combinaison ELS (G+ 1,2A(I)) Culée N°2.

c.2) Action accidentelle

Tableau III.25 : Réaction maximales au niveau de culée la culée N°2 pour combinaisons accidentelles.

N° de combinaison	Efforts transmis à la culée (KN)	
	F _Z	F _Y
1	6824,27	9496,48
2	6509,28	3694,28
3	6703,03	6233,07
4	4584,42	8186,92
5	4269,43	2384,57
6	4463,17	4922,51
7	4585,38	8225,88
8	4270,39	2423,63
9	4464,13	4961,47
10	5422,19	8803,86
11	5107,92	3001,61
12	5301,66	5539,45
13	4585,43	8228,00
14	4270,44	2425,74
15	4464,18	4963,58

Tableau III.26 : Combinaison accidentelles donnant le moment maximal pour la culée N°2.

Combinaison	Efforts verticaux transmise à la culée (KN)	
	F _Z	F _Y
G+ 1,2A+E _x	6824,27	9496,48
G+ 1,2A+E _y	6509,28	3694,28
G+ 1,2A+E _z	6703,03	6233,07

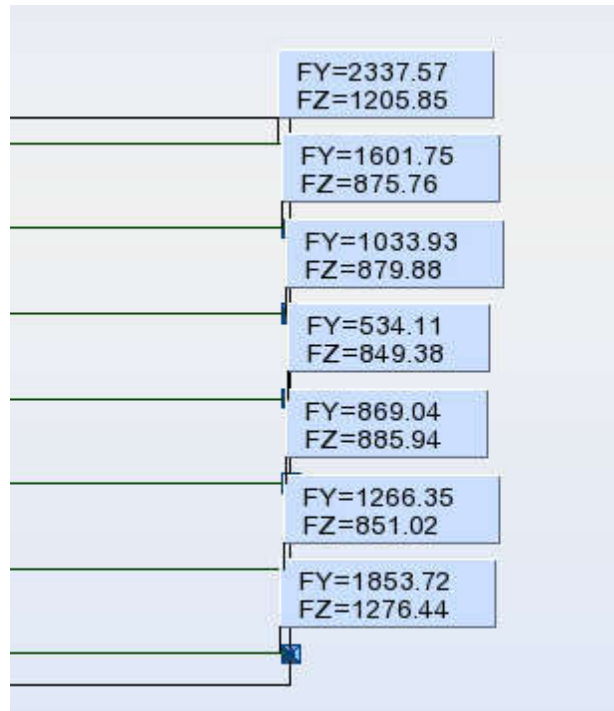


Figure III.58 : Valeur des efforts verticaux selon la combinaison : G+ 1,2A+Ex

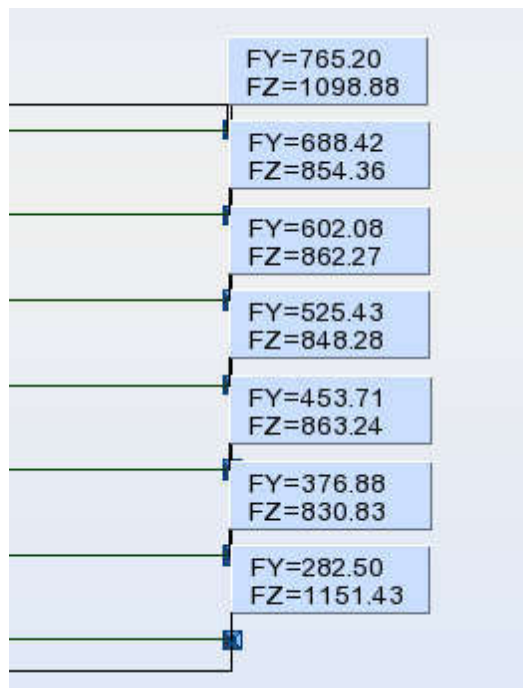


Figure III.59 : Valeur des efforts verticaux selon la combinaison : G+ 1,2A+Ey

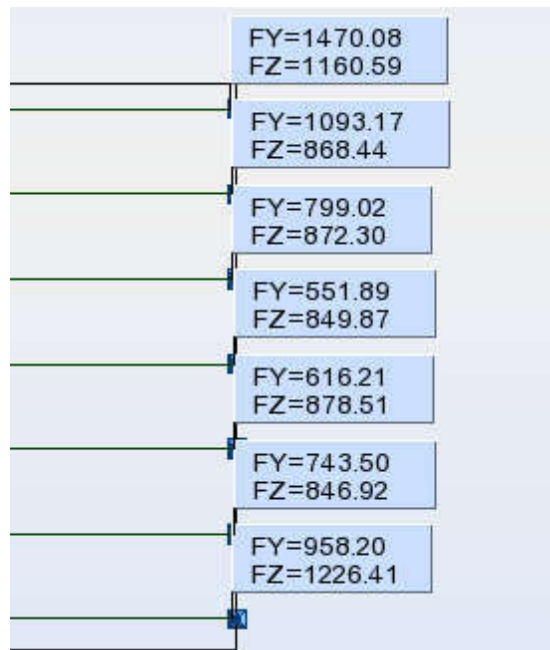


Figure III.60 : Valeur des efforts verticaux selon la combinaison : $G+ 1,2A+E_z$

Résumé : D'après les résultats

On constate que la culée N°2 est la plus sollicitée en réactions verticale,

Les efforts de réactions de la culée N°2 seront utilisés lors de l'étude de la culée et des pieux de fondations.

III.8. Conclusion :

Dans ce chapitre on a calculé les charges appliquées aux tabliers par application des règles du fascicule 61 titre II, l'analyse avec le logiciel Robot Structural Analysis 2014 nous a conduit à :

- La détermination des forces maximales transmises à la culée.
- La détermination des réactions maximales transmises à la base des piles.

Le chapitre suivant fait l'objet de l'étude de l'infrastructure avec les résultats des efforts et réactions calculés dans ce chapitre.

CHAPITRE IV

Etude de l'infrastructure du viaduc

IV.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure du viaduc en utilisant le Logiciel GEO5 pour la conception et l'analyse des ouvrages en géotechnique.

L'objectif de ce chapitre est de :

- Vérifier la stabilité de la culée réalisée sur site
- Etudier des fondations réalisées pour la Culée et les Piles.
- Etudier le remplacement de la culée par une Berlinoise.
- Etudier et redimensionner les fondations sous les Piles.

IV .2 Présentation du Logiciel de calcul :

GEO5 est un logiciel intuitif conçu pour résoudre un large éventail des problèmes en ingénierie géotechnique dans un environnement graphique convivial. Les caractéristiques de base communes sont :

- Chaque programme traite un type de structure
- Entrée des données interactive, vues 2D/3D
- Echange aisé de données entre programmes
- Base de données intégrée des sols courants
- Aide contextuelle intégrée fournissant de nombreux conseils.
- Intégration de nombreux standards et normes
- Imports universels (TXT, XLSX, DXF)
- Des rapports (textes et graphiques) complets

Les méthodes géotechniques appliquées dans les programmes GEO5 sont utilisées partout dans le monde. GEO5 adopte un système unique pour implémenter les normes et les coefficients partiels, qui sont indépendants de la saisie de la structure. GEO5 propose une base de données de normes, l'utilisateur a cependant la possibilité de créer ses propres réglages.

Dans notre étude nous avons utilisé les modules analytiques du programme ;

- Culée
- Mur de soutènement
- Groupe de pieux

Le programme permet aussi l'utilisation du module ELEMENTS FINIS pour l'étude des cas cites plus haut.

IV .3 Modélisation

Notre ouvrage est composé de 14 appuis (12 piles et 2 culées). Pour la modélisation on a étudié :

- La culée la plus sollicitée
- Les pieux sous piles et culées les plus sollicitée

On rappelle que la culée N°2 et la PILE N°8 sont les éléments les plus sollicités

IV .3.1 Modélisation de la culée :

Le module d'analyse ABUTEMENT (CULEE) a été utilisé dans la modélisation de la culée
La modélisation est effectuée comme suit :

- **Choix des normes et méthode d'analyse** : Les règlements utilisés pour les vérifications sont basés selon les normes EUROCODES.

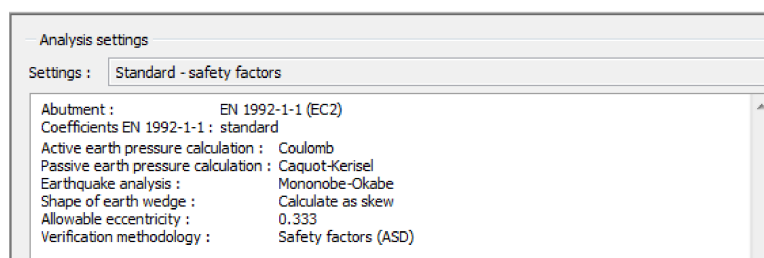


Figure IV.1 : Paramètres de l'analyse.

- **Géométrie de la culée** : Les dimensions géométriques de la culée ont été fournies par le dossier qui nous a été remis (voir annexes).

D'après le dossier on a utilisé la géométrie suivante :

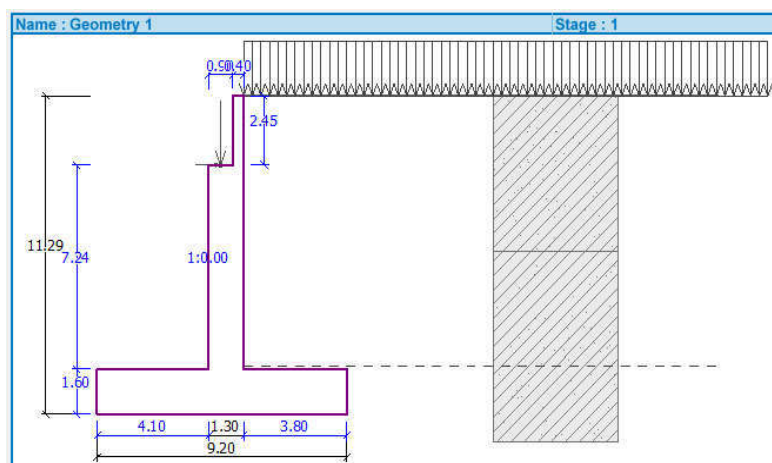


Figure IV.2 : La géométrie de la culée.

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

➤ Choix des matériaux des éléments structuraux :

Classe du Béton : RN27

Type d'acier : B500

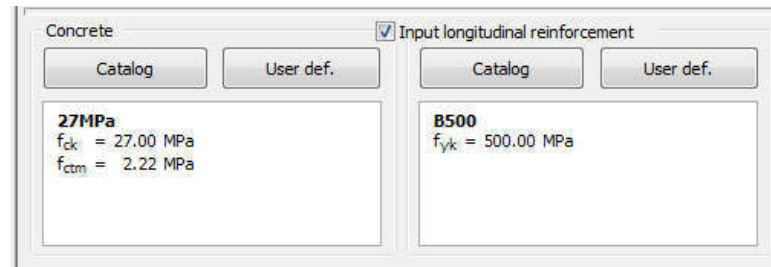


Figure IV.3 : Caractéristiques du béton et type d'acier.

➤ Profile du sol :

- [0,00-5,50]m : Gravier
- [5,50-13,75]m : Argile sableuse
- [13,75-35,00]m : Marne

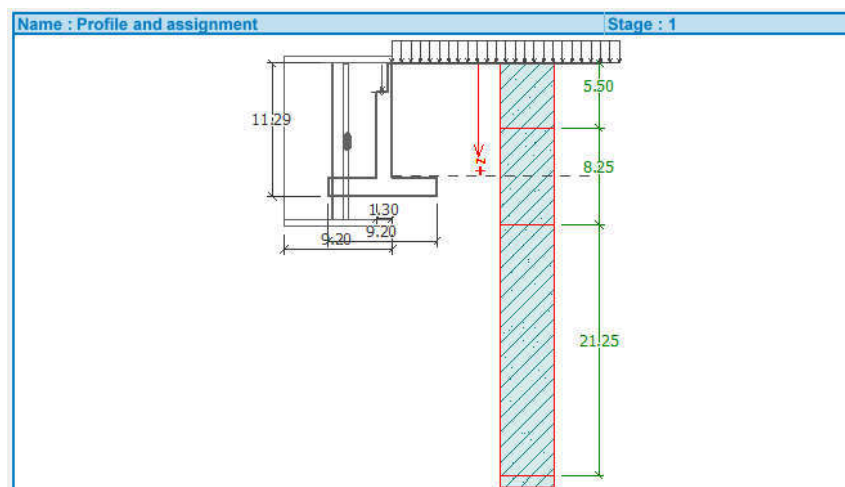


Figure IV.4 : La géométrie de la culée et profile du sol.

➤ Caractéristiques géotechniques des couches de sol :

Les caractéristiques du sol utilise pour l'analyse est :

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

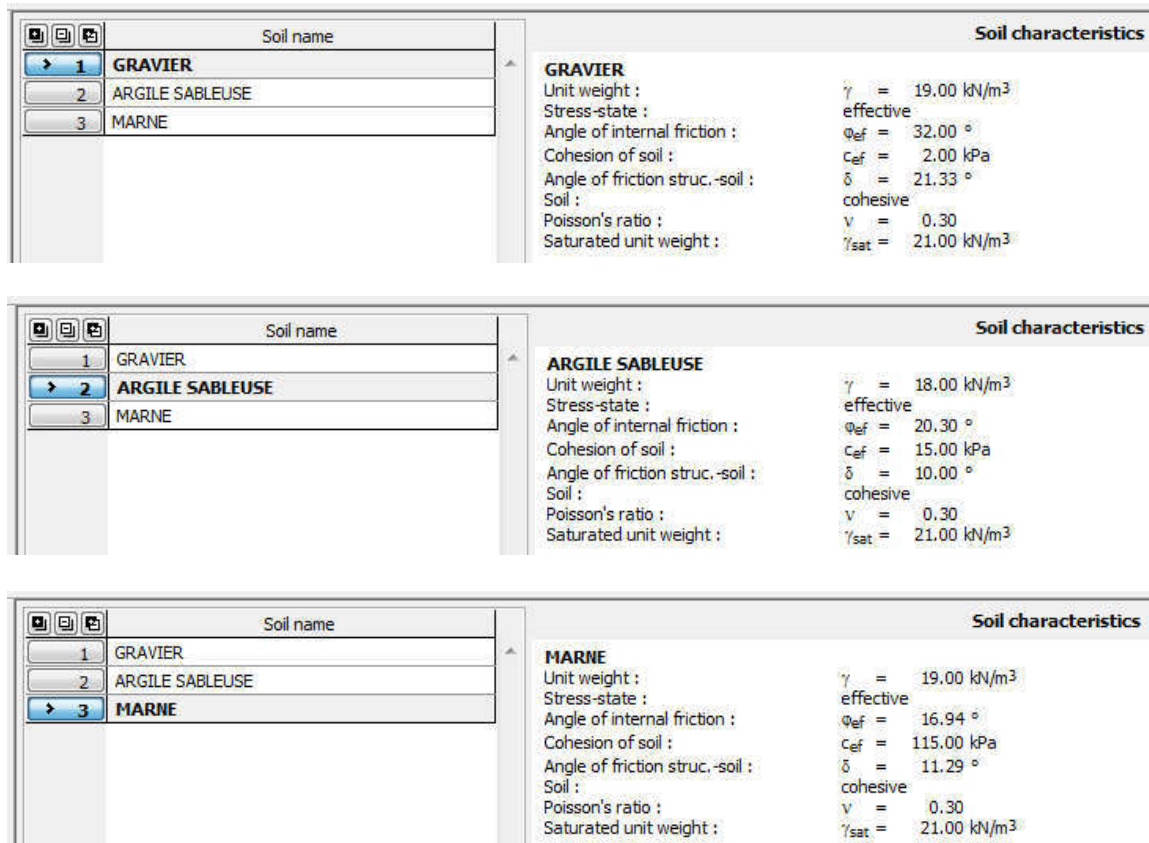


Figure IV.5 : Caractéristiques des trois couches de sol.

➤ Les surcharges

- Les efforts appliqués sur la culée :

Efforts dues au tablier : (Tableau III.14 pages 53)

$$F_S = 8742,31 \text{ KN}$$

$$F_V = 3637,59 \text{ KN}$$

Charges dues à la dalle de transition : (voire annexes)

$$F_S = 1628.60 \text{ KN}$$

The screenshot shows a software interface for configuring a moving load case. The 'Type of load case' is set to 'service state' and the 'Name' is 'ROULANTE'. The interface is divided into two main sections: 'Forces due to bridge' and 'Forces due to transition slab'.

Forces due to bridge

Vertical force :	$F_S = 8742.31 \text{ [kN]}$
Horizontal force :	$F_V = 3637.59 \text{ [kN]}$
Location :	$a_1 = 0.45 \text{ [m]}$
Height :	$v = 0.00 \text{ [m]}$

Forces due to transition slab

Vertical force :	$F_S = 1628.60 \text{ [kN]}$
Horizontal force :	$F_V = 0.00 \text{ [kN]}$
Location :	$a_2 = 0.00 \text{ [m]}$

Figure IV .6 : Efforts appliqués sur culée.

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

$q=8,57 \text{ KN/m}^2$ (tab III.3.pg35)

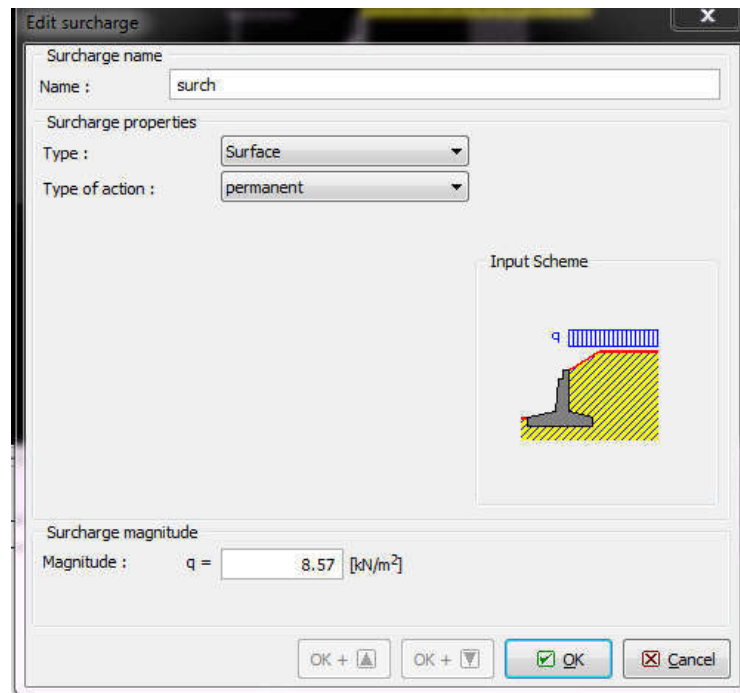


Figure IV .7 : Surcharge sur dalle de transition.

➤ La nappe phréatique

Ci-dessous les dimensions de la culée modélisée avec nappe d'eau à 9.60m par rapport au terrain naturel.

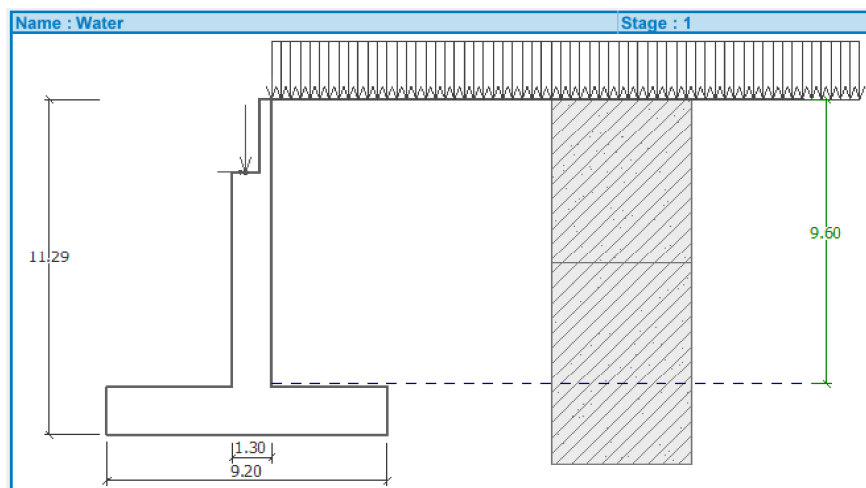


Figure IV.8: Vue sur surcharges et nappe d'eau.

IV .3.1.1 Résultats et interprétation

a) Vérification de la stabilité :

a.1) Dans les conditions normales (pas de séisme) :

➤ Méthode Bishop

La vérification de la stabilité au glissement selon la formulation de BISHOP nous donne les résultats suivants :

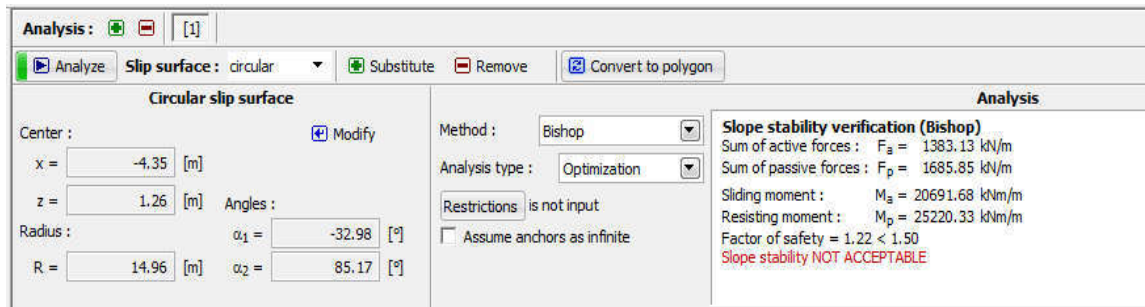


Figure IV.9 : Résultat d'analyse de stabilité (Bishop).

Rayon de glissement 14,96m et facteur de sécurité : **1,22** < 1.50

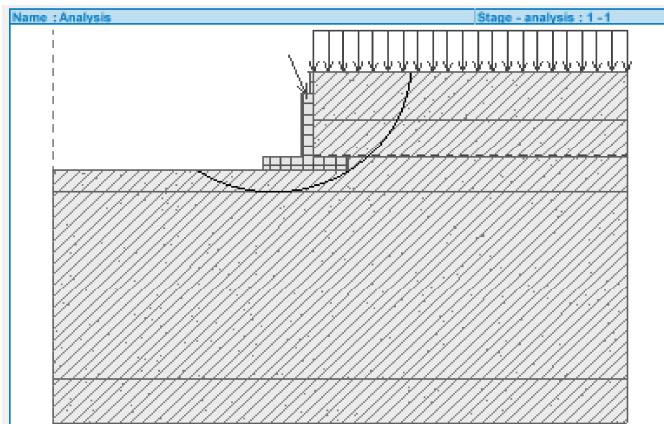


Figure IV.10 : Cercle de glissement. (BISHOP sans séisme).

➤ Méthode Fellenius/Petterson :

La vérification de la stabilité au glissement selon la formulation de FELLENIUS nous donne les résultats suivants :

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

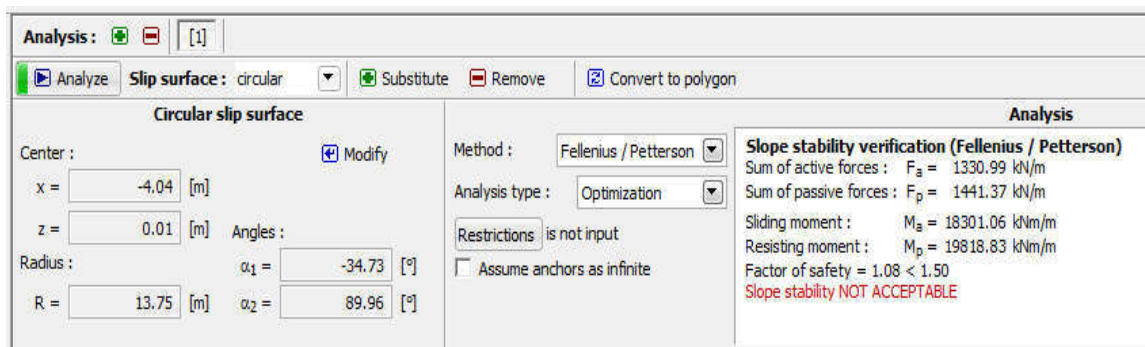


Figure IV.11 : Résultat d'analyse de stabilité (Fellenius/Petterson).

Rayon de glissement 13,75m et facteur de sécurité : $1,08 < 1,50$

a.2) Dans les conditions sismiques (prise en compte du cas sismique) :

La vérification de la stabilité est effectuée par application de deux coefficients sismiques :

$$K_H = A(\%g) = 0,25 \quad \text{et} \quad K_V = \pm 0,3 K_H = 0,007 \quad [18]$$

Avec :

K_H : Coefficient sismique horizontal

K_V : Coefficient sismique vertical

➤ Méthode Bishop

La vérification de la stabilité au glissement selon la formulation de BISHOP nous donne les résultats suivants :

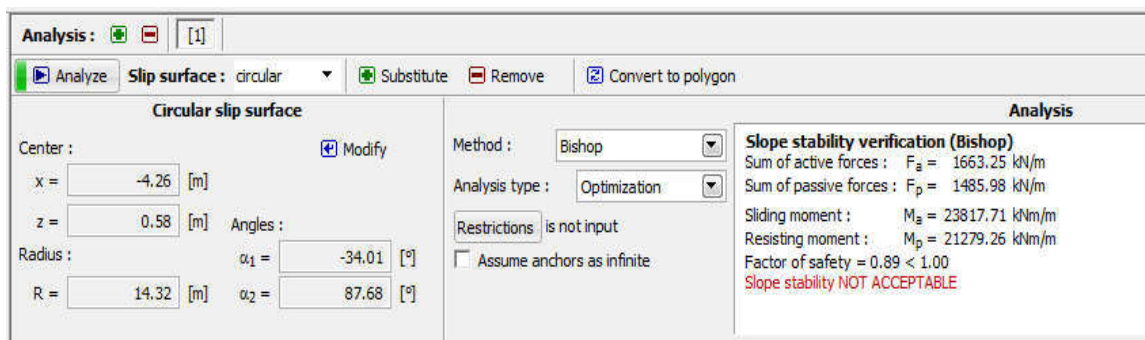


Figure IV.12 : Résultat d'analyse de stabilité (Bishop).

Rayon de glissement 14,32m et facteur de sécurité : $0,89 < 1,00$

➤ Méthode Fellenius/Petterson

La vérification de la stabilité au glissement selon la formulation de FELLENIUS nous donne les résultats suivants :

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

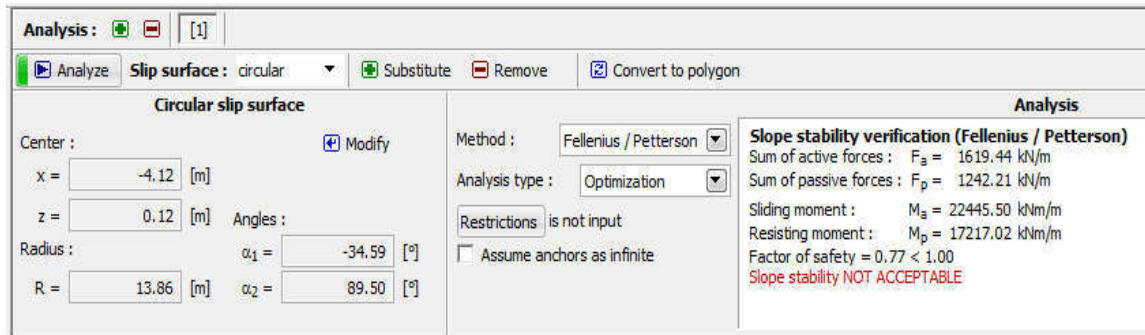


Figure IV.13 : Analyse de stabilité (Fellenius/Petterson).

Rayon de glissement 13,86m et facteur de sécurité : $0,77 < 1,00$

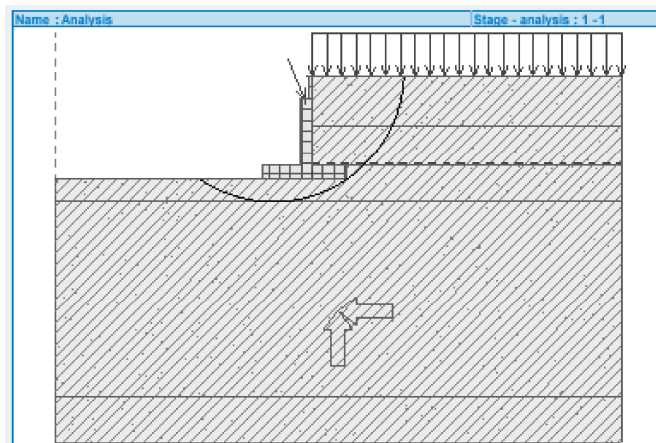


Figure IV.14 : Cercle de glissement. (Fellenius/Petterson avec séisme)

b) Charge agissant au centre du bas de la semelle du culee

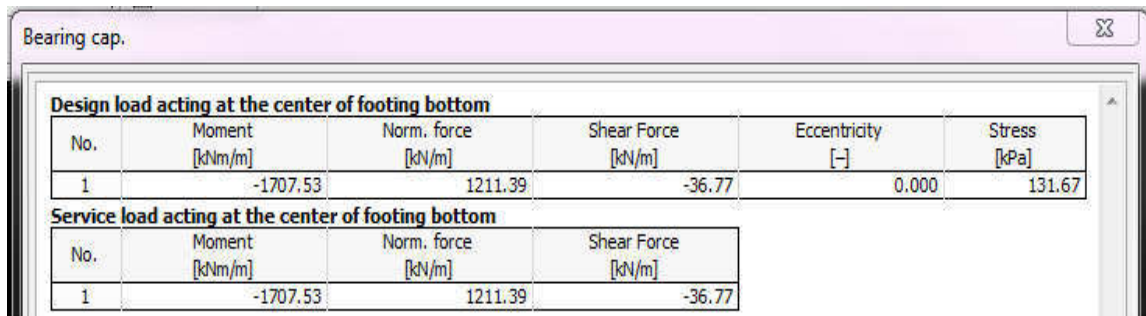
b.1) Situation permanente :

Design load acting at the center of footing bottom					
No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	-2327.27	1240.88	-220.90	0.000	134.88
Service load acting at the center of footing bottom					
No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]		
1	-2327.27	1240.88	-220.90		

Figure IV.15 : Charge agissant au centre du bas de la semelle (cas permanente).

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

b.2) Situation sismique :



Design load acting at the center of footing bottom					
No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	-1707.53	1211.39	-36.77	0.000	131.67

Service load acting at the center of footing bottom			
No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	-1707.53	1211.39	-36.77

Figure IV.16 : Charge agissant au centre du bas de la semelle(cas sismique).

On remarque que la culée n'est pas stable dans les deux cas de figures : statique et sismique, d'où la nécessité d'ajouter des pieux.

IV .3.2 Modélisations des pieux sous la culée :

Le module d'analyse PILE GROUPE (groupe de pieux) a été utilisé dans la modélisation des pieux. On utilise 12 pieux dispose en 3 fils de 24m de longueur et de 1,20m de diamètre (voire annexes)

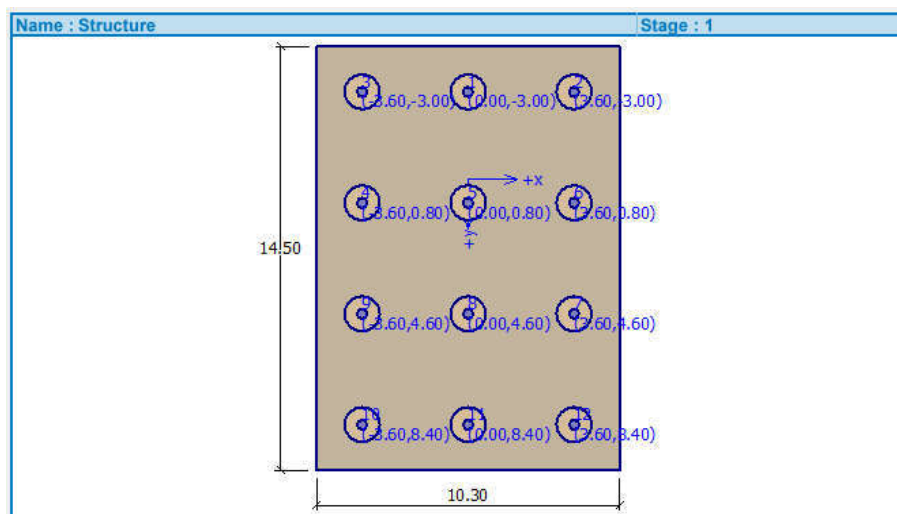


Figure IV. 17 : Disposition des pieux

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

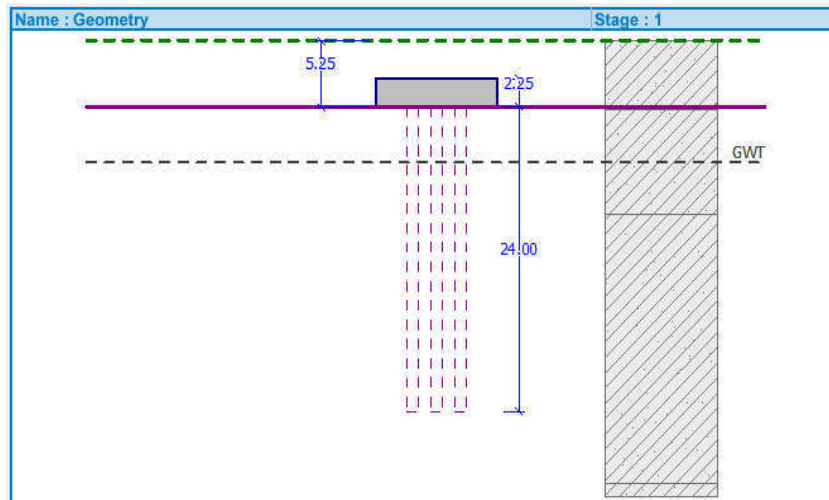


Figure IV.18 : Profondeur des pieux.

Les pieux traverse trois couches :

- Gravier
- Argile sableuse
- Marne.

➤ Les efforts appliqués au groupe de pieux

Situation permanente : (figure IV.15)

$$M = -2327.277 \times 14.5 = -33745.51 \text{ KN.m}$$

$$N = 1240.80 \times 14.5 = 17991.6 \text{ KN}$$

$$T = -220.90 \times 14.5 = -3203.05 \text{ KN}$$

Situation sismique: (figure IV.16)

$$N = 1211.39 \times 14.5 = 17565.155 \text{ KN}$$

$$M = 1707.35 \times 14.5 = 24756.58 \text{ KN.m}$$

$$T = -36.77 \times 14.5 = -533.16 \text{ KN}$$

Avec:

N: effort Normal

M: moment de flexion

T: Effort de cisaillement

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

IV .3.2.1 Résultats et interprétation

a) Méthode analytique

La méthode de calcul analytique nous permet de concevoir et de vérifier des structures rapidement et efficacement.

➤ Paramètres règlementaires :

Les règlements et les caractéristiques choisis pour l'analyse sont comme suit :

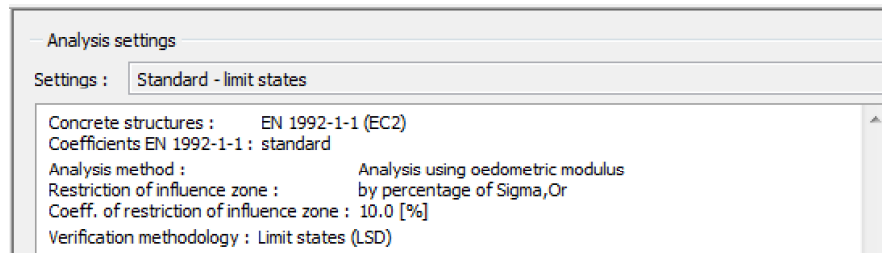


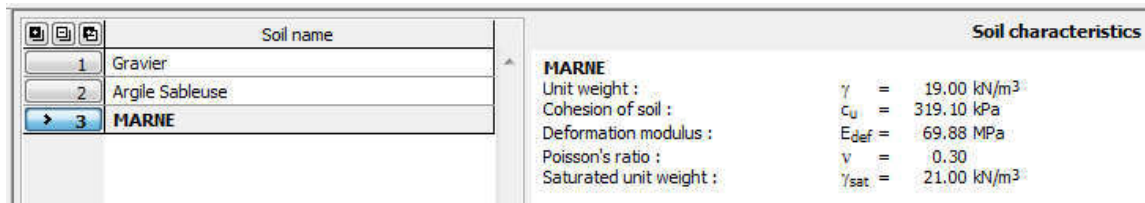
Figure IV.19 : Paramètres de l'analyse.

➤ Caractéristiques géotechniques des couches de sol :

Les caractéristiques du sol utilisées pour l'analyse par la méthode analytique est :

Soil name	Soil characteristics
1 Gravier	Gravier Unit weight : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$ Cohesion of soil : $c_u = 48.77 \text{ kPa}$ Deformation modulus : $E_{def} = 109.00 \text{ MPa}$ Poisson's ratio : $\nu = 0.30$ Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$
2 Argile Sableuse	Argile Sableuse Unit weight : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$ Cohesion of soil : $c_u = 133.88 \text{ kPa}$ Deformation modulus : $E_{def} = 121.69 \text{ MPa}$ Poisson's ratio : $\nu = 0.30$ Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$
3 MARNE	MARNE Unit weight : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$ Cohesion of soil : $c_u = 319.10 \text{ kPa}$ Deformation modulus : $E_{def} = 279.36 \text{ MPa}$ Poisson's ratio : $\nu = 0.30$ Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc



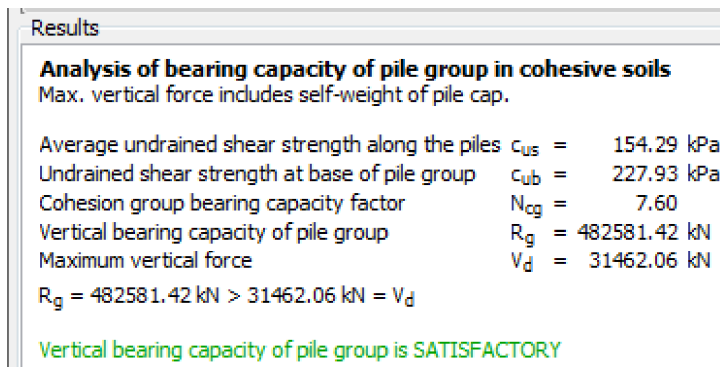
Soil name		Soil characteristics	
1	Gravier		
2	Argile Sableuse		
3	MARNE	MARNE	

Unit weight :	γ	=	19.00 kN/m ³
Cohesion of soil :	c_u	=	319.10 kPa
Deformation modulus :	E_{def}	=	69.88 MPa
Poisson's ratio :	ν	=	0.30
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	21.00 kN/m ³

Figure IV.20 : Caractéristiques des trois couches de sol.

➤ Analyse de la Capacité portante des pieux

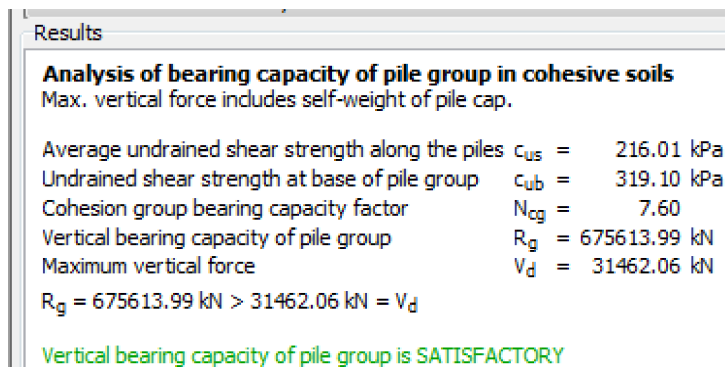
▪ Cas permanent :



Results	
Analysis of bearing capacity of pile group in cohesive soils	
Max. vertical force includes self-weight of pile cap.	
Average undrained shear strength along the piles	$c_{us} = 154.29$ kPa
Undrained shear strength at base of pile group	$c_{ub} = 227.93$ kPa
Cohesion group bearing capacity factor	$N_{cg} = 7.60$
Vertical bearing capacity of pile group	$R_g = 482581.42$ kN
Maximum vertical force	$V_d = 31462.06$ kN
$R_g = 482581.42$ kN > 31462.06 kN = V_d	
Vertical bearing capacity of pile group is SATISFACTORY	

Figure IV.21 : Résultats d'analyse de la capacité portante (cas permanent).

▪ Cas sismique :



Results	
Analysis of bearing capacity of pile group in cohesive soils	
Max. vertical force includes self-weight of pile cap.	
Average undrained shear strength along the piles	$c_{us} = 216.01$ kPa
Undrained shear strength at base of pile group	$c_{ub} = 319.10$ kPa
Cohesion group bearing capacity factor	$N_{cg} = 7.60$
Vertical bearing capacity of pile group	$R_g = 675613.99$ kN
Maximum vertical force	$V_d = 31462.06$ kN
$R_g = 675613.99$ kN > 31462.06 kN = V_d	
Vertical bearing capacity of pile group is SATISFACTORY	

Figure IV.22 : Résultats d'analyse de la capacité portante (cas sismique).

Dans les deux cas (statique et sismique), La capacité portante des pieux est très grande par rapport à la charge supportée par les pieux.

La capacité portante verticale est donc admissible.

➤ **Analyse de Tassement sous-groupe de pieux**

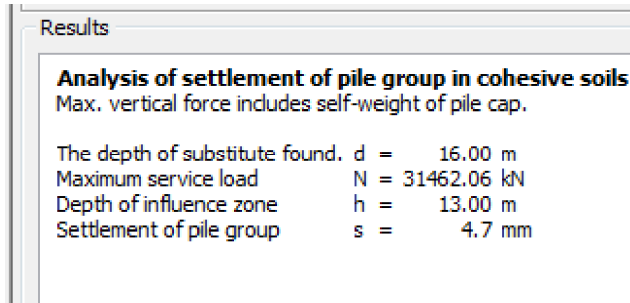


Figure IV.23 : Résultats d'analyse de tassement sous- groupes de pieux.

$S=0.47$ cm < 5cm **tassement admissible**

b) Méthode des ressorts :

Cette méthode consiste à représenter le sol comme une structure ayant les caractéristiques des ressorts avec une raideur appropriée.

Pour étudier l'interaction entre sol et pieux on a utilisé la méthode des ressorts afin d'évaluer les efforts dans les pieux

➤ **Paramètres règlementaires :**

Les règlements et les caractéristiques choisis pour l'analyse sont comme suit :

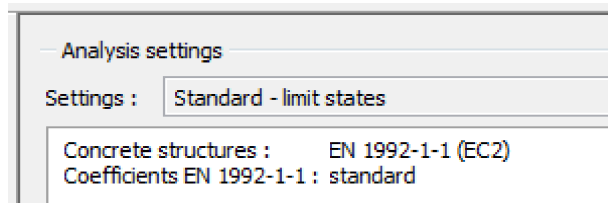


Figure IV.24 : Paramètres de l'analyse.

➤ **Caractéristiques géotechniques des couches de sol :**

Les caractéristiques du sol utilise pour l'analyse par la méthode du ressort est :

Soil name		Soil characteristics	
1	Gravier	Unit weight :	$\gamma = 19.00$ kN/m ³
2	Argile Sableuse	Angle of internal friction :	$\phi_{ef} = 32.00$ °
3	MARNE	Cohesion of soil :	$c_{ef} = 2.00$ kPa
		Deformation modulus :	$E_{def} = 109.00$ MPa
		Poisson's ratio :	$\nu = 0.30$
		Saturated unit weight :	$\gamma_{sat} = 21.00$ kN/m ³

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

Soil name		Soil characteristics	
1	Gravier		
2	Argile Sableuse	Argile Sableuse	Unit weight : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$ Angle of internal friction : $\phi_{ef} = 20.30^\circ$ Cohesion of soil : $c_{ef} = 15.00 \text{ kPa}$ Deformation modulus : $E_{def} = 121.69 \text{ MPa}$ Poisson's ratio : $\nu = 0.30$ Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$
3	MARNE		

Soil name		Soil characteristics	
1	Gravier		
2	Argile Sableuse		
3	MARNE	MARNE	Unit weight : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$ Angle of internal friction : $\phi_{ef} = 16.94^\circ$ Cohesion of soil : $c_{ef} = 115.00 \text{ kPa}$ Deformation modulus : $E_{def} = 279.36 \text{ MPa}$ Poisson's ratio : $\nu = 0.30$ Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Figure IV.25 : Caractéristiques des trois couches de sol.

Ci-dessous tableau représente les efforts internes ainsi les déplacements maximaux au niveau des pieux

Tableau IV.1: Récapitulatif des efforts internes et déplacements max au niveau des pieux.

Chargement	Moments de flexion (KN.m)		Force de cisaillement (KN)		Force normale (KN)	Déplacement (mm)		
	M _X	M _Y	T _X	T _Y	N	X	Y	Z
ELU	822,44	3361,44	858,01	177,22	1102,75	-30,50	7,05	6,15
ELS	626,07	2492,42	642,81	133,01	954,26	-23,14	5,43	5,29
ACC-1X	1493,53	6613,92	1663,29	340,07	1894,05	-41,02	12,21	6,77
ACC-2Y	631,54	2518,32	649,22	134,32	960,07	-23,36	5,47	5,30
ACC-3Z	1009,08	4310,10	1092,94	224,36	1367,46	-38,54	8,42	5,95

Results	
Maximum internal forces (all load cases)	
Maximum compressive force	= -4754.51 kN
Maximum tensile force	= 5551.70 kN
Max. bending moment	= 2416.54 kNm
Max. shear force	= 569.03 kN
Maximum displacements (only service load cases)	
Max. settlement	= 4.2 mm
Maximum horizontal displacement of pile cap	= 18.0 mm
Max. rotation of pile cap	= 2.2E-02 °

Figure IV.27 : Résultats des efforts interne maximale et déplacement maximal.

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

$S=0,42 \text{ cm} < 5\text{cm}$ **Tassment admissible**

Displacement horizontal =1,8cm < 5cm **Displacement admissible**

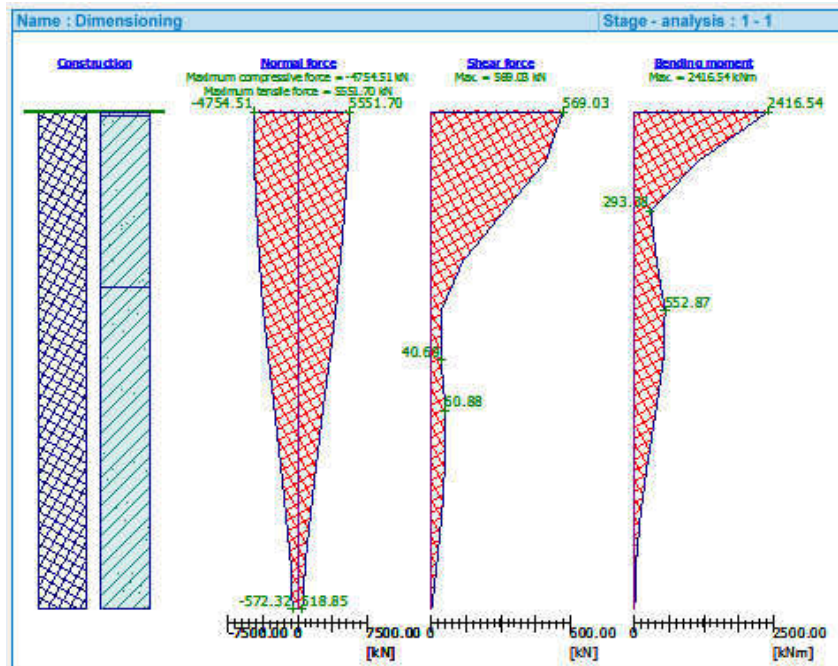


Figure IV.28 : Diagrammes des efforts.

- Force de compression maximal : -4754,51KN
- Force de traction maximal :5551,70KN
- Force de cisaillement maximal :2416,54KN
- Moment fléchissant max :2416, 54KN.m

Le ferrailage des pieux s'effectuera avec les données citées ci-dessous :

Dimensioning :		Results	
<input type="checkbox"/> Add	<input type="checkbox"/> Remove	Envelope of load cases	Show results : all piles
<input checked="" type="checkbox"/> Pile reinforcement		Profile :	40.0 [mm]
No. of bars :	20 [-]	<input checked="" type="checkbox"/> Shear reinforcement	
Cover :	50.0 [mm]	Profile :	12.0 [mm]
Reinf. ratios :	pile	Spacing :	200.0 [mm]
		Results	
		RC bearing cap. SHEAR :	SATISFACTORY (34.9%)
		RC bearing cap. FLEXURE :	SATISFACTORY (94.9%)
		Reinforcement ratios :	SATISFACTORY (11.2%)

Figure IV.29 : Dimensionnement des armatures des pieux.

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

D'après le logiciel, le ferrailage et les dimensions des pieux sont satisfaisants vis-à-vis des normes choisies, On prend 40 HA 20 comme barres longitudinales, les espacements entre les armatures transversales sont de : 20cm

IV .3.2.2 Vérification de la stabilité de la culé sous-groupe de pieux de 15m de longueur et de 1,20m de diamètre

a) Dans les conditions normales (pas de séisme)

➤ Méthode Bishop

La vérification de la stabilité au glissement selon la formulation de BISHOP nous donne les résultats suivants :

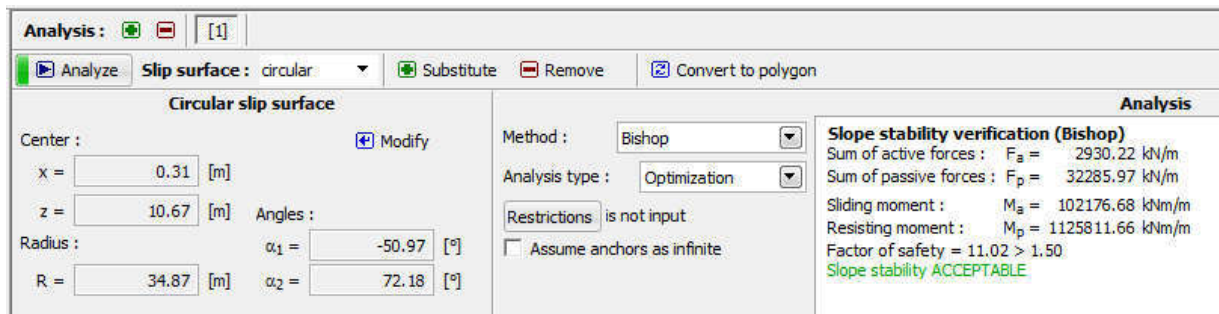


Figure IV.30 : Résultat d'analyse de stabilité (Bishop).

Rayon de glissement 34,87m et facteur de sécurité : **11,02** > 1.50

➤ Méthode Fellenius/Petterson :

La vérification de la stabilité au glissement selon la formulation de FELLENIUS nous donne les résultats suivants :

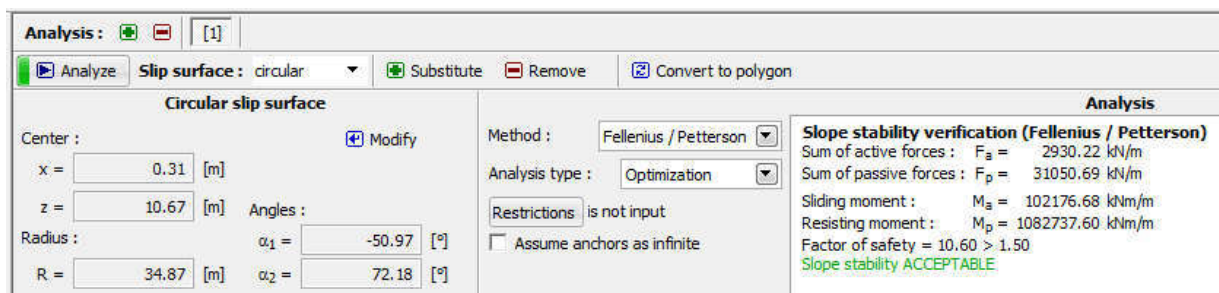


Figure IV.31 : Résultat d'analyse de stabilité (Fellenius/Petterson).

Rayon de glissement 34,87m et facteur de sécurité : **10,60** > 1.50

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

Le facteur de sécurité est très élevé par rapport à 1.50 ce qui dénote une grande rigidité et stabilité de la culée. L'analyse de la stabilité avec condition sismique est maintenant nécessaire pour conclure sur la stabilité finale de la culée.

b) Dans les conditions sismiques (prise en compte du cas sismique)

➤ Méthode Bishop

La vérification de la stabilité au glissement selon la formulation de BISHOP nous donne les résultats suivants :

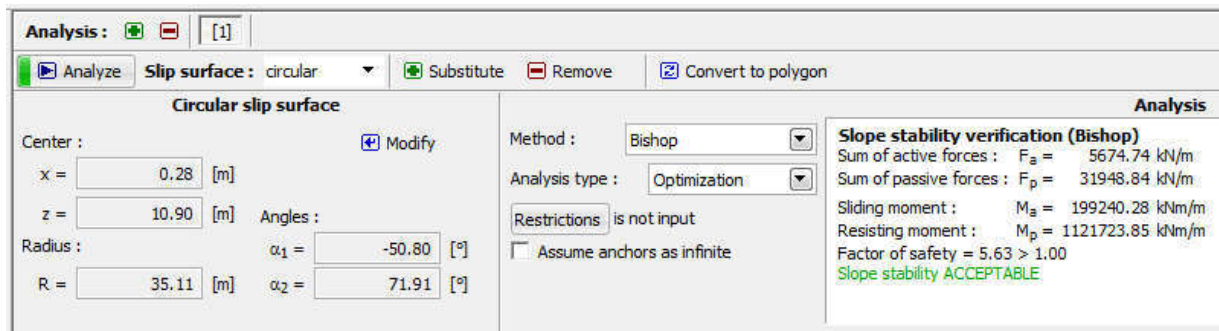


Figure IV.32 : Résultat d'analyse de stabilité (Bishop).

Rayon de glissement 35,11m et facteur de sécurité : $5,63 > 1.00$

➤ Méthode Fellenius/Petterson

La vérification de la stabilité au glissement selon la formulation de FELLENIUS nous donne les résultats suivants :

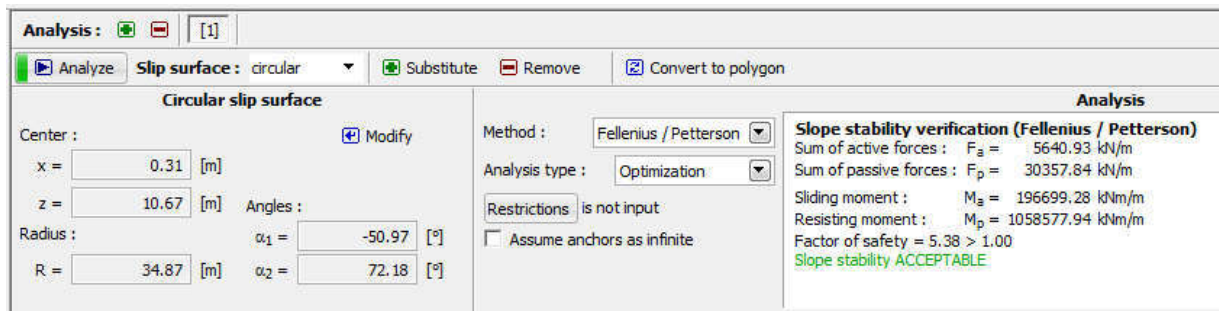


Figure IV.33 : Analyse de stabilité (Fellenius/Petterson).

Rayon de glissement 34.87m et facteur de sécurité : $5,38 > 1.00$

Le facteur de sécurité a chuté presque de 50% mais reste toujours élevé par rapport à 1.00, la valeur finale adoptée pour le coefficient de sécurité est $F_s = 5,38$ qui est largement sécuritaire. On peut admettre que la culée reste stable dans toutes les conditions de chargement.

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

➤ Bilan des efforts internes dans la culée

Verification : <input type="button" value="Add"/> <input type="button" value="Remove"/> [1]						
No. of force	Force	F _x [kN/m]	F _z [kN/m]	Application point x [m] z [m]		Coeff. [-]
1	Weight - wall	0.00	591.72	4.68	-2.82	1.000
2	Weight - earth wedge	0.00	13.93	6.65	-3.63	1.000
3	Active pressure	-29.15	31.82	7.58	-3.54	1.000
4	Water pressure	-0.98	0.00	5.40	-0.56	1.000
5	Uplift pressure	0.00	0.00	5.40	-11.29	1.000
6	s1	-2.45	2.56	7.21	-4.86	1.000
7	Bridge reactions	368.97	659.80	4.55	-8.84	1.000
8	Appr. plate react.	0.00	122.91	5.40	-11.29	1.000

Figure IV.34 : Equilibre des forces dans la culée – sans séisme.

Verification : <input type="button" value="Add"/> <input type="button" value="Remove"/> [1]						
No. of force	Force	F _x [kN/m]	F _z [kN/m]	Application point x [m] z [m]		Coeff. [-]
1	Weight - wall	0.00	591.72	4.68	-2.82	1.000
2	Earthq. - constr.	-147.93	-41.42	4.68	-2.82	1.000
3	Weight - earth wedge	0.00	13.93	6.65	-3.63	1.000
4	Earthquake - soil wedge	-51.30	-14.36	6.66	-3.60	1.000
5	Active pressure	-29.15	31.82	7.58	-3.54	1.000
6	Water pressure	-0.98	0.00	5.40	-0.56	1.000
7	Uplift pressure	0.00	0.00	5.40	-11.29	1.000
8	Earthq. - act.pressure	-18.40	19.05	6.58	-6.89	1.000
9	s1	-2.45	2.56	7.21	-4.86	1.000
10	Bridge reactions	368.97	659.80	4.55	-8.84	1.000
11	Appr. plate react.	0.00	122.91	5.40	-11.29	1.000

Figure IV.35 : Equilibre des forces dans la culée – avec séisme.

Le ferrailage de la culée s'effectuera avec les données citées ci-dessous :

Place of dim.	
Construction joint	Depth : 5.00 [m]
<input checked="" type="checkbox"/> Reinforced concrete	
Cover : 500.0 [mm]	No. of bars : 18.00 [-]
Cross-sec. wid 0.90 [m]	Bar diam. : 20.0 [mm]
Dimensioning	
SHEAR:	SATISFACTORY (64.3%)
FLEXURE+ PRESSURE:	SATISFACTORY (98.0%)
DESIGN PRINCIPLES :	SATISFACTORY (26.9%)

Figure IV.36 : Dimensionnement des armatures de la culée.

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

D'après le logiciel, le ferrailage et les dimensions de la culée sont satisfaisants vis-à-vis des normes choisies :

- On prend 18 HA 20 comme barres longitudinales

Remarque : Dans les deux conditions (sismique et normale), on remarque que la stabilité de la culée est vérifiée selon les deux méthodes Bishop et Fellenius/Petterson, donc la stabilité de la culée est largement assurée.

IV .4 La paroi Berlinoise

IV.4.1 Introduction

Le procédé initial, largement utilisé lors de la reconstruction de Berlin, d'où son nom, construit une alternative à la tranchée blindée traditionnelle. Il associe, de façon générale, des poteaux verticaux, des éléments de blindage installés entre les poteaux au fur et à mesure de l'excavation et éventuellement des tirants ou butons, si la stabilité le nécessite.

IV.4.2 Éléments principaux d'une paroi berlinoise [13]

a) Les éléments verticaux

La réalisation de ces éléments comporte les phases suivantes :

- Exécution d'un forage au moyen d'outil adapté aux sols rencontrés (tarière forage à sec, forage sous boue, etc.). L'entraxe est généralement compris entre 1 et 3m, le diamètre ne dépasse généralement pas 1m. Les poteaux peuvent être également mis en œuvre par battage ou vibro fonçage dans ce cas les opérations citées ci-après sont sans objet ;
- Pose d'un profil métallique en respectant une tolérance de verticalité suffisante (de 0,5% à 1%). Au-delà d'une certaine longueur (de l'ordre de 15m), il est nécessaire de rabouter les profils par entures sur le chantier. Le poids des éléments, plus importants, complique alors la pose et nécessite de gros moyens de manutention. D'autre part peut se poser des problèmes de rigidité avec pour conséquence la nécessité de mettre en œuvre un nombre plus important de points d'ancrage ;
- Mise en place d'un béton, d'un mortier ou d'un coulis de scellement, soit sur toute la hauteur soit sur la seule partie en fiche. Dans ce dernier cas, le remplissage sur la hauteur dégagée lors de l'excavation doit se faire avec un matériau sur lequel les poteaux peuvent mobiliser un appui important.

En cas de problème de tenue des parois de forage, il peut être envisagé de réaliser le bétonnage, puis de mettre en place le profil métallique aussitôt après. Ce mode d'exécution rend cependant plus difficile le respect des tolérances de verticalité.

b) Le parement

➤ Cas du béton projet

La hauteur des passes d'exécution a modulé en fonction de la tenue des terrains et éventuellement des circulations d'eau, varie généralement entre 1 et 3m.

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

Au fur et à mesure du terrassement, à chaque passe, une ou deux nappes de treillis soudée sont posées entre les profilés puis sont réalisés les panneaux en béton projeté ou coffré, généralement sur une épaisseur de l'ordre de 20 à 30 cm.

Ce premier parement peut lui-même être recouvert par un parement de finition en béton projeté taloché, ou en béton banche. Pour une meilleure étanchéité au niveau du raccordement des panneaux avec les profils métalliques, il est possible de mettre en place, à l'intérieur des armés de ces derniers, des cordons de bentonite.

En présence de venues d'eau imprévues, il peut être nécessaire de projeter un gel de silicate sur le parement de l'excavation, au moment de la mise en œuvre du béton projeté.

Le dispositif de drainage, constitué au minimum de barbacanes associées à des nappes drainantes, est indispensable et adapté au contexte hydrogéologique.

➤ **Cas du béton coffré**

Le parement en béton coffré n'est envisageable que dans les terrains nettement cohésifs pour lesquelles les risques de déboulement sont faibles. Les éléments de coffrage, qui s'appuient sur les poteaux, peuvent être enlevés après un délai de prise de trois à quatre jours.

➤ **Cas des éléments en béton préfabriqués**

Ce type de technique a déjà été mise en œuvre dans des terrains limono-argileux présentant une bonne cohésion. Le terrassement du parement de la fouille nécessite un soin particulier de façon à ne pas décompresser le sol. En toute hypothèse, il est préférable de ne retenir cette solution qu'à une certaine distance d'ouvrage ou d'immeuble sensible.

c) Les appuis

Les appuis peuvent être de type divers :

Tirants d'ancrage actif ou passif, clous, butons

Les efforts d'appuis sont répartis sur les poteaux au moyen de liernes, continues ou non.

Lorsque les éléments principaux d'une paroi berlinoise définitive doivent assurer une fonction portante, des dispositions appropriées sont à adopter pour permettre le transfert des charges aux couches de terrain dans lequel ces éléments ont été encastrés

NB : Selon le cas, différentes solutions sont envisageables pour permettre le transfert des charges par les éléments principaux, par exemple :

- Faire reposer le voile sur une tête de pieu en béton armé, les profilés étant simplement scellés dans un pieu en béton non armé ;
- Prévoir une cage d'armatures en tête du pieu, avec des aciers en attente à intégrer dans la future tête de pieu ;

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

- Réduire les efforts à transmettre au terrain par mètre linéaire d'élément principal en scellant les profilés dans un pieu non armé sur une longueur suffisante pour permettre le transfert des efforts entre le profilé et le pieu, en tenant compte lorsque cela est approprié de la contrainte horizontale du terrain. [14]

IV.4.3 Avantages et inconvénients de la paroi berlinoise

Économique et rapide à mettre en œuvre, la paroi berlinoise offre une plateforme de travail sèche, propre et plane.

Côté inconvénients, la paroi berlinoise n'est pas indiquée à proximité de constructions sensibles aux vibrations en raison des grandes déformations à prévoir avec ce type de soutènement. Matériaux relativement bon marché

- Peut facilement être utilisée comme coffrage perdu
- Par contre ne peut pas être utilisée à côté de constructions existantes car ce système n'est pas suffisamment rigide.

Remarque : la paroi berlinoise est réalisée par des entreprises spécialisées dans les fondations. Elle est généralement couverte par une garantie décennale [18]

IV.4.4 Modélisation de la paroi Berlinoise

Le module d'analyse SHEETING CHEK (mur de soutènement) a été utilisé dans la modélisation de la paroi berlinoise

La modélisation est effectuée comme suit :

➤ Les Normes utilisées dans la Modélisation

Les règlements utilisés pour les vérifications sont basés selon les normes EUROCODES

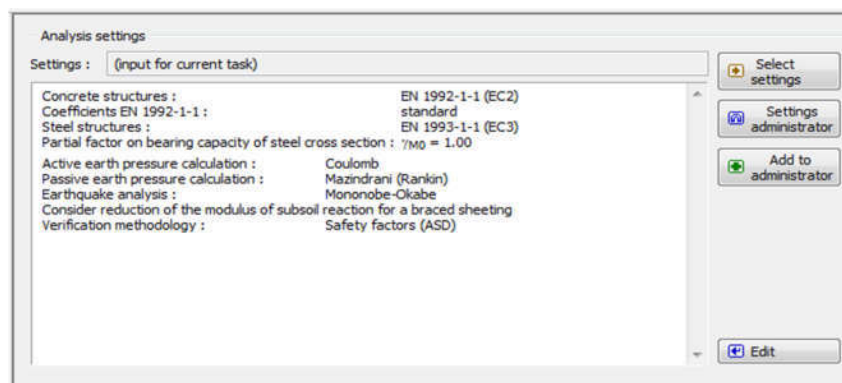


Figure IV.37 : Paramètres de l'analyse.

Les règlements utilisés pour les vérifications sont basés selon les normes EUROCODES

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

On a utilisé des profils HEB550 qui n'étaient suffisants pour stabiliser la berlinoise
Après des calculs on est adopté aux profilé HE900A avec une longueur de 26m.

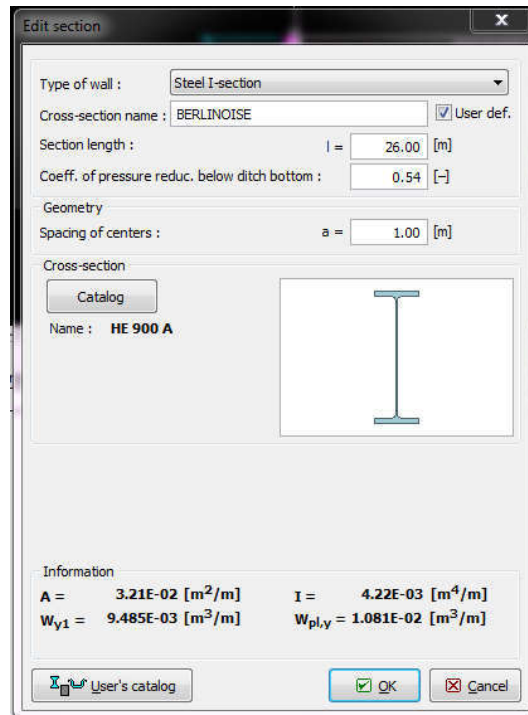


Figure IV.38 : Les dimensions de la paroi berlinoise.

➤ Caractéristiques géotechniques des couches de sol :

Les caractéristiques du sol utilise pour l'analyse est :

Soil name		Soil characteristics	
1	GRAVIER	GRAVIER	
2	ARGILE SABLEUSE	Unit weight :	$\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
3	MARNE	Stress-state :	effective
		Angle of internal friction :	$\phi_{ef} = 32.00^\circ$
		Cohesion of soil :	$c_{ef} = 2.00 \text{ kPa}$
		Angle of friction struc.-soil :	$\delta = 21.33^\circ$
		Soil :	cohesionless
		Deformation modulus :	$E_{def} = 109.00 \text{ MPa}$
		Poisson's ratio :	$\nu = 0.30$
		Saturated unit weight :	$\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

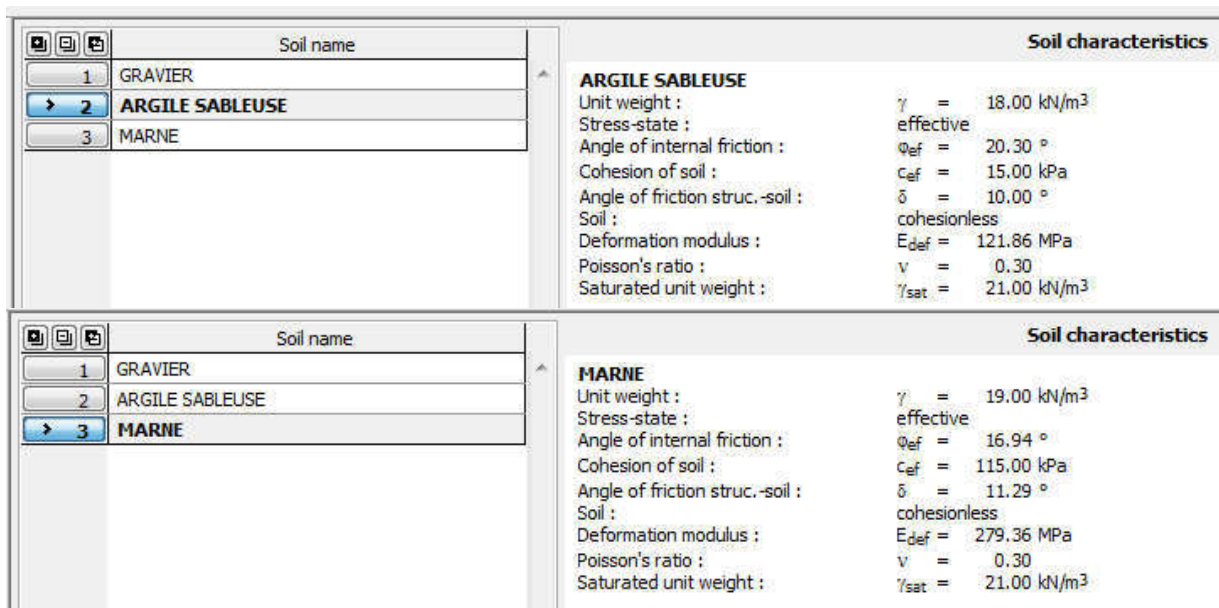


Figure IV.39 : Caractéristiques des trois couches de sol.

➤ **Matériaux utilisés**

Type d'acier : EN10025 : Fe360

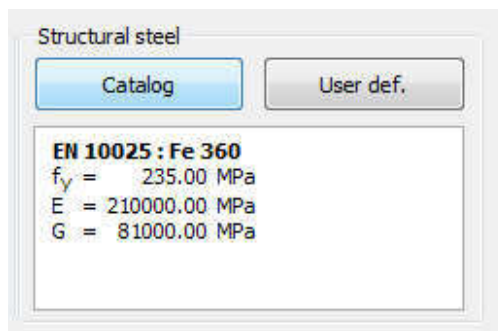


Figure IV.40 : Caractéristique de l'acier.

➤ **Les caractéristiques des tirants d'ancrages**

Après calculs on a adopté 4 niveaux de tirants leur caractéristique sont représenté dans le tableau (Tableau IV.2)

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

Tableau IV.2: Caractéristiques des tirants d'ancrages.

Tirants	Profondeur (m)	Longueur libre (m)	Longueur de scellement (m)	Inclinaison (°)	Espacement (m)	Diamètre (cm)
1	1,00	20,00	10,00	25	1,00	65,0
2	6,00	20,00	10,00	25	1,00	65,0
3	3,00	20,00	10,00	25	1,00	65,0
4	9,00	20,00	10,00	25	1,00	65,0

Les positionnements des tirants d'ancrage sont illustrés ci-dessous :

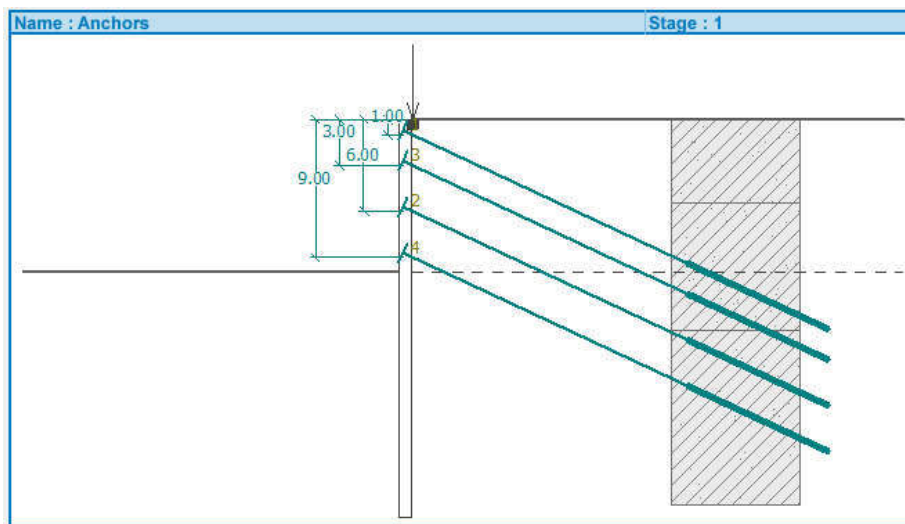


Figure IV.41 : Positionnement de tirants d'ancrage.

IV.4.5 Résultats et interprétations

a) Analyse des efforts internes agissant sur la structure

a.1) cas permanente

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

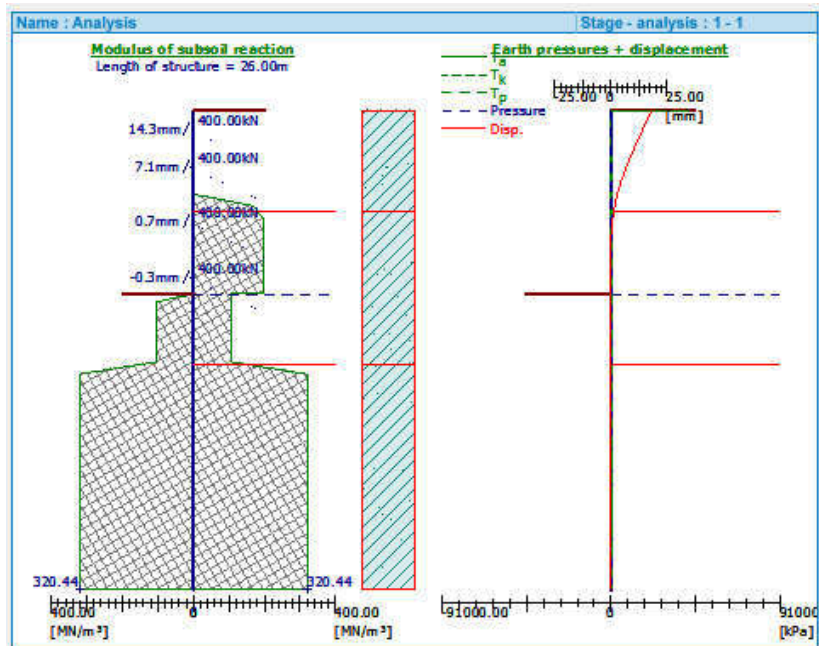


Figure IV.42 : Déplacement des tirants et réaction du sol (cas permanente).

Nous avons obtenu un déplacement maximum de 1,43 cm au niveau du première tirants a 1m de profondeur

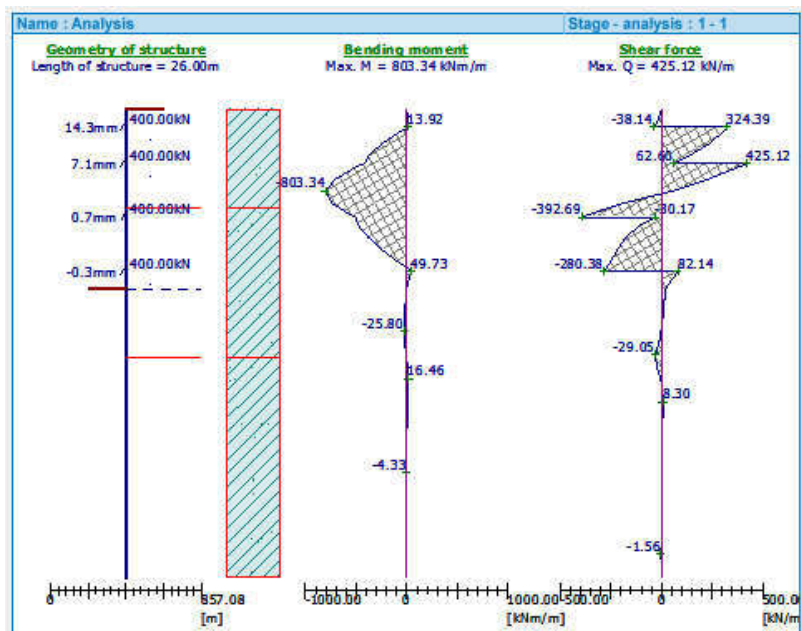


Figure IV.43 : les efforts dans berlinoise (cas permanente)

Nous avons obtenu :

Une force de cisaillement maximal de 425,12 kN/ml

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

Un moment fléchissant maximum de **803,34 kN.m/ml**

La figure (IV.44) montre l'allure de la déformée de la paroi ainsi que la pression agissante sur cette paroi obtenue pour un déplacement maximum de **1,81 cm**

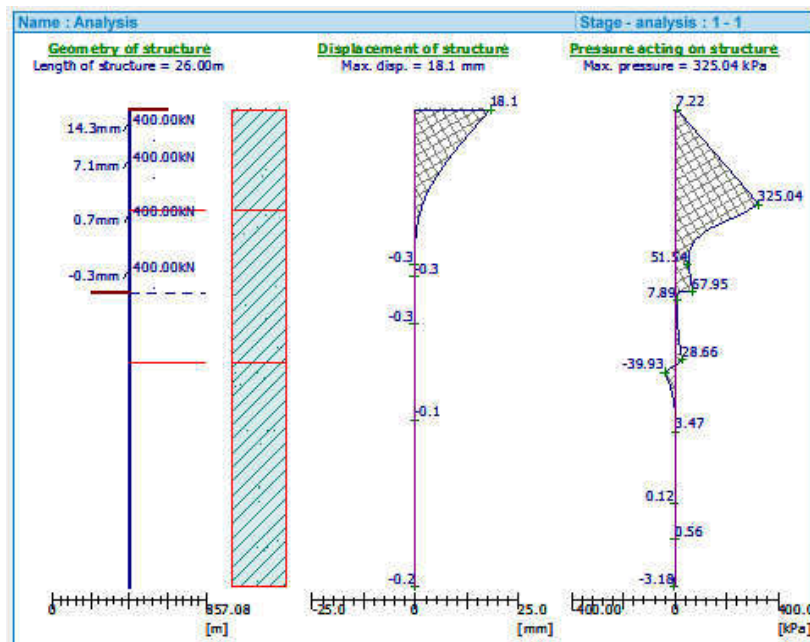


Figure IV.44 : les pressions agissant sur la paroi et le déplacement maximal de la paroi (cas permanente)

Results

Analysis properly completed.

Maximum values of internal forces acting on the structure
 Maximum shear force = 425.12 kN/m
 Maximum moment = 803.34 kNm/m
 Maximum displacement = 18.1 mm

Anchors forces

No.	Depth [m]	Displacement [mm]	Anchor force [kN]
1	1.00	14.3	400.00
2	6.00	0.7	400.00
3	3.00	7.1	400.00
4	9.00	-0.3	400.00

Figure IV.45 : résultats des efforts interne maximales et déplacements maximaux de la berlinoise (cas permanente)

- Déplacement maximal de la paroi = 1,81 cm < 5 cm **déplacement admissible**
- Déplacement maximale de tirants 1,43 cm < 5 cm **déplacement admissible**

a.2) Cas sismique

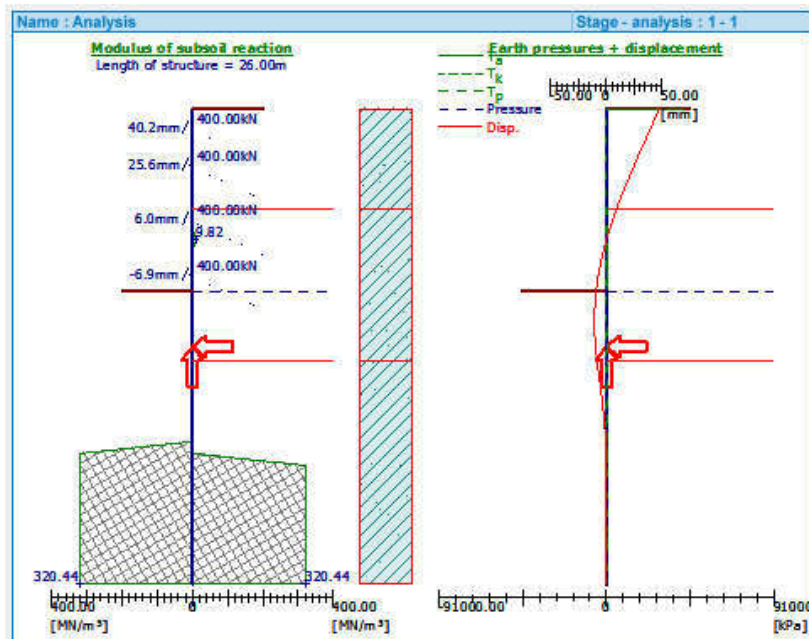


Figure IV.46 : Déplacement des tirants et réaction du sol (cas sismique)

Nous avons obtenu un déplacement maximum de 4,02cm au niveau du première tirants a 1m de profondeur

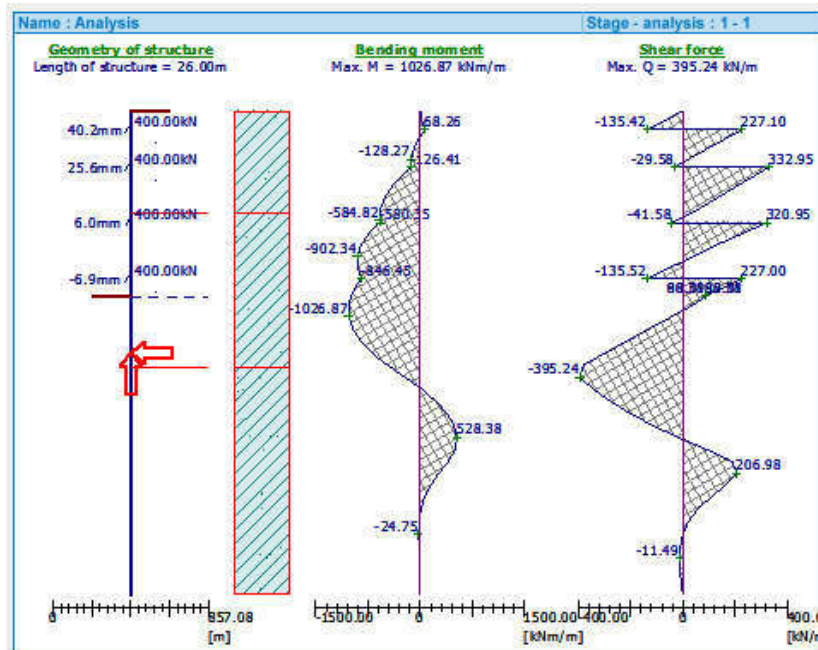


Figure IV.47 : Efforts dans berlineuse (cas sismique)

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

Nous avons obtenu

Une force de cisaillement maximal de **395,24 kN/ml**

Un moment fléchissant maximum de **1026.87 kN.m/ml**

La figure ci-dessous montre l'allure de la déformée de la paroi ainsi que la pression agissante sur cette paroi obtenue pour un déplacement maximum de **4,75 cm**

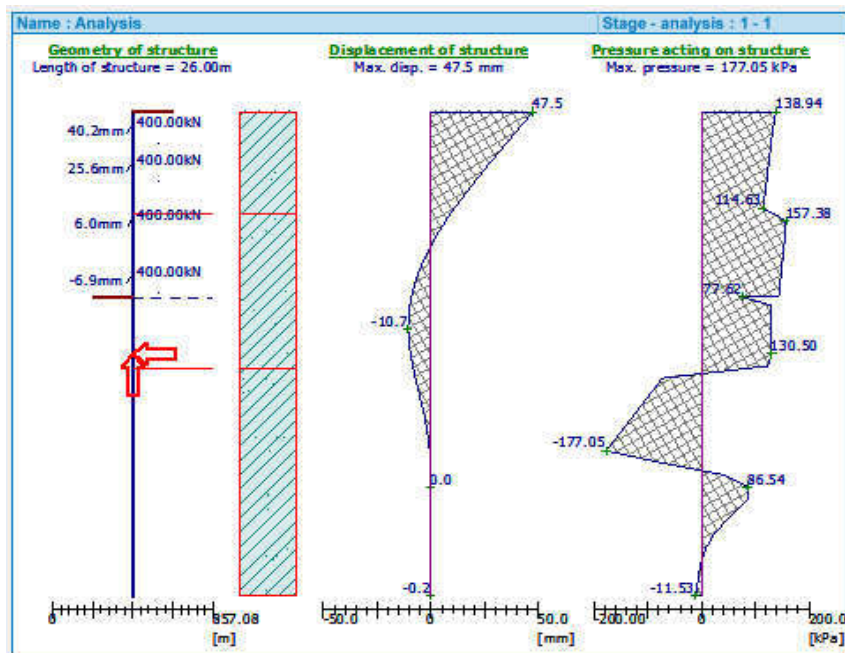


Figure IV.48 : les pressions agissant sur la paroi et le déplacement maximal de la paroi (cas sismique)

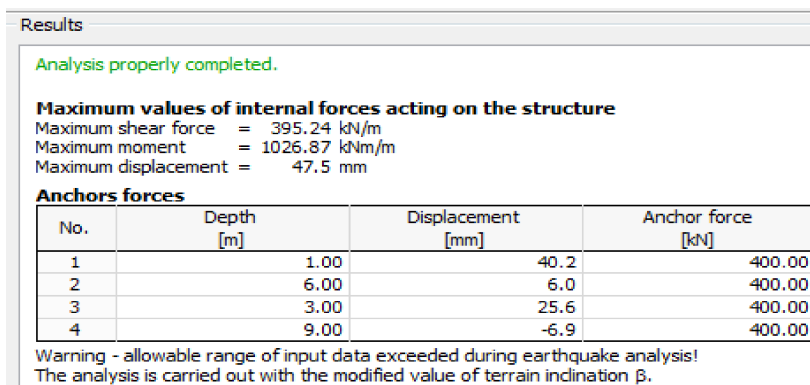


Figure IV.49 : résultats des efforts interne maximales et déplacements maximaux de la berloise (cas sismique)

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

- Déplacement maximal de la paroi = **4,75cm** < 5cm déplacement admissible
- Déplacement maximale de tirants **4,2cm** < 5cm déplacement admissible

Les déplacements de la paroi berlinoise et les tirant d'ancrage sont admissible dans les deux condition (sismique et statique)

b) Vérification de la stabilité

b.1) Stabilité interne

Cas permanent :

Anchor #	Anchor force [kN]	Max. allow. force [kN]	Safety factor	Verification	Results
1	400.00	2823.63	7.06	Is satisfied	Required factor of safety = 1.50 Verification of decisive row of anchors : Anchor No. : 1 Computed factor of safety = 7.06 SATISFACTORY
2	400.00	4066.53	10.17	Is satisfied	
3	400.00	3547.15	8.87	Is satisfied	
4	400.00	4614.41	11.54	Is satisfied	

Figure IV.50 : Résultat d'analyse de stabilité (cas permanent).

La stabilité interne a été également vérifiée avec un coefficient de sécurité $F_s=7,06 > 1,50$

Cas sismique :

Anchor #	Anchor force [kN]	Max. allow. force [kN]	Safety factor	Verification	Results
1	400.00	3760.70	9.40	Is satisfied	Required factor of safety = 1.00 Verification of decisive row of anchors : Anchor No. : 4 Computed factor of safety = 8.32 SATISFACTORY
2	400.00	3369.47	8.42	Is satisfied	
3	400.00	3519.81	8.80	Is satisfied	
4	400.00	3326.77	8.32	Is satisfied	

Figure IV.51 : Résultat d'analyse de stabilité (cas sismique).

La stabilité interne a été également vérifiée avec un coefficient de sécurité $F_s=8,32 > 1,00$

La valeur finale adoptée pour le coefficient de sécurité est $F_s = 7,06$ qui est largement sécuritaire. On peut admettre que la stabilité interne des tirants reste stable dans toutes les conditions de chargement.

b.2) Stabilité extérieure

▪ Cas permanent

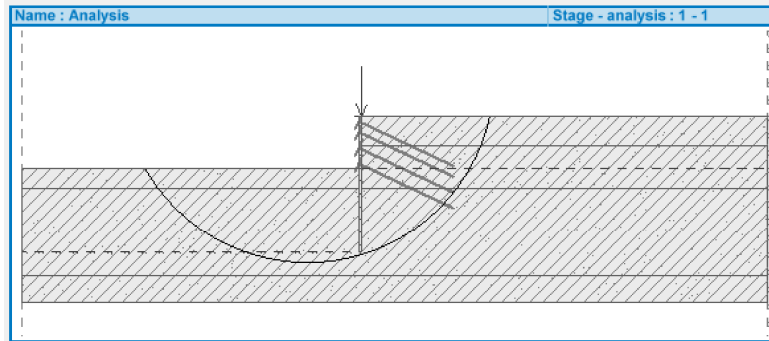


Figure IV.52 : Cercle de glissement.

➤ Méthode Bishop

La vérification de la stabilité au glissement selon la formulation de Bishop nous donne les résultats suivants :

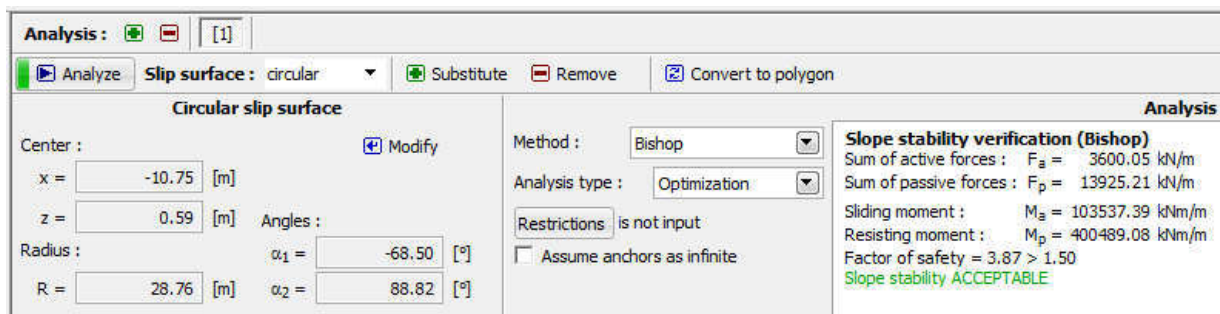


Figure IV.53 : Résultat d'analyse de stabilité (Bishop).

Rayon de glissement : 28.76m et facteur de sécurité : $3.87 > 1.50$

➤ Méthode Fellenius/Petterson

La vérification de la stabilité au glissement selon la formulation de Fellenius/Petterson nous donne les résultats suivants

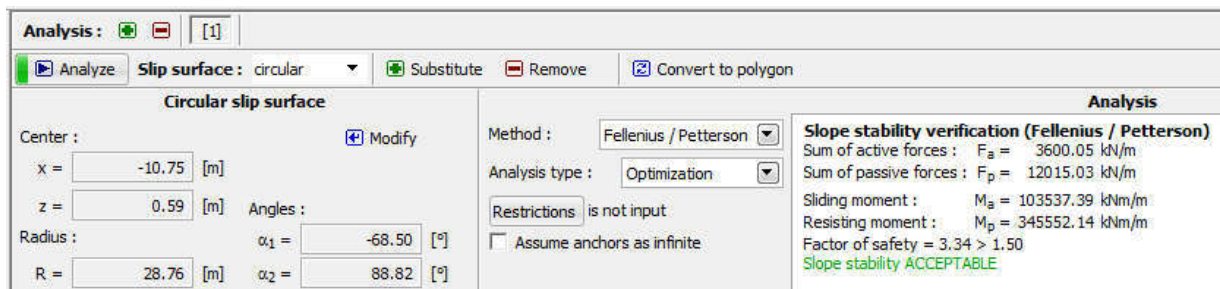


Figure IV.54 : Résultat d'analyse de stabilité (Fellenius/Petterson).

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

Rayon de glissement : 28.62m et facteur de sécurité : $3.34 > 1.50$

- Cas sismique
- Méthode Bishop

La vérification de la stabilité au glissement selon la formulation de Bishop nous donne les résultats suivants :

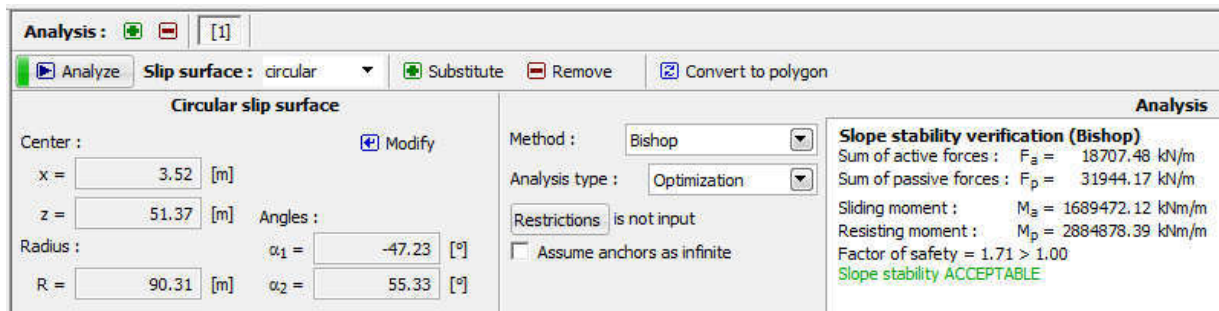


Figure IV.55 : Résultat d'analyse de stabilité (Bishop).

Rayon de glissement : 90,31m et facteur de sécurité : $1,71 > 1,00$

- Méthode Fellenius/Petterson

La vérification de la stabilité au glissement selon la formulation de Fellenius/Petterson nous donne les résultats suivants

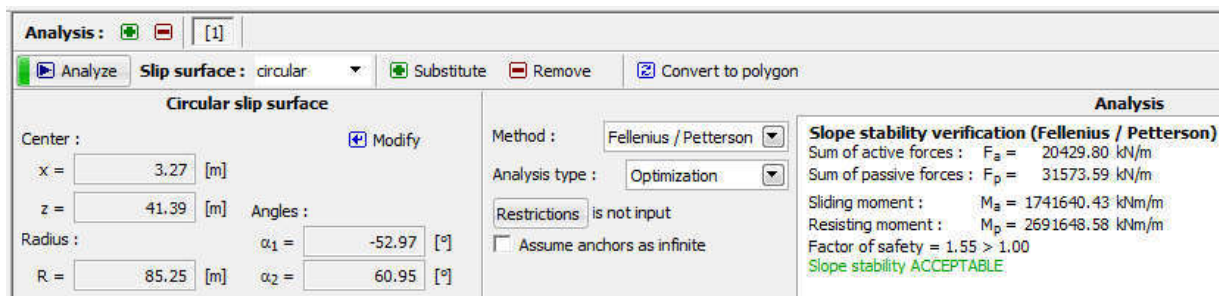


Figure IV.56 : Résultat d'analyse de stabilité (Fellenius/Petterson).

Rayon de glissement : 85,25m et facteur de sécurité : $1,55 > 1,00$

Remarque : Dans les deux condition (sismique et statique), on remarque que la stabilité de la berlinoise est vérifiée selon les deux méthode Bishop et Fellenius/Petterson,

La valeur finale adoptée pour le coefficient de sécurité est $F_s = 1,55$. On peut admettre que la berlinoise reste stable dans toutes les conditions de chargement.

IV.4.6. Modélisation de fondation de la paroi berlinoise

Après des calculs on adopte :

8 pieux dispose en 2 fils de 20,75m de longueur et de 0,8m de diamètre

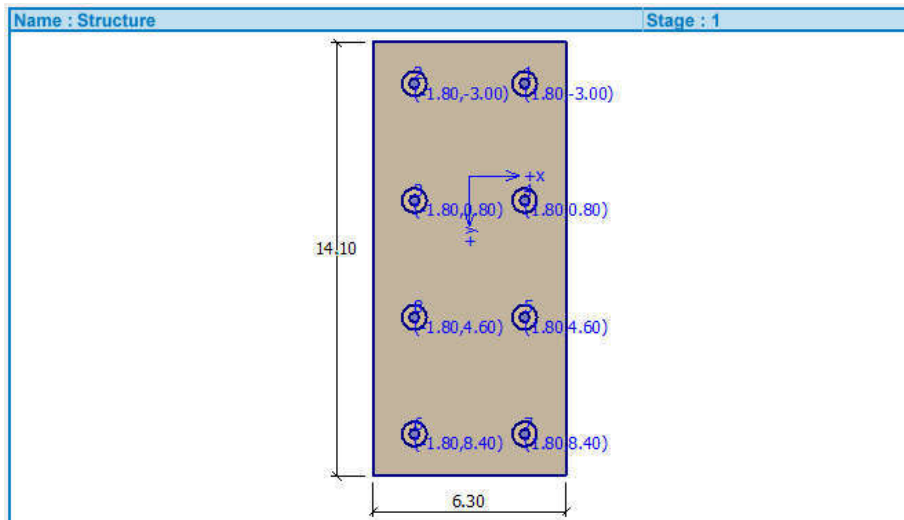


Figure IV.57 : Disposition des pieux sous La berlinoise.

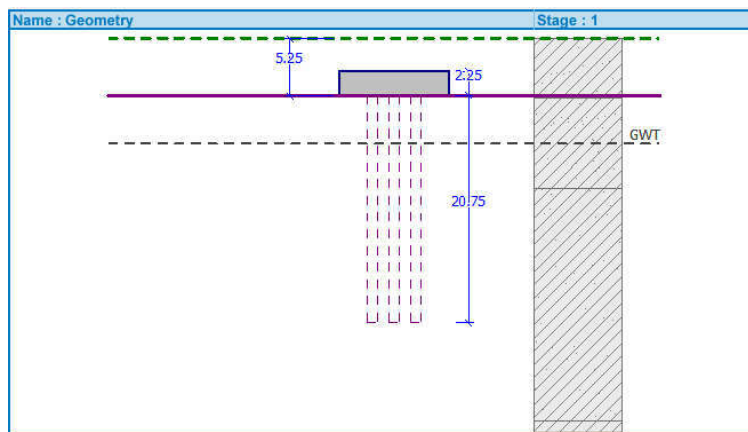


Figure IV.58 : Profondeur des pieux.

Les pieux traversent trois couches de sol :

- Argile sableuse
- Gravier
- Marne

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

➤ Les efforts appliqués au groupe de pieux

Poids propre de HE900A = $25.16 \times 9.75 \times 13.25 = 3250.35 \text{KN}$

Cas permanente :

Moment de flexion 803, 24KN.m

Force de cisaillement : 425.12KN

Cas sismique :

Moment de flexion : 1026. 87KN.m

Force de cisaillement : 395.24.KN

<input checked="" type="checkbox"/> Consider the self weight of pile										
No.	Load		Load name	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]	M _z [kNm]	Design
	new	change								
1	YES		ELU	11992.66	803.24	0.00	425.12	0.00	0.00	✓
2	YES		ELS	9753.79	803.24	0.00	425.12	0.00	0.00	
3	YES		ACC ELS	9753.79	1026.87	0.00	395.24	0.00	0.00	
4	YES		ACC ELU	11992.66	1026.87	0.00	395.24	0.00	0.00	✓

Figure IV.59 : Les surcharge applique aux pieux sous la berlinoise.

IV.4.6.1 Résultat et interprétation

a) Méthode analytique

Les caractéristiques du sol utilisent pour l'analyse par la méthode analytique est :

Soil name		Soil characteristics	
1	Gravier	Gravier	Unit weight : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
2	Argile Sableuse		Cohesion of soil : $c_u = 48.77 \text{ kPa}$
3	MARNE		Deformation modulus : $E_{def} = 109.00 \text{ MPa}$
			Poisson's ratio : $\nu = 0.30$
			Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Soil name		Soil characteristics	
1	Gravier		
2	Argile Sableuse	Argile Sableuse	Unit weight : $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
3	MARNE		Cohesion of soil : $c_u = 133.88 \text{ kPa}$
			Deformation modulus : $E_{def} = 121.69 \text{ MPa}$
			Poisson's ratio : $\nu = 0.30$
			Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Soil name		Soil characteristics	
1	Gravier		
2	Argile Sableuse		
3	MARNE	MARNE	
		Unit weight :	$\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
		Cohesion of soil :	$c_u = 319.10 \text{ kPa}$
		Deformation modulus :	$E_{def} = 279.36 \text{ MPa}$
		Poisson's ratio :	$\nu = 0.30$
		Saturated unit weight :	$\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Figure IV.60: caractéristique des trois couches de sol.

Analyse de la capacité portante du pieux

- Cas permanent

Results	
Analysis of bearing capacity of pile group in cohesive soils	
Max. vertical force includes self-weight of pile cap.	
Average undrained shear strength along the piles	$c_{us} = 145.11 \text{ kPa}$
Undrained shear strength at base of pile group	$c_{ub} = 227.93 \text{ kPa}$
Cohesion group bearing capacity factor	$N_{cg} = 8.17$
Vertical bearing capacity of pile group	$R_g = 319349.23 \text{ kN}$
Maximum vertical force	$V_d = 18668.28 \text{ kN}$
$R_g = 319349.23 \text{ kN} > 18668.28 \text{ kN} = V_d$	
Vertical bearing capacity of pile group is SATISFACTORY	

Figure V.61: Résultats d'analyse de la capacité portante.

- Cas sismique

Results	
Analysis of bearing capacity of pile group in cohesive soils	
Max. vertical force includes self-weight of pile cap.	
Average undrained shear strength along the piles	$c_{us} = 203.15 \text{ kPa}$
Undrained shear strength at base of pile group	$c_{ub} = 319.10 \text{ kPa}$
Cohesion group bearing capacity factor	$N_{cg} = 8.17$
Vertical bearing capacity of pile group	$R_g = 447088.92 \text{ kN}$
Maximum vertical force	$V_d = 18668.28 \text{ kN}$
$R_g = 447088.92 \text{ kN} > 18668.28 \text{ kN} = V_d$	
Vertical bearing capacity of pile group is SATISFACTORY	

Figure V.62: Résultats d'analyse de la capacité portante.

Dans les deux cas (statique et sismique), La capacité portante des pieux est très grande par rapport à la charge supportée par les pieux

La capacité portante verticale est donc admissible

➤ Analyse de Tassement sous-groupe de pieux

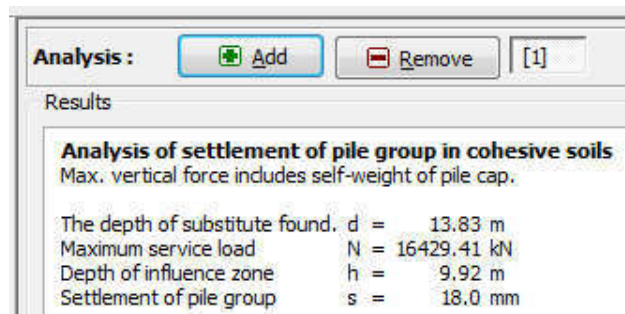


Figure V.63 : Résultat d'analyse de tassement.

S=1,8cm<5cm tassement admissible

b) Méthode du ressort

Les caractéristiques du sol utilisent pour l'analyse par la méthode du ressort est :

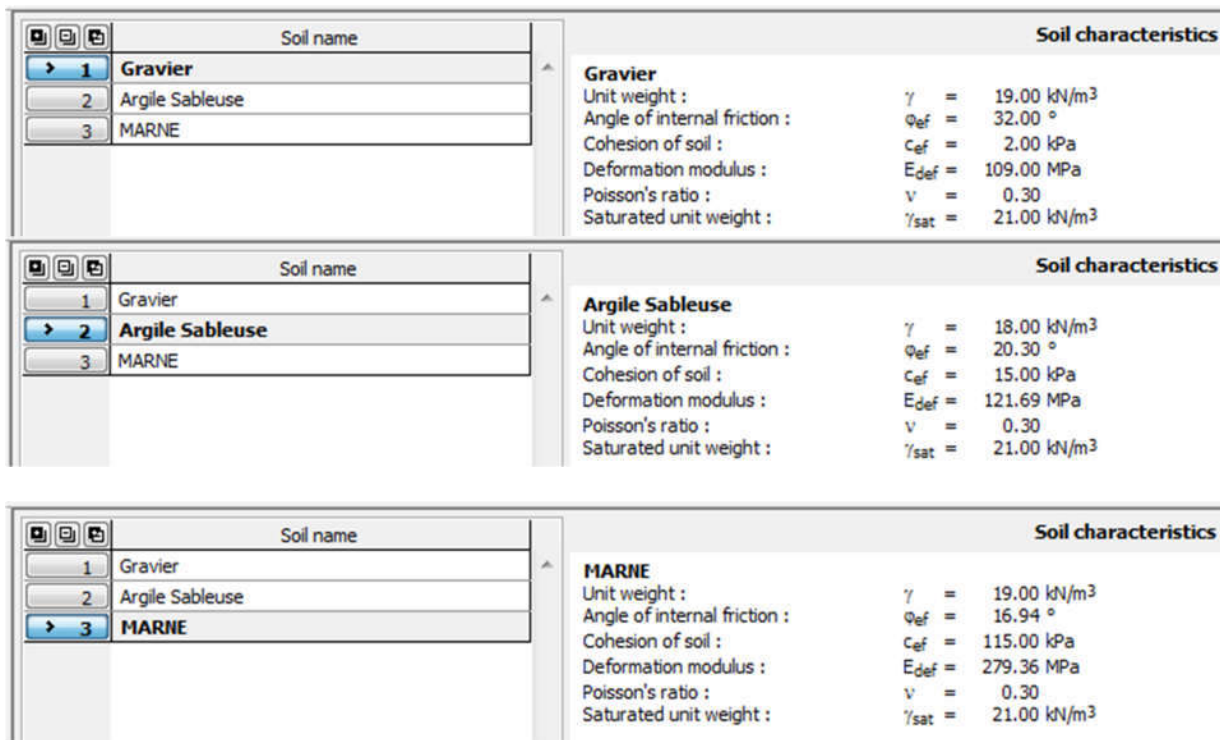


Figure IV.64: Caractéristiques des couches de sol.

Tableau IV.3: Récapitulatif des efforts internes au niveau des pieux.

Charge	Force de compression (KN)	Force de traction (KN)	Moment de flexion (KN.m)	Force de cisaillement (KN)
ELU	-5158,77	481,37	234,55	109,93
ELS	-5146,07	486,39	236,22	109,84
ACC ELU	-5147,00	485,36	236,20	109,84
ACC ELS	-5159,34	480,73	234,53	109,92

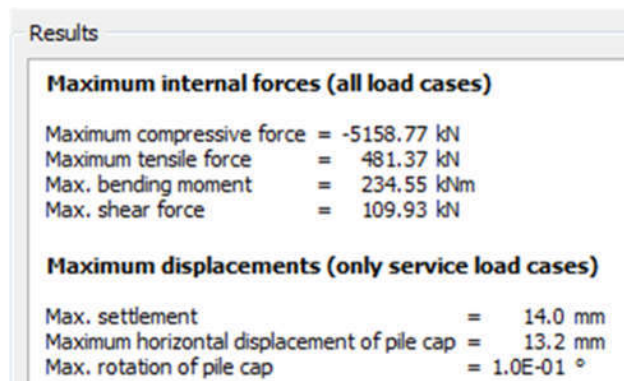


Figure IV.65 : Résultats des efforts interne maximale et déplacement maximal.

Le tassement = **1.4cm** < 5cm tassement admissible

Le déplacement horizontal maximal = **1.32cm** < 5cm déplacement admissible

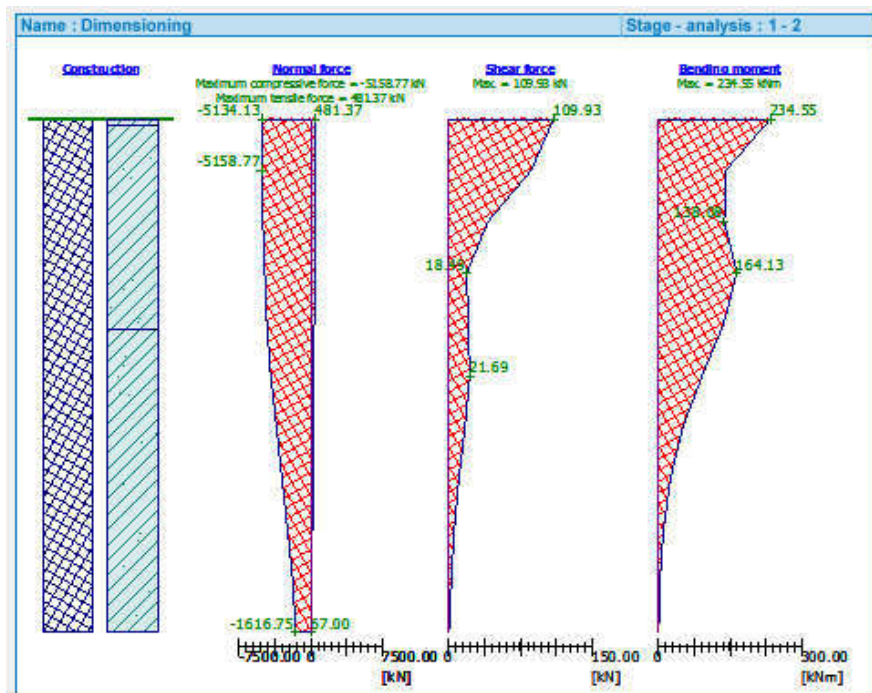


Figure IV.66 : Diagrammes des efforts.

Le ferrailage des pieux s'effectuera avec les données citées ci-dessous :

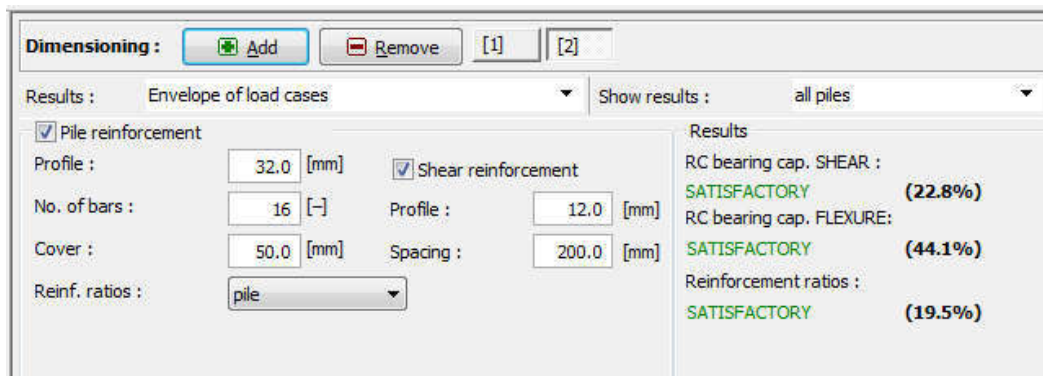


Figure IV.67 : Dimensionnement des armatures des pieux.

D'après le logiciel, le ferrailage et les dimensions des pieux sont satisfaisants vis-à-vis des normes choisies

Les pieux seront ferrillés avec 16 barres de T32.

IV.4.7. Comparaison des résultats obtenus

Tableau IV.4 : Tableau comparatif des principaux résultats obtenus pour le calcul de la stabilité

			Berlinoise	Culée
Poids propre (KN)			3250,35	5157,09
Stabilité	Cas permanent	Bishop	3,87	11,02
		Fellenius	3,34	10,60
	Cas sismique	Bishop	1,71	5,63
		Fellenius	1,55	5,38

Tableau IV.5 : Tableau comparatif des principaux résultats obtenus pour les fondations

		Fondation de la berlinoise	Fondation de la culée
Nombre de pieux		8	12
Diamètre (m)		0,8	1,20
Longuerue (m)		20,75	24
Capacite portante	Permanente	319349,23	482581,42
	Sismique	447088,92	675613,99
Tassement	Méthode Analytique (mm)	1,8	0,42
	Méthode des ressort (mm)	1,4	0,47
Déplacement Horizontal (cm)		1,32	0,18
Ferraillage		16HA32	40HA20

On constate que la berlinoise parait être une solution théoriquement acceptable d'après les résultats obtenus.

Cependant l'importance du profile et la profondeur de la fiche et pour des raisons sécuritaires la solution de la culée parait être une solution plus acceptable.

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

La stabilité de la berlinoise a exigée des profils de grande dimension HEA900 et l'ajout de 4 tirants de diamètre 65 mm espacés de 1m. ce qui paraît excessive en comparaison avec l'utilisation d'une culée classique. De plus la proximité des profilés n'est pas recommandée (espacement 1m).

On peut admettre cette solution si elle reste dans un cadre temporaire.

IV.5. Modélisation des pieux sous la pile

On utilise 16 pieux disposés en 4 files de 15m de longueur et de 1,20m de diamètre (voir annexes)

➤ Disposition des pieux

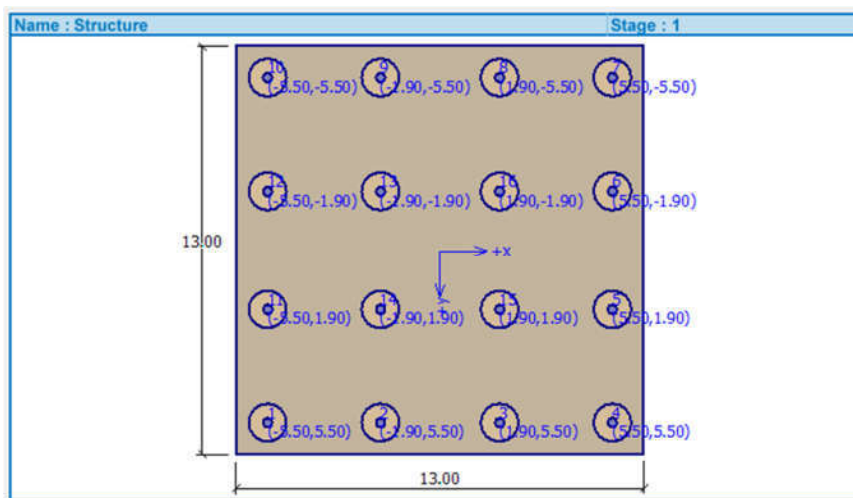


Figure IV.68 : Disposition des pieux sous la pile.

➤ Profondeur du pieu

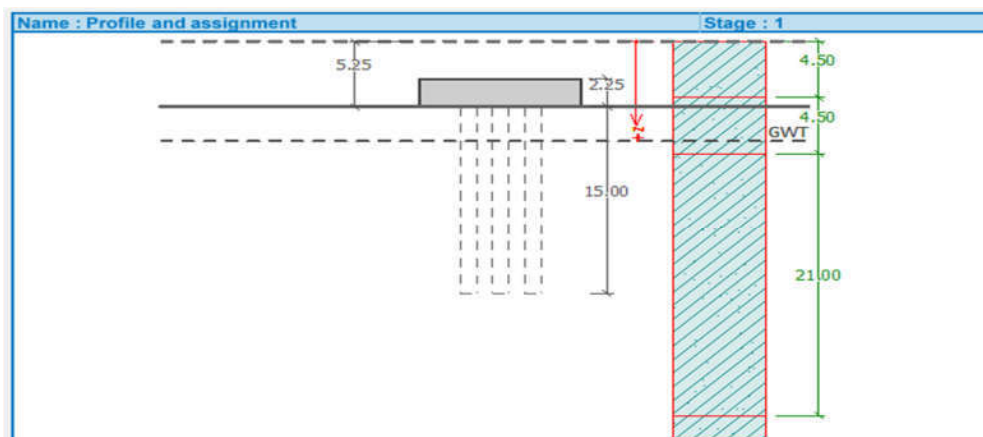


Figure IV.69 : Profondeur des pieux.

Les pieux traversent trois couches :

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

- Sable-Argileux.
- Gravier.
- Marne

➤ Les efforts appliqués au groupe de pieux (Tab (III.12, III.14, III.16, III.18) pg61-66)

<input checked="" type="checkbox"/> Consider the self weight of pile										
No.	Load		Load name	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]	M _z [kNm]	Design
	new	change								
1	YES		ELU-1	32449.94	151.52	209.66	3.44	69.01	83.91	✓
2	YES		ELU-2	27890.78	25082.28	2886.20	526.85	5885.64	776.46	✓
3	YES		ELS-1	24096.54	112.58	155.07	2.53	51.33	62.06	
4	YES		ELS-2	20723.02	18664.33	2138.04	390.19	4379.64	575.07	
5	YES		ACC-1-EX	24119.12	141.61	65463.67	2092.85	47.60	3750.68	✓
6	YES		ACC-1-EY	24112.17	123.73	722.26	30.50	48.06	39.92	✓
7	YES		ACC-1-EZ	26651.31	432.75	12050.52	681.72	301.15	420.75	✓
8	YES		ACC-2-EX	24119.12	65163.67	141.61	2092.85	47.60	3750.68	✓
9	YES		ACC-2-EY	20726.32	18679.52	2242.10	396.11	4378.14	553.41	✓
10	YES		ACC-2-EZ	20829.13	18863.86	4898.88	457.08	4354.89	215.11	✓

Figure IV.70 : Les efforts appliqués au groupe de pieux

Résultat et interprétation

c) Méthode analytique

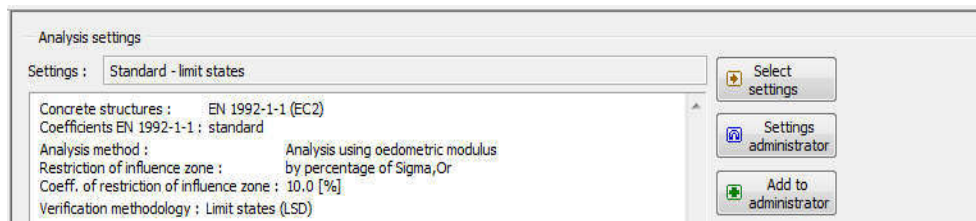


Figure IV.71 : Paramètres et normes de calcul.

Les caractéristiques du sol utilisées pour l'analyse par la méthode analytique est :

Soil name		Soil characteristics	
1	SABLE-ARGILEUX	Unit weight :	$\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
2	GRAVIER	Cohesion of soil :	$c_u = 32.74 \text{ kPa}$
	MARNE	Deformation modulus :	$E_{def} = 81.87 \text{ MPa}$
		Poisson's ratio :	$\nu = 0.30$
		Saturated unit weight :	$\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

Soil name		Soil characteristics	
1	SABLE-ARGILEUX	GRAVIER	Unit weight : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
2	GRAVIER	Cohesion of soil : $c_u = 48.77 \text{ kPa}$	Deformation modulus : $E_{def} = 109.00 \text{ MPa}$
3	MARNE	Poisson's ratio : $\nu = 0.30$	Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Soil name		Soil characteristics	
1	SABLE-ARGILEUX	MARNE	Unit weight : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
2	GRAVIER	Cohesion of soil : $c_u = 319.10 \text{ kPa}$	Deformation modulus : $E_{def} = 279.36 \text{ MPa}$
3	MARNE	Poisson's ratio : $\nu = 0.30$	Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Figure IV.72: Caractéristiques des couches de sol.

➤ Analyse de la capacité portante du pieux

▪ Cas permanente

Results	
Analysis of bearing capacity of pile group in cohesive soils	
Max. vertical force includes self-weight of pile cap.	
Average undrained shear strength along the piles	$c_{us} = 139.57 \text{ kPa}$
Undrained shear strength at base of pile group	$c_{ub} = 227.93 \text{ kPa}$
Cohesion group bearing capacity factor	$N_{cg} = 7.38$
Vertical bearing capacity of pile group	$R_g = 431421.48 \text{ kN}$
Maximum vertical force	$V_d = 47805.63 \text{ kN}$
$R_g = 431421.48 \text{ kN} > 47805.63 \text{ kN} = V_d$	
Vertical bearing capacity of pile group is SATISFACTORY	

Figure IV.73: Résultats d'analyse de la capacité portante (cas permanente).

▪ Cas sismique

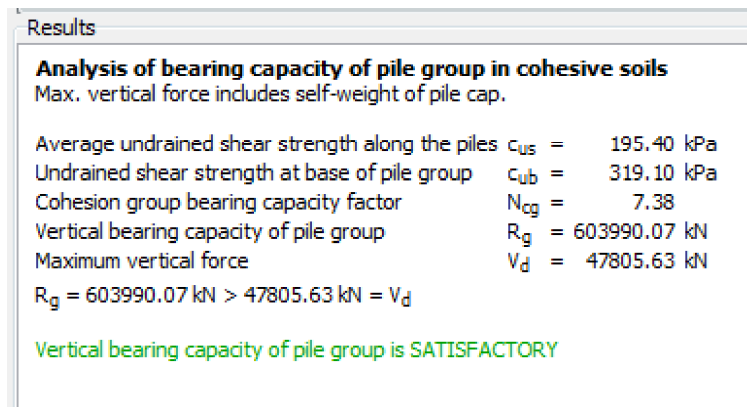


Figure IV.74: Résultats d'analyse de la capacité portante (cas sismique).

Dans les deux cas (statique et sismique), La capacité portante des pieux est très grande par rapport à la charge supportée par les pieux
La capacité portante verticale est donc admissible.

➤ Analyse de tassement sous-groupe de pieux

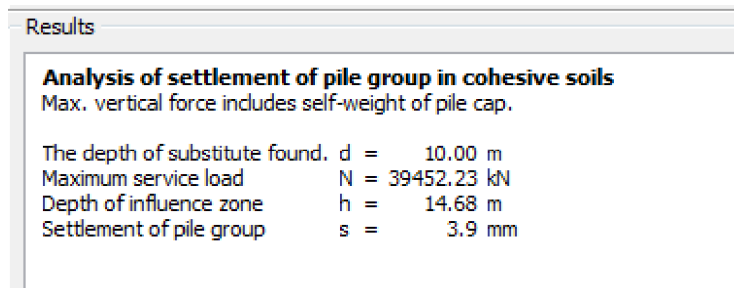


Figure IV.75 : Résultat d'analyse de tassement.

Tassement = 0,39cm < 5cm tassement admissible.

d) Méthode du ressort

Pour étudier l'interaction entre sol et pieux on a utilisé la méthode des ressorts afin d'évaluer les efforts dans les pieux



Figure IV.76 : Paramètres et normes choisies pour la méthode avec ressort.

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

➤ Caractéristiques du sol

Les caractéristiques du sol utilise pour l'analyse par la méthode du ressort est :

Soil name		Soil characteristics	
1	SABLE-ARGILEUX	SABLE-ARGILEUX	Unit weight : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$ Angle of internal friction : $\phi_{\text{def}} = 19.11^\circ$ Cohesion of soil : $c_{\text{ef}} = 119.00 \text{ kPa}$ Deformation modulus : $E_{\text{def}} = 81.87 \text{ MPa}$ Poisson's ratio : $\nu = 0.30$ Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 21.00 \text{ kN/m}^3$
2	GRAVIER	GRAVIER	Unit weight : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$ Angle of internal friction : $\phi_{\text{def}} = 32.00^\circ$ Cohesion of soil : $c_{\text{ef}} = 2.00 \text{ kPa}$ Deformation modulus : $E_{\text{def}} = 109.00 \text{ MPa}$ Poisson's ratio : $\nu = 0.30$ Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 21.00 \text{ kN/m}^3$
3	MARNE	MARNE	Unit weight : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$ Angle of internal friction : $\phi_{\text{def}} = 16.94^\circ$ Cohesion of soil : $c_{\text{ef}} = 115.00 \text{ kPa}$ Deformation modulus : $E_{\text{def}} = 279.36 \text{ MPa}$ Poisson's ratio : $\nu = 0.30$ Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 21.00 \text{ kN/m}^3$

Figure IV.77 : Caractéristiques des couches de sol.

Results	
Maximum internal forces (all load cases)	
Maximum compressive force	= -4466.81 kN
Minimum compressive force	= -602.75 kN
Max. bending moment	= 2498.28 kNm
Max. shear force	= 579.23 kN
Maximum displacements (only service load cases)	
Max. settlement	= 3.0 mm
Maximum horizontal displacement of pile cap	= 16.1 mm
Max. rotation of pile cap	= 8.5E-03 °

Figure IV.78 : Résultats des forces interne maximale et déplacement maximal.

CHAPITRE IV : Etude de l'infrastructure du viaduc

Le tassement et le déplacement maximum de groupe de pieu est en dessous du seuil critique fixé à 5 cm.

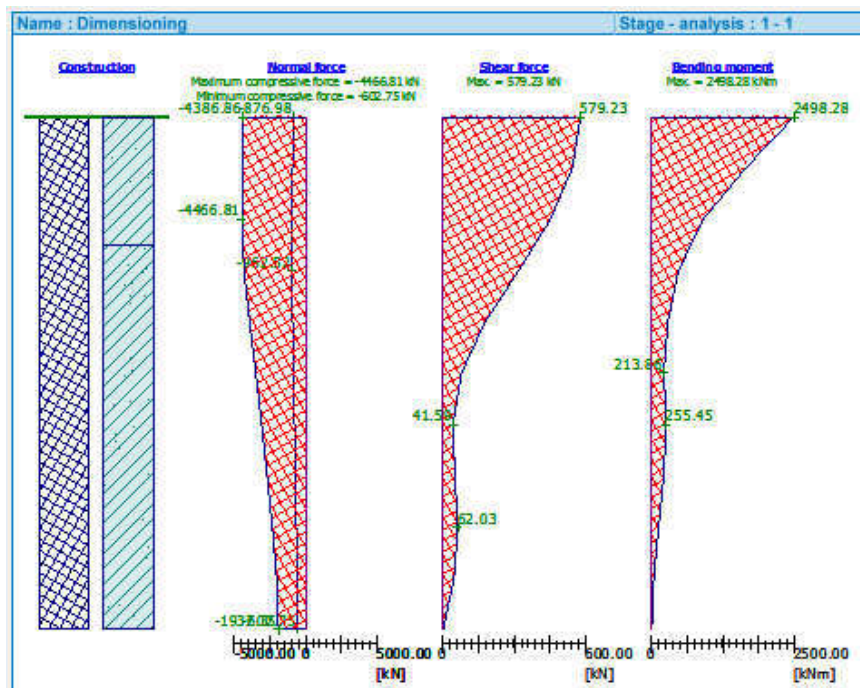


Figure IV.79 : Diagrammes des efforts.

Le ferrailage des pieux s'effectuera avec les données citées ci-dessous :

Figure IV.80 : Dimensionnement des armatures des pieux sous pile.

D'après le logiciel, le ferrailage et les dimensions des pieux sont satisfaisants vis-à-vis des normes choisies :

- On prend 16 HA 32 comme barres longitudinales
- Les espacements entre les armatures transversales sont de : 7,5cm

IV .5.1 Redimensionnement des pieux sous la pile

Après des calculs avec différents diamètres et longueur on a adopté les pieux de 8m de longueur et de 0.9m de diamètre ce qui donne les résultats suivants :

a) Méthode analytique

▪ Cas permanent

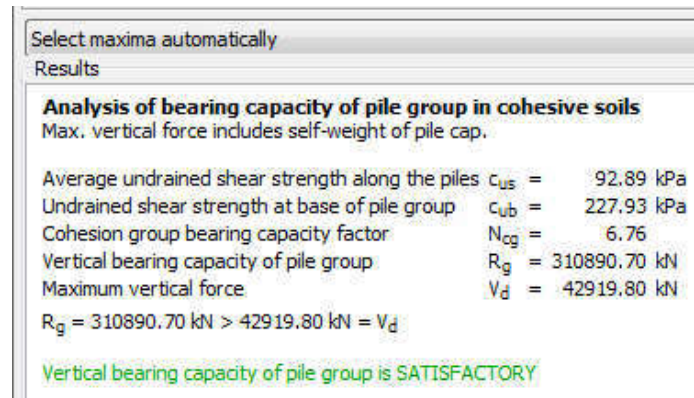


Figure IV.81 : Résultat d'analyse de la capacité portante (cas permanente).

▪ Cas sismique

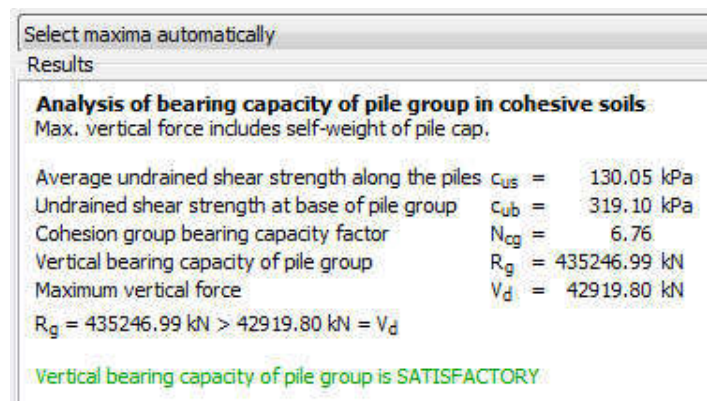


Figure IV.82 : Résultat d'analyse de la capacité portante (cas sismique)

Dans les deux cas (statique et sismique), La capacité portante des pieux est très grande par rapport à la charge supportée par les pieux

La capacité portante verticale est donc admissible

➤ Analyse de Tassement sous-groupe de pieux

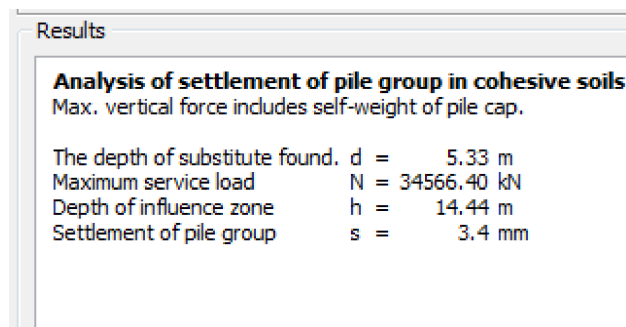


Figure IV .83 : Résultat d'analyse de Tassement sous-groupe de pieux de la pile.

b) Méthode du ressort

Tableau IV.6: Récapitulatif des efforts internes et déplacements max au niveau des pieux.

Chargement	Moments de flexion (KN.m)		Force de cisaillement (KN)		Force normal (KN)	Déplacement (mm)		
	M_x	M_y	T_x	T_y	N	X	Y	Z
ELU-1	29,12	-5,99	1,38	-7,71	-3356,05	-0,08	-0,66	5,49
ELU-2	2281,73	-243,54	59,59	-565,86	-1838,63	-4,06	-40,28	6,73
ELS-1	21,54	-4,44	1,02	-5,74	-2686,84	-0,06	-0,50	4,42
ELS-2	1697,64	-180,37	44,13	-421,04	-1559,19	-3,01	-29,98	5,34
ACC-1-EX	213,61	-1021,92	243,84	-52,82	-4013,26	-15,25	-3,73	6,41
ACC-1-EY	19,12	-14,19	3,36	-5,14	-2698,66	-0,20	-0,45	4,44
ACC-1-EZ	135,72	-287,53	69,37	-33,93	-3070,06	-4,51	-2,47	5,11
ACC-2-EX	-204,02	-997,62	245,60	-54,58	-937,45	-17,09	-5,55	6,44
ACC-2-EY	1695,93	-181,54	44,41	-420,62	-1561,10	-3,03	-29,95	5,35
ACC-2-EZ	1669,21	-188,11	45,73	-414,08	-1623,84	-3,05	-29,51	5,45

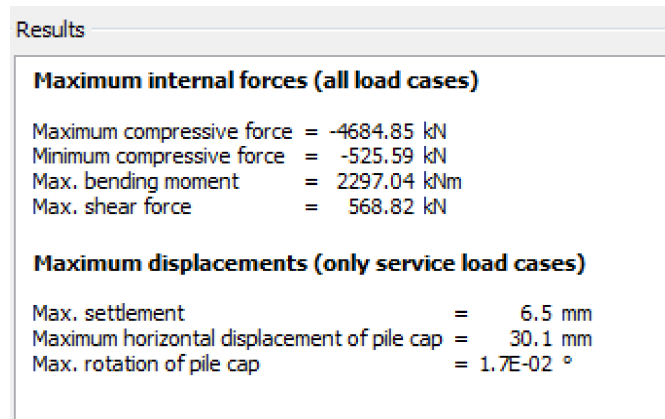


Figure IV.84 : Résultat d'analyse de Tassement sous-groupe de pieux de la pile.

Le tassement et le déplacement maximum de groupe de pieu est en dessous du seuil critique fixé à 5 cm.

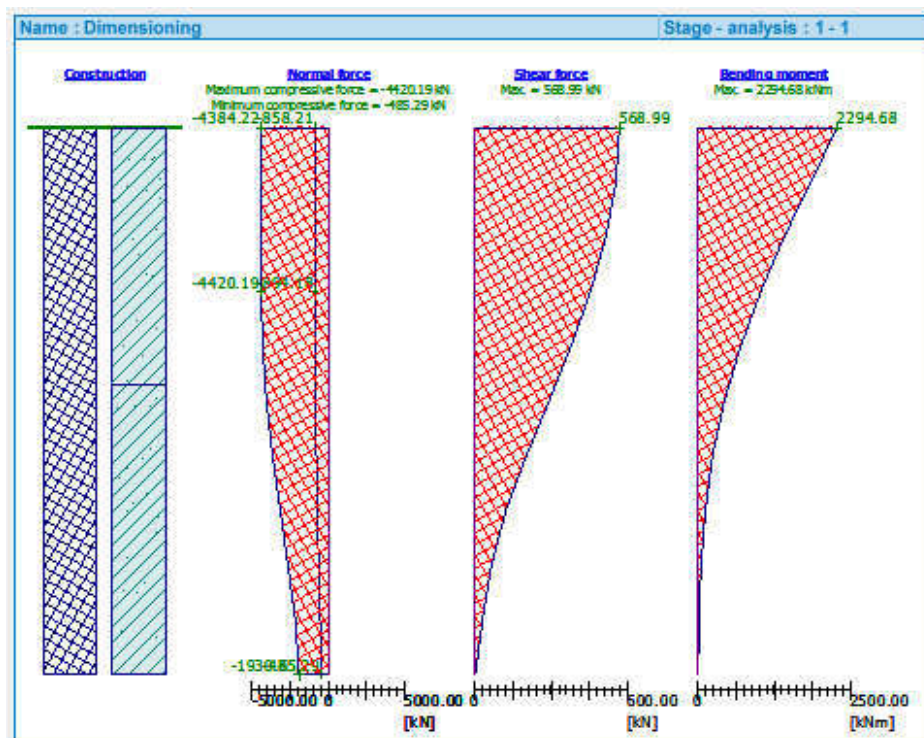


Figure IV.85 : Diagrammes des efforts.

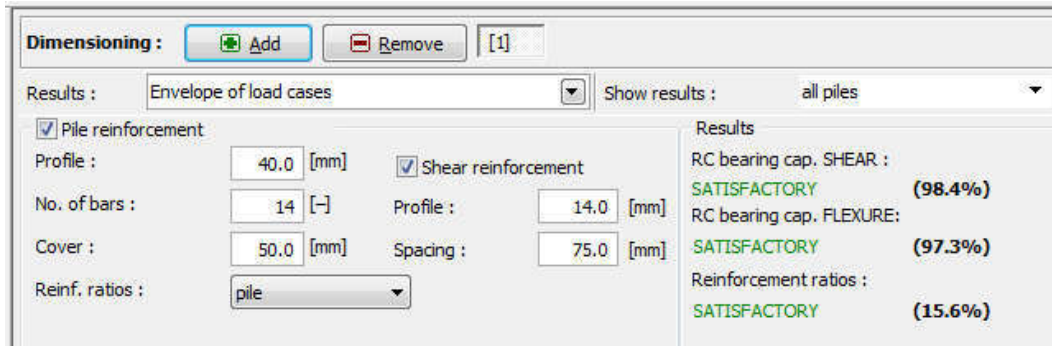


Figure IV.86: Dimensionnement des armatures des pieux sous pile.

Comparaison des résultats obtenus

Tableau IV. 7 : Tableau comparatif des principaux résultats obtenus.

	Pieu utilise sur site	Pieu redimensionné
Diamètre(m)	1,20	0,9
Longueur(m)	15	8
Nombre de pieu	16	16
Capacite portante (KN)	Permanente	310890,72
	Sismique	435246,99
Tassement (cm)	0,39	0,65
Déplacement horizontal (cm)	1,61	3,01
Ferraillage	16HA32	14HA40

On constate que :

La solution des pieux de diamètres 90cm bien qu'elle soit économique.

L'états des efforts supportés par le groupe de pieux frôlent les limites acceptées.

IV.6. Conclusion

Dans ce chapitre on a modélisé la culée et les pieux sous pile et culée réalisée sur site par le logiciel GEO5.

La modélisation nous a permis de faire une comparaison du point de vue sécuritaire et technique et rentabilité entre une BERLINOISE et une CULEE.

La BERLINOISE exige un soin très particulier lors de sa mise en œuvre. Et surtout au niveau de la liaison de la tête de la berlinoise avec le tablier du pont et de la dalle de transition. De plus des tirants ont été nécessaires pour stabiliser la berlinoise dans les régions sismiques.

La BERLINOISE peut être favorable pour les régions non sismiques et pour les ouvrages de pont de petite ampleur.

La solution de la berlinoise paraît exagérée vue l'importance du profil et la profondeur de la fiche. Donc cette solution n'est pas ni économique ni sécuritaire à long terme.

Pour des raisons de sécurité et de pérennité les berlinoises sont généralement utilisées comme ouvrage temporaires.

La CULEE paraît être une solution plus acceptable.

En conclusion nous estimons que l'utilisation de la CULEE classique est plus appropriée dans notre cas. Ce choix assure une sécurité consistante et réconfortante et une mise en œuvre facile.

Concernant le groupe de pieux sous les piles on a proposé de le redimensionner afin de réduire le coût de réalisation tout en assurant une sécurité minimale.

Pour tenir compte des aléas futures lors des travaux d'exécution, on adoptera la solution des pieux de diamètre 1.20m.

CHAPITRE V :
Étude de la superstructure du
viaduc

V.1 Introduction

Ce chapitre consiste à donner les caractéristiques des matériaux (béton, acier) qui est en relation directe avec le calcul des éléments principaux de la superstructure. Dans nos calculs, on se base sur trois règlements (BAEL, RPOA, RPA).

V.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux

V.2.1 le béton :

Le béton est dosé à $400 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3}$ de ciment CPA 325.

V.2.1.1 La densité :

La masse volumique du béton armé $\gamma = 25 \text{Mpa}$

V.2.1.2 La résistance à la compression :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \geq 40 \text{Mpa}$$

Dans notre projet le béton pour :

- La poutre : $f_{c28} = 40 \text{Mpa}$;
- Le chevêtre : $f_{c28} = 27 \text{Mpa}$;
- La pile : $f_{c28} = 27 \text{Mpa}$;

V.2.1.3 La résistance à la traction :

Les règles BAEL donnent les relations suivantes

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 2,22 \text{ Mpa (pour } f_{c28} = 27 \text{Mpa)}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 3 \text{ Mpa (pour } f_{c28} = 40 \text{Mpa)}$$

V.2.1.4 Déformations longitudinales du béton :

Le module de déformation longitudinale pour le béton est défini par les règles B.A.E. L comme suite:

- Module de déformation instantané du béton

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa), Pour une durée d'application inférieure à 24 heures}$$

- Module de déformation sous chargement de longue durée

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)} ; E_{vj} : \text{ module de deformation différée}$$

V.2 .1 .5 Déformation transversale du béton :

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} ; \quad \nu: \text{Coefficient de poisson}$$

$$\nu = \begin{cases} 0 & \rightarrow \text{pour un beton fissure (ELU)} \\ 0,2 & \rightarrow \text{pour un beton non fissure (ELS)} \end{cases}$$

V.2 .1 .6 Contraintes admissibles :**a) Contraintes ultimes de compression à l'ELU.**

Les règles B.A.E.L donnent la valeur de la contrainte admissible à la compression

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression à 28 jours

$$\gamma_b: \text{Coefficient de sécurité} = \begin{cases} 1,5 & \rightarrow \text{en situation durables} \\ 1,15 & \rightarrow \text{en situation accidentelle} \end{cases}$$

θ : Coefficient fixé à :

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

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

0.85 : lorsqu'elle est inférieure à 1h.

Tableau V -1 : Des valeurs de f_{c28} et f_{bu} .

Situation durable ou transitoire		Situation accidentelle	
$f_{c28} = 27\text{Mpa}$	$f_{c28} = 40\text{Mpa}$	$f_{c28} = 27\text{Mpa}$	$f_{c28} = 40\text{Mpa}$
$f_{bu} = 15,3\text{Mpa}$	$f_{bu} = 22,67$	$f_{bu} = 19,95$	$f_{bu} = 29,57$

b) Contrainte limite de service ELS.

La contrainte admissible de compression du béton est calculée avec l'expression suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

V.2 .2 caractéristiques de l'acier utilise

V.2 .2 .1 Acier du béton armé :

dans notre projet les aciers utilisés sont des aciers courants à haut Adhérence de classe Fe E50A

La limite élastique : $f_e = 500$ MPa

Module d'élasticité longitudinale de l'acier : $E_s = 21 \times 10^4$ Mpa

V.2 .2 .2 Contrainte limite de traction :

À l'état limite ultime (ELU)

$$\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \rightarrow \text{en situation accidentelle} \\ 1,15 & \rightarrow \text{en situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

À l'état limite de service (ELS)

Fissuration peu nuisible $\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s}$

Fissuration préjudiciable $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right)$

Fissuration très préjudiciable $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{n \times f_{tj}}\right)$

Avec :

$$n = \begin{cases} 1 & \rightarrow \text{pour les treillis soudee et les ronds lisses} \\ 1,6 & \rightarrow \text{pour les aciers a haut adhernce} \end{cases}$$

Tableau V -2 : Caractéristique des matériaux.

	C cm	Résistance				Acier				
		F _{c28} (Mpa)	F _{t28} (Mpa)	γ _b	F _{bc} (Mpa)	F _e E (Mpa)	γ _s	σ _s (Mpa)	α _r	μ _r
La poutre	3	40	3,00	1,5	22,66	500	1,15	434,78	0,371	0,252
Le chevêtre	5	27	2,22	1,5	15,3	500	1,15	434,78	0,371	0,252
La pile	5	27	2,22	1,5	15,3	500	1,15	434,78	0,371	0,252

V .3 Etude des éléments principaux de la superstructure

V .3.1 La poutre

Les dimensions géométriques de la poutre ont été fournies par le dossier qui nous a été remis (voir annexes).

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	596.40	238.98	2013.51	188.63	11318.58	110.31
Barre	83	73	73	80	80	74
Point	orig. (1942)	to x=34.54 (+)	to x=35.04 (+)	auto x=1.50 (+)	uto x=18.02 (-)	auto x=2.00 (-)
Cas	14 (C)	14 (C)	14 (C)	14 (C)	14 (C)	14 (C)
MIN	-553.91	-181.51	-2338.92	-182.27	-2317.68	-107.79
Barre	86	73	73	80	73	78
Point	extr. (1946)	auto x=2.00 (+)	auto x=1.00 (-)	to x=33.04 (+)	auto x=1.00 (-)	auto x=2.00 (-)
Cas	14 (C)	14 (C)	14 (C)	14 (C)	14 (C)	14 (C)

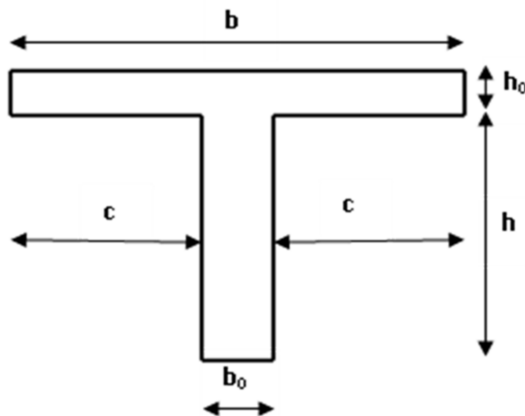
Figure V.1 : Les valeurs au niveau des poutres selon la combinaison la plus défavorable : ELU (1,35G +1,6A (l))

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	443.41	177.61	1497.45	140.04	8417.62	82.00
Barre	83	73	73	80	80	74
Point	orig. (1942)	to x=34.54 (+)	to x=35.04 (+)	auto x=1.50 (+)	uto x=18.02 (-)	auto x=2.00 (-)
Cas	10 (C)	10 (C)	10 (C)	10 (C)	10 (C)	10 (C)
MIN	-411.61	-134.91	-1739.61	-135.14	-1723.85	-80.13
Barre	86	73	73	80	73	78
Point	extr. (1946)	auto x=2.00 (+)	auto x=1.00 (-)	to x=33.04 (+)	auto x=1.00 (-)	auto x=2.00 (-)
Cas	10 (C)	10 (C)	10 (C)	10 (C)	10 (C)	10 (C)

Figure V .2 : Les valeurs au niveau des poutres selon la combinaison la plus défavorable : ELS (G+ 1,2A(l)).

V .3.1.1 Ferrailage de la poutre a la flexion simple

Le ferrailage de la poutre se fait en section T



La géométrie : $b=100\text{cm}$; $b_0 =65\text{cm}$; $h= 160\text{cm}$; $h_0=20\text{cm}$; $n=15$.

ELU :

$$M_u = 11318,58 \text{KN.m}$$

$$d = 0,9h = 1,44 \text{m};$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 \times F_{c28}}{\gamma_b} = 22,67 \text{Mpa}$$

$$M_t = b \times h_0 \times F_{bc} \left(d - \frac{0,8 \times h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 1 \times 0,20 \times 22,67 \times 10^3 \times \left(1,44 - \frac{0,16}{2} \right)$$

$$M_t = 6166,24 \text{KN.m} < M_u = 11318,58 \text{KN.m}$$

Donc : dans lame

$$M_d = \frac{b-b_0}{b \times M_t} = \frac{1-0,65}{1 \times 6,16 \times 10^3} = 17600 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u - M_d}{b_0 \times d^2 \times F_{bc}}$$

$$\mu = \frac{11318,58 - 17600}{0,65 \times 1,44^2 \times 22,67 \times 10^3} = -0,205$$

$$\mu = -0,205 < \mu_r = 0,252$$

$$A_{sc} = 0.$$

$$\alpha = \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0,8} \right) = -0,23$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 1,57 \text{m}$$

$$A_{s1} = \frac{M_u - M_d}{z \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 434,78 \text{Mpa}$$

$$A_{s1} = \frac{11318,58 - 17600}{1,57 \times 434,78 \times 10^3} = -9,20 \text{cm}^2$$

$$A_{s0} = \frac{M_d}{(d - 0,5h_0) \times \sigma_s}$$

$$A_{s0} = \frac{17600}{(1,44 - 0,5 \times 0,20) \times 434,78 \times 10^3} = 302,09 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = A_{s1} + A_{s0}$$

$$A_{st} = 292,89 \text{cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage 24HA40=301,57cm² (voir annexe).

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \geq \frac{0,23 \times F_{t28}}{F_e}$$

$$A_{st} \geq \frac{0,23 \times F_{t28}}{F_e} \times b \times d$$

$$A_{st} \geq \frac{0,23 \times 3}{500} \times 1 \times 1,44 \times 10^4 = 19,87 \text{cm}^2$$

CHAPITRE V : Etude de la superstructure du viaduc.

$$A_{st} = 301,57\text{cm}^2 \geq 19,87\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

➤ Armateur de Répartition :

$$\frac{A_{st}}{4} \leq A_r \leq \frac{A_{st}}{2} = 75,39\text{cm}^2 < A_r < 150,78\text{cm}^2$$

Choix : 10 HA40 $A_{st} = 125,7\text{cm}^2$ (voir annexe).

➤ Armateur transversale :

$$\phi_t > \frac{1}{3} \times \phi_t = \frac{1}{3} \times 40 = 13,33\text{mm}.$$

$$\phi_t = 14\text{mm}$$

➤ Espacement d'après le R.P.A :

Zone nodale $\text{esp} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right)$: $\text{esp} = 15\text{cm}$.

Zone courante : $\text{esp} \leq \min\left(\frac{h}{2}\right)$ $\text{esp} = 25\text{cm}$.

Le tableau suivant résume les restes de résultat

Tableau V -3 : Résumé des résultats de calcul de ferrailage à l'ELU en Travée (poutre).

M_u (KN. m)	11318,58
Z(m)	1,57
A_s^{cal} (cm^2)	292,89
Choix	24HA40
A_s (cm^2)	301,57

ELS:

$$M_{ser} = 8417,62\text{KN.m}$$

il faut vérifier ces deux condition: $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$; $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b x^2}{2} + n \times A_{sc}(x - d') - n \times A_{st}(d - x) = 0$$

Avec :

$$A_{sc} = 0 ; \quad n: \text{coefficient d'équivalence} = 15$$

$$50x^2 - 15 \times 301,57 \times (1,44 - x) = 0$$

$$50x^2 + 4523,55x - 6513,91 = 0$$

$$x = 1,41\text{ cm}$$

$$I = \frac{b x^3}{3} + n A_{st}(d - x)^2 = \frac{1 \times 0,014^3}{3} + 15 \times 301,57 \times 10^{-4} \times (1,44 - 0,014)^2$$

$$I = 0,919\text{m}^4$$

➤ Détermination des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8417,62 \times 10^{-3} \times 1,41 \times 10^{-2}}{0,919} = 0,12 \text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times F_{c28} = 0,6 \times 40 = 24 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,12 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 24 \text{Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s \times (d-x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{22144,74 \times 10^{-3} \times (1,44 - 1,42 \times 10^{-2})}{0,919}$$

$$\sigma_{st} = 195,89 \text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} F_e, \max(0,5 F_e, 110 \sqrt{n F_{t28}}) \right)$$

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06 F_{c28} = 3 \text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 500 \max(0,5 \times 500; 110 \sqrt{1,6 \times 3}) \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (333,33 \text{Mpa}, \max(250 \text{Mpa}; 240,99 \text{Mpa}))$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 250 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 195,89 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 250 \text{Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

V .3.1.2 Vérification de la flèche :

E: module de young. ; I: moment d'inertie. L = 36m.

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I} < \frac{L}{1000} + 0,5$$

$$E = 3,2 \times 10^7 \text{KN/m}^2$$

$$q = 1,35G + 1,6A (l)$$

$$q = 1,35 \times 229,97 + 1,6 \times 102,84$$

$$q = 474,76 \text{KN/ml}$$

$$I = 0,919 \text{m}^4$$

$$f = \frac{5 \times 474,76 \times 36^4}{384 \times 3,2 \times 10^7 \times 0,919} = 0,353 \text{m} = 35,30 \text{cm} > \frac{3600}{1000} + 0,5 = 4,1 \text{cm} \rightarrow \text{Condition non}$$

vérifiée.

Remarque : Pour remédier à ce problème on est obligé de renforcer les poutres avec des câbles de précontraintes, qui ne fait pas l'objet de notre étude.

V.3.1.3 Vérification d'effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 2013,51 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{2013,51 \times 10^{-3}}{1 \times 1,44} = 1,39 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\text{adm}} = \min\left(0,15 \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,7 \text{ Mpa}$$

$\tau_{\text{adm}} = 2,7 \text{ Mpa} > \tau_u = 1,39 \text{ Mpa} \rightarrow$ **Condition vérifiée .**

V .3.2 le chevêtre

Le chevêtre est un élément porteur sur lequel repose les poutres. Le rôle du chevêtre est d'assurer le transfert de la descente de charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier aux piles.

Les dimensions géométriques de chevêtre ont été fournies par le dossier qui nous a été remis (voir annexes).

La largeur : 3,50m ; La hauteur : 3,65m ; La longueur : 13,25m.

Le tableau suivant présente les valeurs des moments maximums et les efforts tranchants pour les deux combinaisons ELU et ELS.

Tableau V-4 : Les effort tranchant et moments fléchissant de chevêtre selon la combinaison la plus défavorable.

	ELU	ELS
Tmax(KN)	3792,53	2813,32
Mmax(KN.m)	5025,10	3727,64



Figure V-2 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (1,35G + 1,6A (I)).



Figure V-3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (1,35G + 1,6A(l)).



Figure V-4 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS : (G+ 1,2A(l)).



Figure V-5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS : (G+ 1,2A(l)).

V.3.2.1 Ferrailage du chevet à la flexion simple.

a) Armature longitudinale

a).1 Armature supérieure en travée :

ELU: $M_u = 5025,10 \text{ KN.m}$

$b = 3,5\text{m}$; $h = 3,65\text{m}$

$d = 0,9h = 3,285\text{m}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$d' = 0,1h = 0,365\text{m}$; $F_{c28} = 27\text{Mpa}$; $F_{t28} = 2,22\text{Mpa}$; $F_e = 500\text{Mpa}$.

$\mu_r = 0,252$

$$F_{bc} = \frac{0,85 \times F_{c28}}{\gamma_b} = 15,3 \text{Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bc}} = \frac{5025,10 \times 10^{-3}}{3,5 \times 3,285^2 \times 15,3} = 8,69 \times 10^{-3} < \mu_r = 0,252 \rightarrow \text{Section simple d'armature}$$

cad les armatures de compression ne participant pas dans la résistance

On a:

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,010$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 3,285 \times (1 - 0,4 \times 0,010) = 3,27 \text{m}$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{Mpa}$$

$$A_s = \frac{5025,10 \times 10^{-3}}{3,27 \times 434,78} = 35,34 \text{cm}^2$$

On a trouvé une section très faible donc on prévoit un ferrailage minimal donnée par le R.P.O.A le pourcentage minimale donnée par le R.P.O.A est de 0,5% de la section .

$$A_{\min} = \frac{0,5}{100} \times (78300) = 391,5 \text{cm}^2$$

On adopte alors un ferrailage 32HA40=402,13 cm² (voir annexe).

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \geq \frac{0,23 \times F_{t28}}{F_e}$$

$$A_{st} \geq \frac{0,23 \times F_{t28}}{F_e} \times b \times d$$

$$A_{st} \geq \frac{0,23 \times 2,22}{500} \times 1 \times 3,285 \times 10^4 = 33,55 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 402,13 \text{cm}^2 \geq 33,55 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

➤ **Armateur de Répartition :**

$$\frac{A_{st}}{4} \leq A_r \leq \frac{A_{st}}{2} = 100,53 \text{cm}^2 \leq A_r \leq 201,06 \text{cm}^2$$

$$\text{Choix : } 14\text{HA}32 \quad A_{st} = 104,6 \text{cm}^2 \text{ (voir annexe).}$$

➤ **Armateur transversale :**

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l = \phi_t \geq \frac{1}{3} \times 40 = 13,33 \text{mm}$$

$$\phi_t = 14 \text{mm}$$

➤ **Espacement d'après R.P.A :**

Zone nodale : $esp \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30\text{cm}\right) \rightarrow esp = 20\text{cm}$

Zone courant : $esp \leq \frac{h}{2} \rightarrow esp = 30\text{cm}$

Le tableau suivant résume les restes de résultat

Tableau V -5 : Résumé des résultats de calcul de ferrailage à l'ELU en Travée (chevêtres).

M_u (KN. m)	5025,10
μ_u	$8,69 \times 10^{-3}$
Z(m)	3,27
A_s^{cal} (cm ²)	391,50
Choix	32HA40
A_s (cm ²)	402,13

ELS:

$$M_{ser} = 3727,64 \text{ KN.m}$$

il faut vérifier ces deux condition: $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$; $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b x^2}{2} + n \times A_{sc}(x - d') - n \times A_{st}(d - x) = 0$$

Avec :

$$A_{sc} = 0 ; \quad n: \text{coefficient d'équivalence} = 15$$

$$175x^2 - 6031,95(328,5 - x) = 0$$

$$175x^2 + 6031,95x - 1981495,57 = 0$$

$$x_1 = 90,56\text{cm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + n A_{st}(d - x)^2 = \frac{3,50 \times 0,90^3}{3} + 15 \times 0,0402(3,285 - 0,90) = 2,28\text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3727,64 \times 10^{-3} \times 90,56 \times 10^{-2}}{2,28} = 1,48\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times F_{c28} = 0,6 \times 27 = 16,2\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,48\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 16,2\text{Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s \cdot (d-x)}{I} = 15 \times \frac{3727,64 \times 10^{-3} \times (3,285 - 0,905)}{2,28}$$

$$\sigma_{st} = 58,36\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} F_e; \max(0,5 F_e, 110 \sqrt{n F_{t28}}) \right)$$

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06 F_{c28} = 2,22 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 500; \max(0,5 \times 500; 110 \sqrt{1,6 \times 2,22}) \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (333,33 \text{ Mpa}, \max(250 \text{ Mpa}; 207,31 \text{ Mpa}))$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 58,36 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 250 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 3792,53 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{3792,53 \times 10^{-3}}{3,5 \times 3,285} = 0,32 \text{ MPA}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0,15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) = 2,7 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,32 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 2,7 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3.3 la Pile

V.3.3.1. Etude de flambement

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

l_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

La pile considérée comme une console encastree dans la semelle, appui dans le chevetre.

On doit vérifier la condition suivante : $\lambda < 50$.

$$L_f = 0,7 \times h_{\text{pile}}$$

$$L_f = 0,7 \times 21,76 = 15,23 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{a^3 \times b}{12(a \times b)}}} = \frac{l_f}{\frac{a}{\sqrt{12}}} = \frac{\sqrt{12} \times l_f}{a}$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times (15,23 \times 10^2)}{2,5 \times 10^2} = 21,10 < 50$$

Donc il n'y a pas risque de flambement avec $B=15 \text{ m}^2$.

V.3.3.2 Ferrailage de la pile a la flexion composée

La pile est soumise à la base à un moment et un effort normal, donc il sera ferrillé en flexion composée, sous les efforts engendrés par la condition sismique, le ferrailage des pile sera fait par le logiciel (Socotec) qui permet de calculer les sections d'aciers selon les règles BAEL91 à l'état limite ultime (ELU), de calculer et vérifier les contraintes dans l'acier et le béton selon les règles BAEL91 à l'état limite de service (ELS).

On ferrille la pile la plus défavorable, et on ferrille les autres piles avec le même ferrailage.

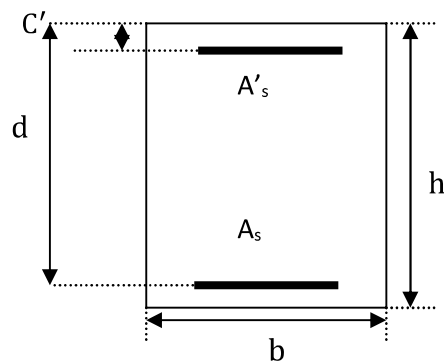


Tableau V -6: Combinaison accidentelles $G+ 1,2A+E_x$ donnant le réaction et moment maximal pour la Pile

Combinaison	N_{max}	My_{max}
$G+ 1,2A+E_x$	24119,12 KN	65163,67 KN.m

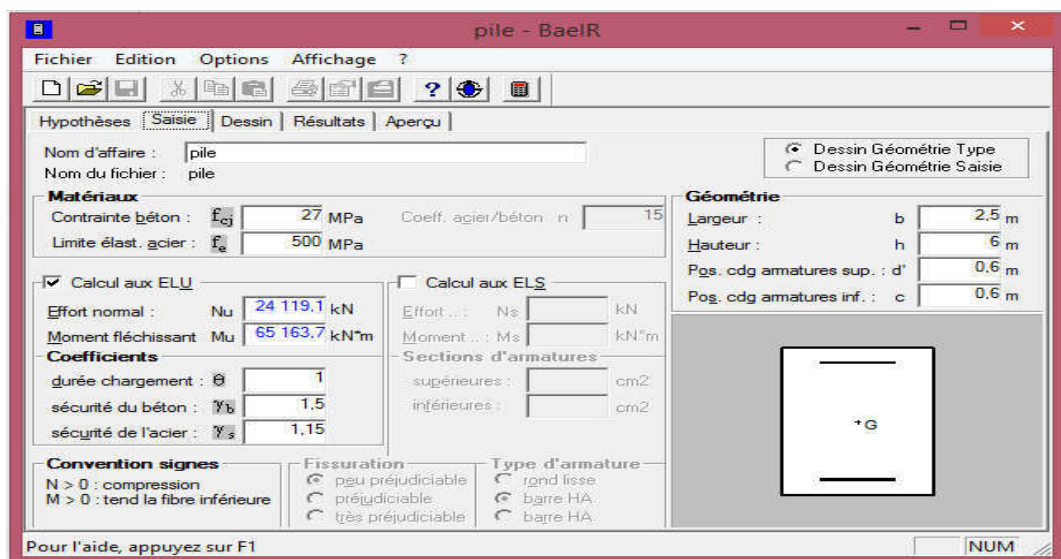


Figure V-6 : les caractéristiques de la pile dans la combinaison $G+ 1,2A+E_x$

CHAPITRE V : Etude de la superstructure du viaduc.

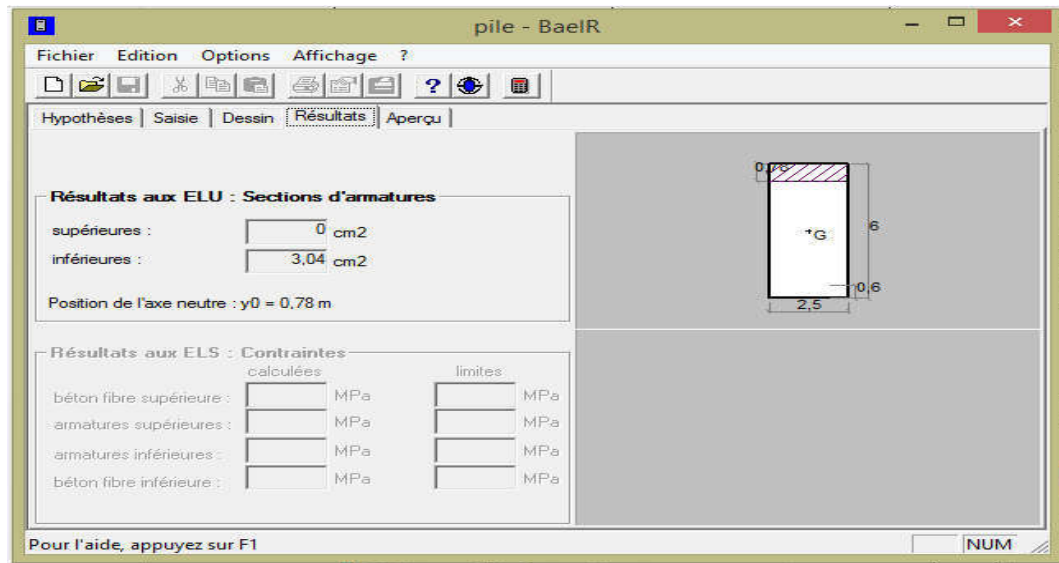


Figure V-7 : Résultats de section d'armature dans la combinaison $G+ 1,2A+E_x$

D'après le logiciel SOCOTEC, on trouve la section d'armature, $A_s = 3,04 \text{ cm}^2$

Donc on prend : $2HA14 \rightarrow 3,08 \text{ cm}^2$ (voir annexe).

Tableau V -7: Combinaison accidentelles $G+ 1,2A+E_y$ donnant le réaction et moment maximal pour la Pile

Combinaison	N_{\max}	Mx_{\max}
$G+ 1,2A+E_y$	$N_{\max} = 20726,36 \text{ KN}$	$18679,12 \text{ KN.m}$

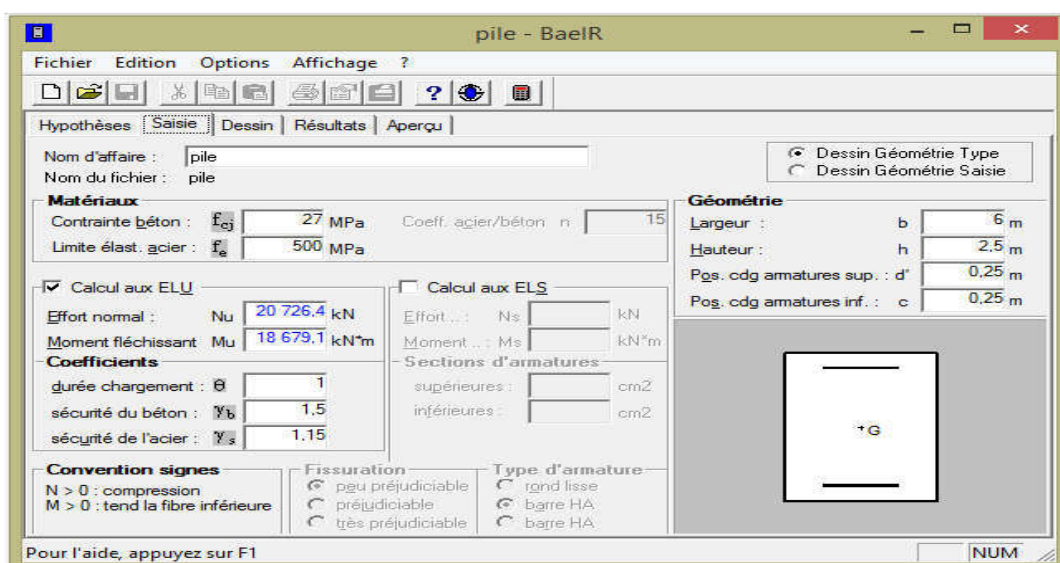


Figure V-8 : les caractéristiques de la pile dans la combinaison $G+ 1,2A+E_y$

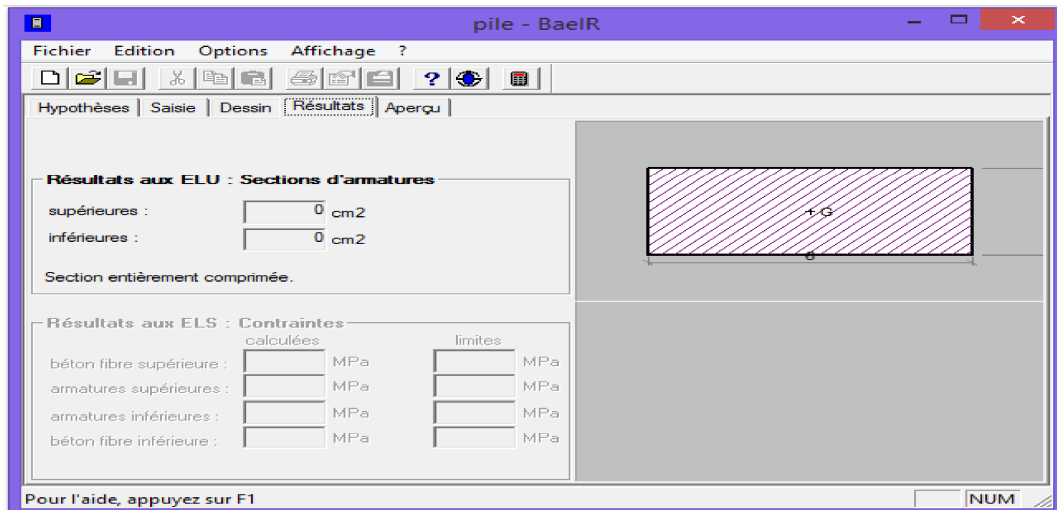


Figure V-9 : Résultats de section d'armature dans la combinaison : G+ 1,2A+y

D'après le logiciel SOCOTEC, on trouve la section d'armature, $A_s = 0 \text{ cm}^2$

On vérifie le ferrailage minimal donnée par le R.P.O.A.

$$A_{\min} = 0,9\%B = \frac{0,9}{100} \times (600 \times 250) = 1350 \text{ cm}^2$$

On adopte ferrailage de : 75 HA 32 + 60 HA 40 \rightarrow 1356,9 cm^2 (voir annexe).

➤ **Armateur transversale :**

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l = \phi_t \geq \frac{1}{3} \times 40 = 13,33 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 14 \text{ mm}$$

➤ **Espacement d'après le R.P.A :**

Zone nodale $\text{esp} \leq 10 \text{ cm}$: $\text{esp} = 10 \text{ cm}$.

Zone courante : $\text{esp} \leq \min \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right)$ $\text{esp} = 20 \text{ cm}$.

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 24119,12 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{24119,12 \times 10^{-3}}{2,5 \times 5,4} = 1,78 \text{ MPA}$$

$$\tau_{\text{adm}} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) = 2,7 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 1,78 \text{ Mpa} < \tau_{\text{adm}} = 2,7 \text{ Mpa} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

V.4 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fait l'étude des éléments principaux de la super structure du viaduc.

Le calcul a été fait manuellement sauf pour la pile.

Dans cette étude on n'a pas tenu compte des câbles de précontraints pour les poutres ce qui nous limité pour la vérification de la flèche. Etude qui n'était pas prévue dans notre projet.

Pour les poutres et les chevêtres les efforts utilisés ont été fournis par le logiciel ROBOT. Et la vérification a été mené manuellement afin d'apporter une touche manuelle à notre travail ainsi étaler les connaissances acquises pour le calcul de RDM et du Béton.

La vérification des éléments vis avis des efforts nous a permis de conclure que les dimensions des poutres, chevêtre et pile sont acceptables.

Conclusion générale

Le but de notre travail est l'étude de l'infrastructure et de la superstructure d'un pont viaduc.

Cette étude nous a permis d'approfondir nos connaissances utiles dans le domaine des ouvrages d'art et plus précisément le pont et de savoir appliquer les règlements en vigueur (fascicule 61 titre II, RPOA, BAEL), aussi d'acquérir des connaissances sur certains logiciels tel que ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, GEO5 et SOCOTEC.

Au cours de ce travail il nous a été permis d'approfondir nos connaissances sur la conception et le calcul des ouvrages d'art.

Il nous a été donné de manipuler les outils informatiques et d'utiliser des méthodes numériques pour mener à bien ce travail.

Cette étude pourrait servir dans l'avenir pour l'étude de la solution berlinoise pour des ouvrages et régions adéquates.

Au cours de notre formation nous avons mis en pratiques toutes les connaissances acquises durant nos années d'étude.

Nous avons constaté que l'étude de l'infrastructure exige des connaissances approfondies sur l'étude géotechniques des sols et de l'interaction sol structure sans cela l'étude des ouvrages serait taches d'une certaine fiabilité du point de vue sécurité.

Références

- [1] : Dr.M. ABDESSMED. Cour voies est ouvrage d'art université SAAD DAHLEB BLIDA.
- [2] : Leguen M, pujades P. Document ressource les ponts. Académie Versailles, 2008.
- [3] : Calgaro J.A. Projet et construction des ponts : Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants. 2^{ième} édition ponts et chaussées, 1991.
- [4]: Ousmane M. Yobo M simple. Conception de la structure du nouveau pont de diadrome. et choix de ses fondations. Mémoire ingénieur de conception, université Cheikh anta diop, Dakar, 2004.
- [5] : Via 23.7 Rapport Géotechnique Rev05.
- [6] : Etude d'exécution ; RA4-EXE-STR-VIA23.7-001.
- [7] : Bouafia.A. Mécanique des sols appliqués aux problèmes résolus, office des publications Universitaires, Alger, 2000.
- [8] : Dr. ABED. Y. Cour essai géotechnique Université SAAD DAHLAB BLIDA 1.
- [9] : Berga.A. Elément de mécanique des sols, centre universitaire de Béchar, 2004.
- [10] : LUC.S..Essai œdométrique et mesure de perméabilité notice du tp (iut gccd module mxg4).
- [11]: Laboratoire MEZAAD ROAD. Ra4-exe-geo-via23.7-rp01.
- [12] : Fascicule 61 titre II. Conception calcul et épreuves des ouvrages, programme de charges et épreuves des ponts routiers, ministère de l'équipement et du logement. France, 1980.
- [13]: RPOA. Règles Parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art. Ministère des travaux publics. Alger, 2008
- [14] : Guide technique des ouvrages de soutènements en parois composites ISSN 1151-1516.
- [15] : la norme homologuée NF P 94-282, de mars 2009 « Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – Écrans ».
- [16] : <https://construction-maison.ooreka.fr> > Faire construire sa maison > À la loupe La paroi berlinoise est un procédé de soutènement, provisoire ou définitif, ...Construction maison. /. Faire construire sa maison ... Écrit par les experts Ooreka
- [17] : BAEL : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé selon la méthode des états limites.
- [18] : RPA. Règles Parasismiques Algérienne RPA99 modifié en 2003.

ANNEXES

SONDAJ LOGU / BORING LOG

Nom du Projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km
 Coordonner : Km: 24+258 Viaduc
 Elevation (m) : Y: 4004311,78 X: 457200,97
 Profondeur du Sondage (m) : 30
 Forage : Atalay 76-300
 Conducteur de travaux : MAPA
 Date de début : 26.07.15
 Date de la fin : 27.07.15

INGENIEUR : HARUN S.SAGIR

DONNEES DES EAUX SOUTERRAINES			
profondeur (m)	DATE	HEUR	REMARQUES
			Abs d'eau

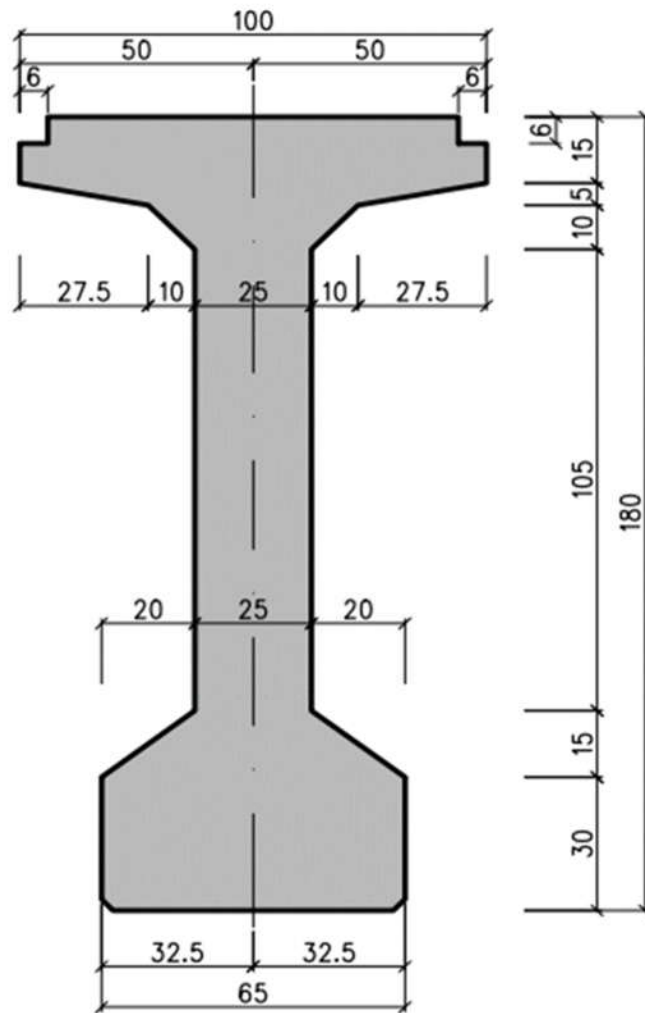
Enveloppe Diamètre Exterieur (mm) = 132 Diamètre Interieur (mm) = 122 Longueur (m) : 3

PROFONDEUR (m)	SINDYAU % REUPERATION	R.O.D. %	ÉCHANTILLON NO	ÉCHANTILLON DE PROFONDEUR	DESCRIPTION DU SOL	PROFIL DU SOL	FORCE	ARROSAGE	FRACTURE/30 cm	ANGLE DE FRACTURE	EAU PERDUES%	NORME DES ESSAIS DE PENETRATION								
												No. de coups			GRAPH					
												0-15	15-30	30-45	N ₃₀	10	20	30	40	50
1	33%				Gravel Angular to subangular, medium to coarse sized gravels slightly cemented by clay. angulaire à sous angulaire ,moyen moyenne de gros taille gravier légèrement cimenté															
2	26%																			
3																				
4	40%																			
5																				
6	100%				5,50 m Argile sableux															
	SPT		UD-1	5,50-6,00																
			SPT-1	6,00-6,50	marron clair plastique en bas meuble moyen dense								8	14	19	33				
7	90%																			
	SPT		SPT-2	8,00-8,50									13	21	26	47				
8																				
9	100%																			
10																				
11	90%		UD-2	10,80-11,20																
12	100%																			
13	100%												50/5			R				
14			UD-3	13,00-13,50	13,75 m Marne															
15	95%				gris verdatre plastique en haut dure								50/7			R				

REGIDITE		DENSITE		DOSAGE		FRACTURES / 30 cm	
N = 0 - 2 V.MOU	N = 0 - 4 Trés lâche	0 - 10 % Trace	> 1 large (W)				
N = 3 - 4 MOU	N = 5 - 10 Lâche	10 - 20 % Peilè	1 - 2 Modéré (M)				
N = 5 - 8 M.REGIDE	N = 11 - 30 Moyennement Dense	20 - 35 % Adjective (ou une)	2 - 10 ferme (C)				
N = 9 - 15 REGIDE	N = 31 - 50 Dense	35 - 50 % et	10 - 20 Intense (I)				
N = 16 - 30 V.REGIDE	N > 50 Trés Dense		> 20 ecrasé (Cr)				
N > 30 DURE							
RESISTANCE		INTEMPERIE		ROD.		UD : Echantillon paisible D : Echantillon perturbé SPT : Norme Pen. essais VST : Essais de cisaillement P : Essai de pressiometrie K : Echantillon de noyau	
I TRES FORE	I Frais	0 - 25 %	I Trés faible				
II FORE	II Igébrement altérés	25 - 50 %	II Faible				
III MOYEN	III Mod. résisté	50 - 75 %	III Foir				
IV FAIBLE	IV haulement résisté	75 - 90 %	IV Bon				
V TRES FAIBLE	V Comp. résisté	90 - 100 %	V Excellent				

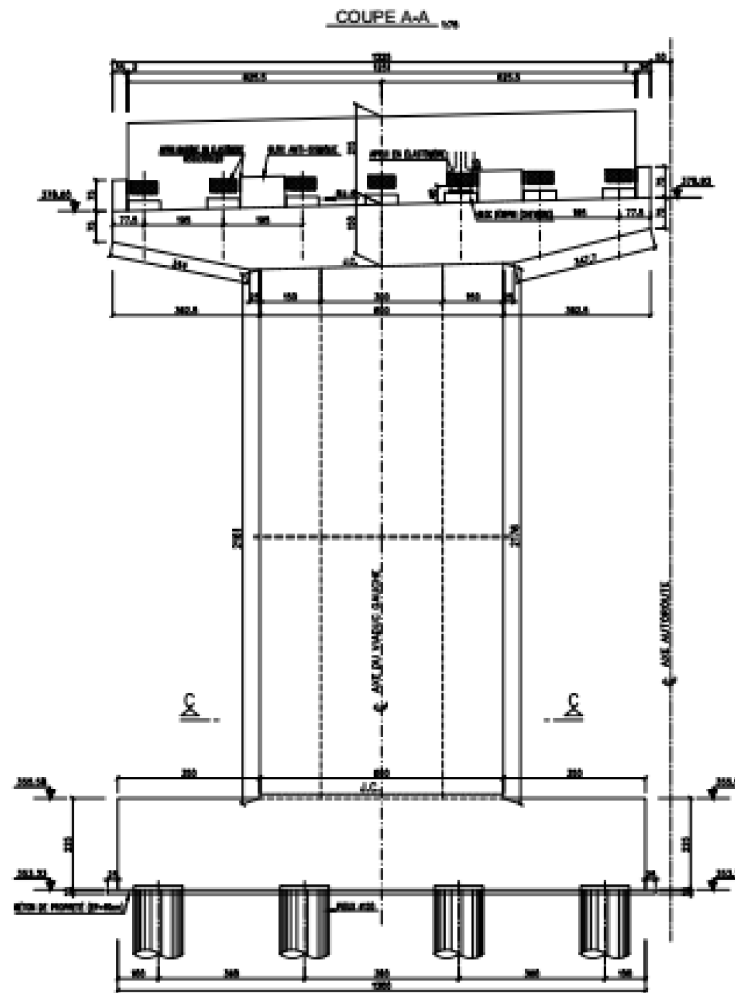
Annexe

Geometrie de la poutre



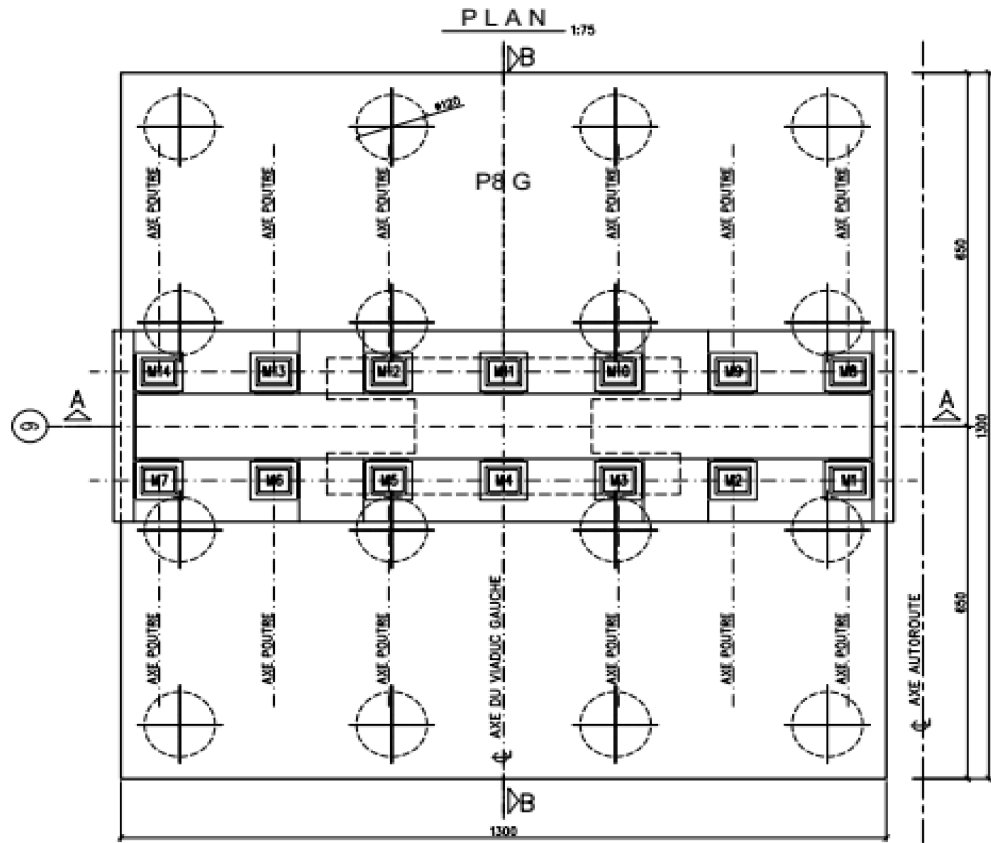
Annexe

Geometrie de la pile solícite



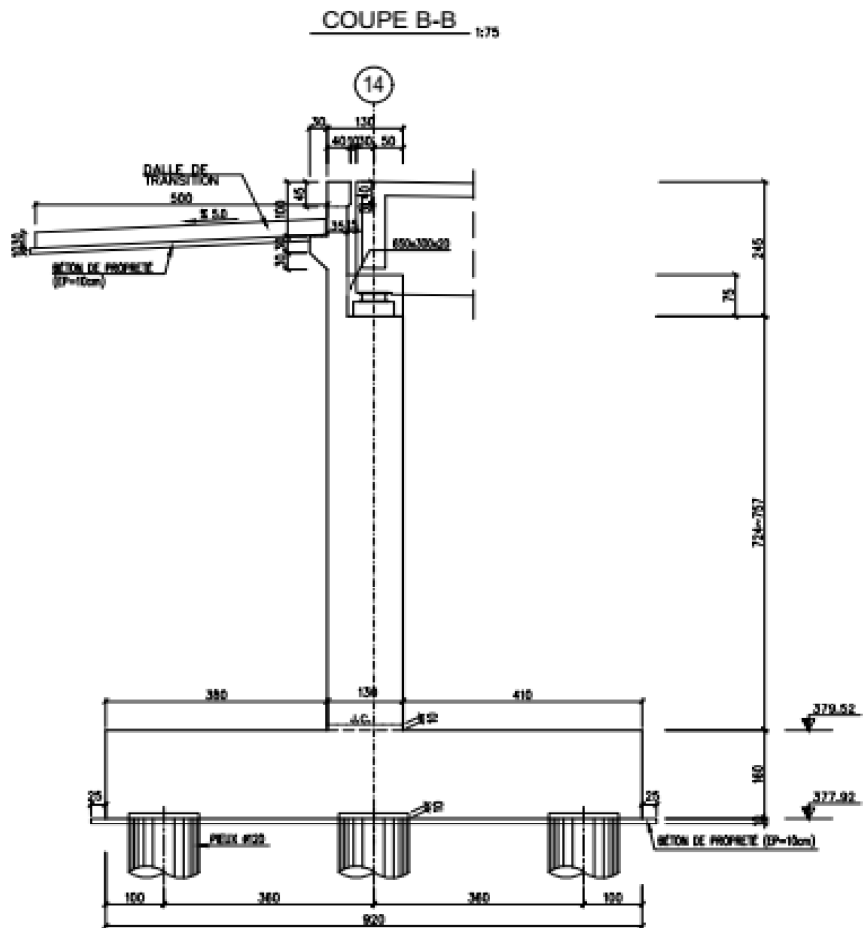
Annexe

Disposition des pieux sous la pile sollicitée



Annexe

Géométrie de la culée sollicitée



Poids propre de la culée :

➤ **Mur garde grève**

Hauteur : 2,726m

Epaisseur : 0,95m

Longueur : 12,65m



Figure VI.1: mur garde grève. [5]

➤ **Mur de front**

Hauteur : 8,41 m

Epaisseur : 0,95m

Longueur : 13,25m

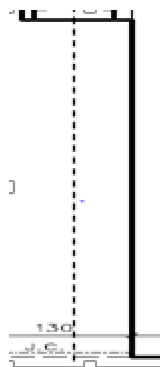


Figure VI.2 : Mur de front. [5]

➤ **Mur en retour**

Longueur : 8,55m en haut et 4,05m en bas.

Epaisseur : (0.30m) Le mur en retour a une épaisseur constante de 0,30 m pour un bon Ferrailage et un bon bétonnage. H culée = 10,396m

$A_1 = 3,00 \text{ m}$

$A_2 = 6,12\text{m}$

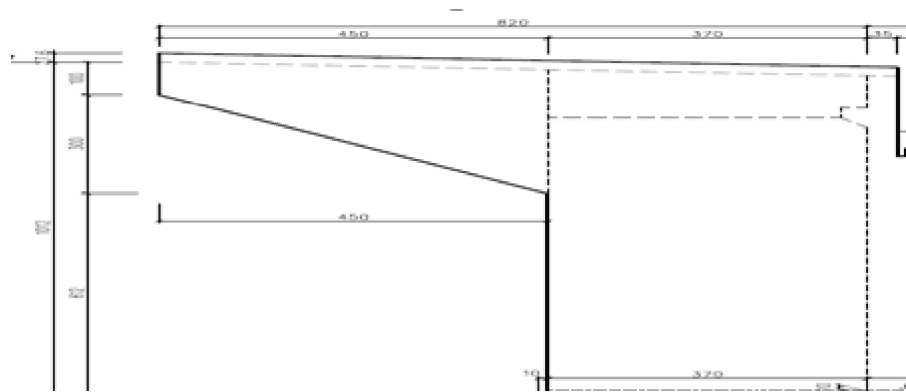


Figure VI.3 : Mur en retour. [5]

➤ **Dalle de transition**

Longueur : 5,00 m

Epaisseur : 1,03 m

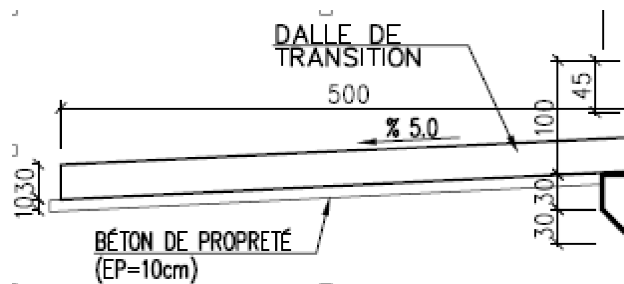


Figure VI.4 : Dalle de transition. [5]

➤ **Le corbeau**

Hauteur : $H_1 = 0,30\text{m}$.

Hauteur : $H_2 = 0,30\text{ m}$

Epaisseur : $ef = 0,30\text{ m}$.

Longueur = largeur du tablier – 2 (l'épaisseur du mur en retour).

Longueur : $L = 13,25 - 2 \times 0,3 = 12,65\text{ m}$.

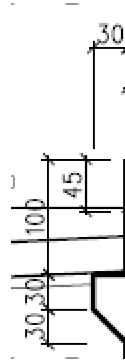


Figure VI.5: Le corbeau. [5]

Calcul des sollicitations permanentes sur la culée

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

➤ **Poids propre du mur garde-grève**

$$p_{gg} = \gamma_b \times e \times H \times L$$

$$P_{gg} = 25 \times 0,35 \times 2,726 \times 12,65 = 301,73 \text{ KN}$$

➤ **Poids propre du mur frontal**

$$p_f = \gamma_b \times e \times H \times L$$

$$P_f = 25 \times 0,95 \times 13,25 \times 8,41 = 2646,52 \text{ KN}$$

➤ **Poids propre du mur en retour**

$$p_r = \gamma_b \times e \times s$$

$$p_r = 25 \times 0,30 \times 54,586 = 409,39 \text{ KN}$$

$$s = s_1 + s_2 + s_3$$

$$s_1 = 6,12 \times 4,05 = 24,786 \text{ m}^2$$

$$s_2 = \frac{8,55 + 4,05}{2} \times 3,00 = 18,9 \text{ m}^2$$

$$s_3 = 1,276 \times 8,55 = 10,90 \text{ m}^2$$

$$s = 54,58 \text{ m}^2$$

Annexe

➤ Poids de la dalle de transition

$$p_{\text{ddt}} = \gamma_b \times e \times l \times L$$

$$p_{\text{ddt}} = 25 \times 1.03 \times 5 \times 12,65 = 1628,68 \text{ KN}$$

➤ Poids du corbeau

$$p_c = \gamma_b \times s \times L$$

$$s = h_1 \times e_f + \frac{h_2 \times e_f}{2} = 0,54 \text{ m}^2$$

$$s = 0,54 \text{ m}^2$$

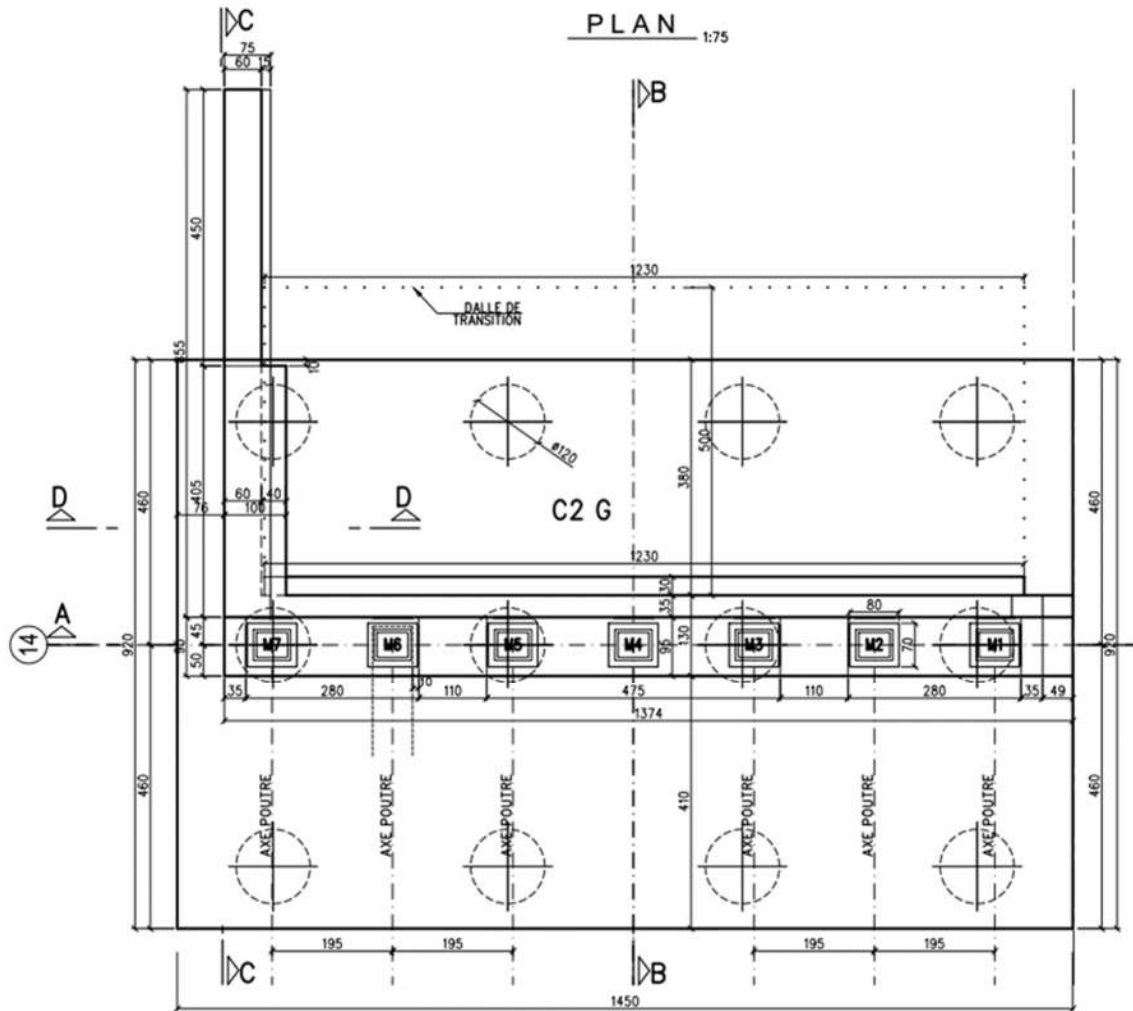
$$p_c = 25 \times 0,54 \times 12,65 = 170,77 \text{ KN}$$

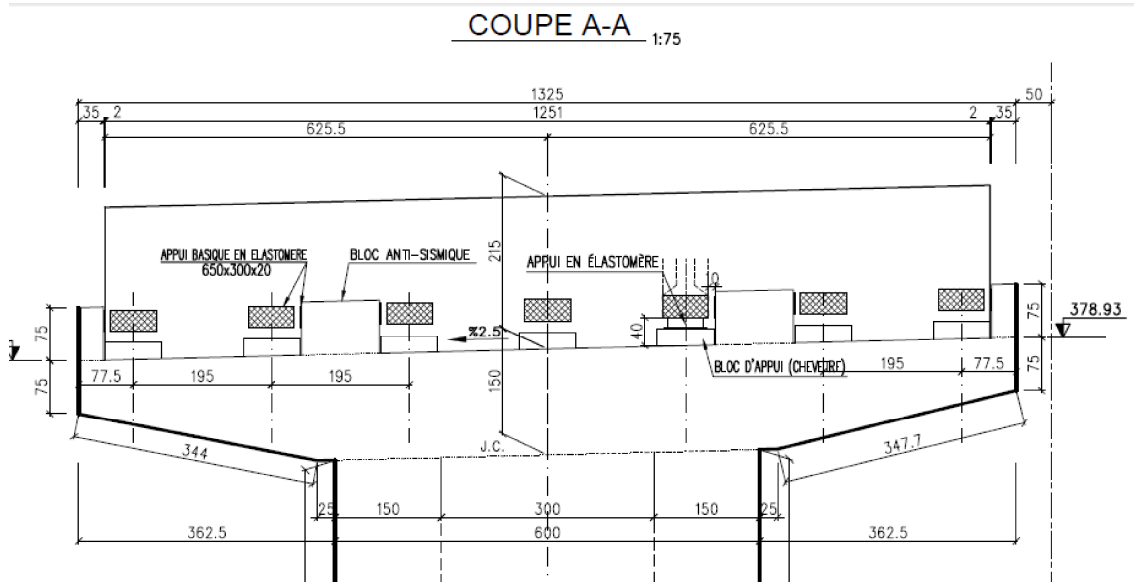
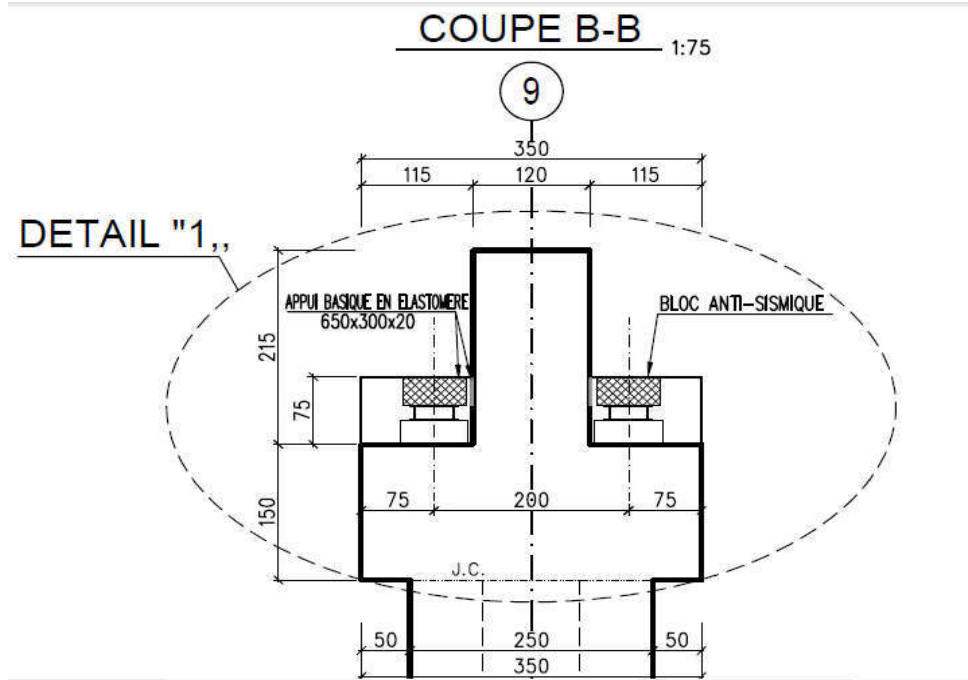
$$P_p \text{ totale de culée} = P_{\text{gg}} + P_F + p_r + p_{\text{ddt}} + p_c$$

$$P \text{ totale de culée} = 5157,09 \text{ KN}$$

Annexe

La disposition des pieux sous culée sollicite





Tableaux des armateurs

**Tableau des Armatures
(en Cm²)**

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33