

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A/Mira de Bejaia
Faculté de technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

**En Vue d'Obtention du Diplôme de MASTER
Option : Matériaux et structure**

Thème :

***Analyse de la réponse statique et dynamique
du pont à hauban, Oued Dib, MILA***

Présenté par :

Melle : MEZOUAR mouna
Melle : RABDI amel

Encadré par :

Mr MEZOUAR N, MRA, CGS
Mr SEGHIR A, MCA, UAMB

Devant le membre de Jury:

Mr BECHEUR A
Mr LARABET Ziane A

Co- Encadreur :

Mme SEGHIR O

Promotion : 2014/2015

Remerciements

On tient à remercier le bon dieu le plus puissant qui nous a donné le courage pour réaliser ce travail et de nous avoir guidé dans le bon chemin

Nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tout notre cursus.

Nos vifs remerciements vont à nos encadreurs Mr SEGHIR.A de nous avoir encadré et aussi pour sa patience, Mr MEZOUAR.N qui nous a enrichis d'information et de connaissance et aussi pour tout ces conseils judicieux et toutes remarques tout au long de ce travail.

Nos sincères remerciements vont aussi à :

- Mme SEGHIR.O qui nous a bien accueillie et d'avoir accepté d'examiner notre travail

-Mr BENCHARIF.R « doctorant ,attaché de recherche » pour son soutien et précieuse aide durant notre travail.

Nous remercions le membre de jury, Mr BECHEUR.A et Mr LARABET Ziane. A pour l'intérêt qu'ils ont donné à notre travail.

-tout et toutes personnes qui nous ont aidé et soutenue de près ou de loin.

Merci.

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail à

Mes chers grands parents « BAYA et MOHAMED », à mon père « LAYACHI », ma mère « SAMIA » qui m'ont guidés et encouragés durant toute ma vie car c'est grâce à leurs soutiens que j'ai pu arriver à ce stade.

Un dédicace spéciale pour mon cher oncle « NOUREDDINE » qui a été à mes coté et a fait tout son possible pour réussir ce projet et sa femme « AKILA » vraiment un grand merci.

Mon oncle « HAKIM » et sa femme « MALIKA »

Mes tantes « RAHIMA, FARIDA, SOUHILA, ASSIA et NASMA » ainsi leurs maris respectivement « MADJID, DJAMEL, HAKIM, SAMIR, ABD NOUR ».

Ma chère sœur « LOUBNA » et son mari « KOUIDER » et ma petite sœur « BOUCHRA »

Mes chers frères « KHEMISTI, ZINDDINE et FAROUK »

Toute la famille MEDJEMEDJE :

Mes grands parents « MAHFOUD ET AICHA »

Mes oncles « HAKIM, RABEH, SADEK, NABIL et KHOUTHIR »

Mes tantes « HOURIA, NOURA, NADIA, NABILA et SABAH »

Ma chère « AMEL » et toute sa famille

Mes petits adorables cousins et cousines « Yasmine, Amine, Ferial, Sofiane, Abd rahime, Hichame, Momoh, Racim, Samy, Ramy, Hany, Yacine, Mehdi, Kamil, Imane, Inass, Hadil et Abd Raouf ».

En fin à tout(e)s mes ami(e)s, aux étudiants de la promotion 2015 et tout ceux qui m'aiment...

Mouna

Dédicaces

Au nom d'ALLAH, le tout Miséricordieux, le très Miséricordieux

Je dédie ce travail à ma très chère mère « Farida », qui je ne pouvais remercier assez pour les sacrifices qu'elle a consentis pour moi.

A mon très cher père « Lyazid » qui a sacrifié sa vie pour moi et qui n'a pas cessé de m'encourager pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études.

Un dédicace spéciale pour ma chère grande mère « Djamila » et ma tante « Fatiha ».

Vraiment un grand merci à

Mes deuxièmes adorables parents « Ali » et sa femme « Fatiha » pour leurs soutien permanent depuis ma naissance à ce jour pour mon bien être.

Ma chère sœur « Sandi » et son mari « Rahim » et ma petite sœur « Mona ».

Mes chères frères « Lamine, Abed Ghani, Mohamed, Abed Ouadoud ».

Pour tous ceux qu'en charge de la librairie d'El Istikama en particulier mes cousins :

-« Kherdine » et sa femme « Nawel » et leurs fils « Mouad »

-« Nacerdine » et sa femme « Hassina » et leurs enfants « Aymen, Bouchra , Ayoub ».

-« Faouzi » et sa femme « Aicha » et leurs fille « Fatima ».

-« Abde Lmoumen » et sa femme « khokha » et leurs fils « Yasser ».

Ma chère cousine « Nawel » et son mari « Abed Ghani » et leurs enfants « Meriem, Abed Alim, Amina, Ikram, Abed Bari ».

Ma chère cousine « Sara » et son mari «Dadi ».

Sans oublier Ma charmante cousine « Asma », sœur, amie, pour son soutien durant tout mon chemin.

A tout mes tantes et oncles et leurs familles.

Mes plus vifs remerciements vont à « Mr Mezouar Nourddine » pour son soutien, sa disponibilité et sa contribution quant à la réalisation et à la finalisation de ce travail.

Ma chère binôme « Mouna » qui ma supporté tout au long de notre travail.

Et à toute ma promotion (2015) sans exception.

Amel

I.1 GENERALITES

I.1.1 DEFINITION D'UN PONT	3
I.1.2. DIFFERENTES PARTIES DU PONT	3
I.1.3. CLASSIFICATION DES PONTS	3
I.1.3.1 Classification selon la voie portée	
I.1.3.2 Classification selon la structure	4
I.1.3.2.1 Les ponts en arc	4
I.1.3.2.2 Ponts à poutres	5
I.1.3.2.3 Les ponts suspendus	5
I.1.3.2.4 Les ponts à haubans	6
I.1.3.3 Classification selon les matériaux	8
I.1.3.3.1 Ponts en maçonnerie	8
I.1.3.3.2 Ponts en bois	8
I.1.3.3.3 Ponts métalliques	9
I.1.3.3.4 Ponts mixtes acier-béton	9
I.1.3.3.5 Les ponts en précontrainte	10
I.1.3.4 Classification selon la nature	10
I.2 ANALYSE DES PROBLEMES DE DYNAMIQUE DE STRUCTURES	11
I.2.1 Modélisation en masses concentrées	11
I.2.2 Formulation des équations de mouvement	12
I.2.3 Méthodes de résolution	13
I.2.3.1 Intégration temporelle	13
I.2.3.2 Intégration fréquentielle	13
I.2.3.3 Méthode modale-spectrale	14
I.3 APERÇU SUR LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENS (RPOA)	14
I.3.1 Classification des ponts:	14
I.3.2 Carte de zonage sismique de l'Algérie	15
I.3.3 Classification des sites	15
I.3.4 Détermination des actions sismiques	16
I.3.5 Spectre de réponse	16

I.3.6 Modélisation du pont	17
I.4 ANALYSE SISMIQUE DES PONTS	18
I.4.1 Introduction	18
I.4.2 Accélérogrammes	18
I.4.3 Spectre de réponse	20
I.4.4 Spectre de réponse pour le calcul sismique (spectre réglementaire)	22
I.5 PATHOLOGIE DES PONTS	23
I.5.1 Déplacement sismique	23
I.5.2 Rupture des culées	24
I.5.3 Endommagement des piles	25
I.5.4 Endommagement des joints	26
I.5.5 Effondrement liés aux effets induits du séisme	26

CHAPITRE II **PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

II.1 Introduction	27
II.2 Présentation de l'ouvrage	27
II.2.1 Données géotechniques	27
II.2.2 Données climatiques	29
II.2.3 présentation de la structure de l'ouvrage	30

CHAPITRE III **ETUDE STATIQUE SOUS CHARGE VERTICALE**

III.1 Introduction	34
III.2 Les actions	34
III.2.1 Les actions hors trafic	34
III.2.1a Les actions permanentes	34
III.2.1b Les actions variables hors trafic	35
III.3 Evaluation des actions hors trafic.	35
III.3.1 Les éléments porteurs.	35

III.3.2 Complément des charges permanentes	35
III.3.3 Action thermique	36
III.4 Evaluation des actions au trafic.	36
III.4.1 Les charges à considérer.	36
III.4.2 Largeur roulable, largeur chargeable, nombre de voies.	36
III.4.2a Largeur roulable	36
III.4.2b Largeur chargeable	37
III.4.2c Nombre de voies	37
III.4.2d Classe du pont.	37
III.4.3 Système de charge A.	37
III.4.4 Système de charge Bc.	40
III.4.5 Charge militaire Mc120.	41
III.4.6 Convoi exceptionnel D240	42
III.4.7 Surcharge du trottoir.	42
III.5 Combinaisons des actions.	42
III.6 Modélisation de l'ouvrage.	43
III.7 Résultats	46
III.7.1 Sous l'effet du poids propre G	46
III.7.2 Sous l'effet de la précontrainte	47
III.7.3 Résultats sous différentes combinaisons de calculs	48

CHAPITRE 04 : ETUDE SISMIQUE D'UN PONT SELON LE RPOA

VI.1 Introduction.	51
VI.2 Méthode de calcul.	52
VI.2.1 Méthode monomodale.	52
VI.2.2 Analyse dynamique linéaire : méthode de spectre de réponse	52

VI.2.2.1 Application sur l'ouvrage	54
VI.2.2.1.a Introduction	54
VI.2.2.1b Résultats de l'analyse modale	55
VI.2.2.1.c Modes de vibrations verticaux	59
IV.2.2.1.d Modes de vibration longitudinaux	60
IV.2.2.1.e Modes de vibrations transversaux	60
IV.2.2.2 Analyse des réponses sous excitation sismique	61
IV.2.2.3 Effet de condition de liaison avec le milieu extérieur	63
IV.2.2.4 Comparaison des solutions et solution retenue	78
IV.2.3 Analyse temporelle	79
IV.2.3.1 Excitation sismique utilisé	79
IV.2.3.2 Tension dans les câbles	80
IV.2.3.3 Réaction au niveau de la pile	82
IV.2.3.4 Efforts à la base du mat	86
IV.2.3.5 Conclusion	88

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau II.1 : Résultats d'identification Mécanique

CHAPITRE III ETUDE STATIQUE SOUS CHARE VERTICALE

Tableau III.1 : Coefficient α_1 en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées

Tableau III.2 : Valeurs de v_0 en fonction de la classe du pont

Tableau III.3 : Combinassions des actions

Tableau III.4 : Valeurs maximales et minimales le long du tablier des efforts internes sous quelques cas de combinaison d'action

CHAPITRE IV ETUDE SISMIQUE DU PONT SELON LE RPOA

Tableau IV.1 : Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale

Tableau IV.2 : Valeurs du coefficient A

Tableau IV.3 : Valeurs de T1 et T2 pour la composante verticale

Tableau IV.4 : Modes et périodes propres

Tableau IV.5 : Fréquence de vibration et participation modale

Tableau IV.6 : Classification des ponts

Tableau VI.7 : Les efforts dans les câbles

Tableau IV.8 : Déplacement de P1 en chaque nœud sélectionné dans les trois directions

Tableau IV.9 : Valeurs des déplacements de chaque nœud sélectionné du pylône 01 dans les trois directions

Tableau IV.10: Diagramme d'effort tranchant(T), moment fléchissant(M) et effort normale(N)

Tableau IV.11 : Déplacement de P2 en chaque nœud sélectionné dans les trois directions

Tableau IV.12 : Valeurs des déplacements de chaque nœud sélectionné du pylône 02 dans les trois directions

Tableau IV.13: Diagrammes d'effort tranchant(T), moment fléchissant(M), effort normale(N)

Tableau IV.14 : Valeurs des efforts internes pour les deux piles P1 et P2

Tableau IV.15 : Déplacement de P1 en chaque nœud sélectionné dans les trois directions

Tableau IV.16 : Valeurs des déplacements de chaque nœud sélectionné du pylône 01 dans les trois directions

Tableau IV.17 : Diagrammes d'effort tranchant(T), moment fléchissant(M), effort normale(N)

Tableau IV.18 : Déplacement de P2 en chaque nœud sélectionné dans les trois directions

Tableau IV.19 : Valeurs des déplacements de chaque nœud sélectionné du pylône 02 dans les trois directions

Tableau IV.20: Diagrammes d'effort tranchant(T), moment fléchissant(M), effort normale(N)

Tableau IV.21 : Valeurs des efforts internes pour les deux piles P1 et P2

Tableau IV.22 : Déplacements P1 en chaque nœud sélectionné dans les trois directions

Tableau IV.23 : Valeurs de déplacement de chaque nœud sélectionné du pylône 01 dans les trois directions

Tableau IV.24 : Diagrammes d'effort tranchant(T), moment fléchissant(M), effort normale(N)

Tableau IV.25 : Valeurs des déplacements de chaque nœud sélectionné de P2 dans les trois directions

Tableau IV.26 : Diagrammes d'effort tranchant(T), moment fléchissant(M), effort normale(N)

Tableau IV.27 : Valeurs des efforts internes pour les deux du pylônes P1 et P2

Tableau IV.28 : Comparaison des trois solutions

LISTES DES FIGURES

CHAPITRE I

GENERALITE

Figure I. 1 : Différentes parties d'un pont.

Figure I. 2 : Pont voûté.

Figure I. 3 : Pont à tablier supérieur.

Figure I. 4 : Pont à béquilles.

Figure I. 5 : Pont à tablier intermédiaire.

Figure I. 6 : Pont à poutres à âme pleine.

Figure I. 7 : Pont à poutres Bow-strings.

Figure I. 8 : Exemple de pont suspendu.

Figure I. 9 : Pont à haubans.

Figure I. 10 : Les portées possibles et maximales des différents types de ponts.

Figure I. 11 : Ponts en maçonnerie.

Figure I. 12 : Pont en bois.

Figure I. 13 : Pont métallique.

Figure I. 14 : Exemple de pont mixte.

Figure I. 15 : Poutre en précontrainte.

Figure I.16: Modélisation en masses concentrées.

Figure I.17: Modélisation en masses concentrées.

Figure I.18: Carte de zonage sismique de l'Algérie.

Figure I.19: Composante horizontale du spectre de réponse élastique normalisé, 5% d'amortissement.

Figure I.20: Composante verticale du spectre de réponse élastique normalisé, 5% d'amortissement.

Figure I. 21: L'Accelérogramme corrigé et diagrammes correspondants aux vitesses et déplacement (Exemple d'El Centro, séisme d'Imperial Valley, 18/05/1940).

Figure I.22: Accelérogramme de Keddara (séisme de Boumerdes 2003) ainsi que son contenu fréquentiel normalisé.

Figure I. 23: Construction physique du spectre de réponse.

Figure I. 24: Spectre de réponse normalisé en pseudo-accélération, pseudo-vitesse et déplacement.

Figure I.25: Spectre de réponse normalisé pour différents types de sols.

Figure I. 26: Spectre de réponse élastique normalisé, composante horizontale du RPOA pour différentes classifications de site.

Figure I. 27: Photos de ponts ayant subis des dommages de type chute du tablier.

Figure I. 28: Photos de ponts totalement endommagés par le séisme de Taiwan en 1999 à gauche et Nigata, 1964 à droite.

Figure I. 29: Rupture de culée entraînée par l'augmentation des poussées de terre suite au séisme.

Figure I. 30: Endommagement par déplacement latérale de la culée suite au séisme.

Figure I.31: Exemple d'endommagement par insuffisance de ductilité flexionnelle (séisme de Kobé).

Figure I. 32: Exemple d'endommagement par cisaillement des piles.

Figure I. 33: Exemple d'endommagement par des joints (séisme de Boumerdes).

Figure I.34: Exemple de tassement de sol sous fondation de pont (Kobé, 1995) et liquéfaction du sol au pont des Isser (Boumerdes, 2003).

CHAPITRE II

PRESENTATION D L'OUVRAGE

Figure II.1 : Vue général du pont à hauban sur l'Oued Dib à Mila.

Figure II.2 : Vue en élévation du pont à haubans de l'Oued Dib à Mila.

Figure II.3 : Section transversale du tablier du pont à hauban sur l'Oued Dib à Mila.

Figure II.4 : Vue en élévation du pylône du pont à hauban sur l'Oued Dib à Mila, (1) Vue de face du pylône ;(2) Vue de profile du pylône.

CHAPITRE III

ETUDE STATIQUE SOUS CHARGE VERTICALE

Figure III.1 : Les éléments non porteurs du pont de Mila.

Figure III.2 : Dimensions de la largeur roulable et chargeable.

Figure III.3 : Les dimensions de système B_C .

Figure III.4 : Les dimensions de système M_C 120.

Figure III.5 : Les dimensions de système D240.

Figure III.6 : vue générale du pont.

Figure III.7 : Modélisation pratique des câbles.

Figure III.8 : Diagramme de moment fléchissant sous G.

Figure III.9 : Diagramme d'effort tranchant sous G.

Figure III.10 : Diagramme de moment fléchissant sous PC.

Figure III.11 : Diagramme d'effort tranchant sous PC.

Figure III.12 : Diagramme de moment fléchissant sous la combinaison G+A(L2) à l'ELU.

Figure III.13 : Diagramme représentant les enveloppes des efforts tranchants sous la combinaison G+D240 à l'ELU.

Figure III.14 : diagramme représentant les enveloppes des moments fléchissant sous la combinaison G+A(L2) à l'ELS.

Figure III.15 : Diagramme représentant les enveloppes des efforts tranchants sous la combinaison G+D240 à l'ELS.

Figure III.16 : Diagramme représentant les enveloppes des moments fléchissant sous la combinaison D240.

Figure III.17 : Diagramme représentant les enveloppes de l'effort tranchant sous la combinaison D240.

CHAPITRE IV ETUDE SISMIQUE DU PONT SELON LE RPOA

Figure IV.1. : Trois premiers mode de vibration verticales du pont.

Figure IV.2 : Trois premiers modes longitudinaux du pont.

Figure IV.3: Trois premiers modes transversales du pont de Mila.

Figure IV.4 : Portée du pont du Mila.

Figure IV.5 : Composante verticale de l'accélérogramme de la station de Dar-El-Beida du séisme de Boumerdès du 21 mai 2003. (a) : Signal original, (b) signal adapté au spectre du RPOA.

Figure IV.6 : Spectre de réponse de l'accélérogramme de Dar El Beida (composante horizontale).

Figure IV.7 : Réponse du câble N°11 fixé à la culée.

Figure IV. 8 : Réponse du câble N°1 fixé au tablier (le plus proche du pylône).

Figure IV.9 : Réponse du câble N°11 Fixé au tablier (le plus éloigné du pylône).

Figure IV.10 : Réponse du câble N°6 fixé au tablier.

Figure IV.11 : Réaction longitudinale (R_x) à la base de la pile.

Figure IV.12 : Réaction transversale (R_y) à la base de la pile.

Figure IV.13 : Réaction verticale (R_z) à la base de la pile.

Figure IV.14 : Moment M_1 à la base de la pile.

Figure IV.15: Moment selon l'axe Y (M_{22}) à la base de la pile.

Figure IV.16: Moment selon l'axe X (M_{33}) à la base de la pile.

Figure IV.17: Effort axial à la base du mat.

Figure IV.18: Effort tranchant dans le sens longitudinal à la base du mat.

Figure IV.19: Effort tranchant dans le sens transversal à la base du mat.

Figure IV.20: moment selon l'axe y (M_{33}) à la base du mat

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

INTRODUCTION

Introduction générale

Depuis presque un siècle, le domaine de la construction des ponts a été marqué par une évolution rapide et importante des techniques tant au plan de la conception que des matériaux et de l'exécution.

La conception et l'étude d'un pont dépend de plusieurs facteurs d'ordre naturel et fonctionnel liés au site de construction. Le développement incessant de l'outil informatique et des matériaux de construction nous offre aujourd'hui un large éventail quant au choix et l'étude d'une esquisse convenable d'un ouvrage. De plus, l'aspect technique et économique d'un projet doit être minutieusement étudié tout en préservant un cachet esthétique acceptable.

L'intérêt général que suscitent les études scientifiques menées sur les ponts reflète l'importance de ces structures, en raison des dégâts observés lors des séismes. En effet, leur défaillance pourrait conduire à priver des populations de moyens de secours et aggrave le bilan, déjà accablant du séisme.

Le séisme est sans doute la catastrophe naturelle la plus destructrice, il entraîne la dévastation de villes entières, des milliers de morts et d'immenses pertes. L'énergie libérée par les séismes est véhiculée du foyer à la surface du sol par des ondes sismiques. Des observations ont montré que le mouvement sismique enregistré au sol peut varier significativement dans la phase, le contenu.

Les observations post-sismiques ont mis en évidence un comportement structural des ponts plus complexe que celui qui a été considéré initialement lors de la conception (effets de site important, variabilité du mouvement sismique,...).

Nous nous proposons dans le présent travail d'étudier et d'analyser le comportement de pont à Hauban sur l'Oued Dib dans la région de Mila, à l'est Algérien sous diverses actions et notamment l'action sismique modélisée de diverse manières. Ce projet de fin d'étude pourrait s'inscrire dans plusieurs phases d'un projet de pont: Conception (analyse structurelle), vérification (pont existant), renforcement éventuel. En effet il s'agira dans cette étude de faire

l'analyse statique et dynamique d'un pont existant et dont la fréquence propre a été identifié par des mesures de vibrations ambiantes.

Pour se faire, notre étude comprendra:

- Une première partie consacrée aux généralités sur les ponts, leur analyse, Dans cette partie, tous les ingrédients nécessaires pour la suite y sont contenus.
- Une deuxième partie, où le pont à étudier est présenté ainsi que ses données structurelles, géotechniques et climatiques.
- Une troisième partie qui portera sur l'évaluation et l'analyse du comportement du pont sous sollicitations statiques (charges verticales) avec les différentes combinaisons, l'action thermique et l'effet de la précontrainte.
- Et enfin nous passerons à l'analyse sismique du pont comprenant l'analyse modale, et les réponses en termes de déplacements et d'efforts internes dans certains nœuds choisis du ponts.
- Nous finirons par des conclusions et perspectives .

CHAPITRE I

I. GENERALITES

I.1.1 DEFINITION D'UN PONT

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation (brèche, rivière, route, cours d'eau ...) entre deux points.

I.1.2. DIFFERENTES PARTIES DU PONT

Un pont se compose généralement de trois parties principales (Figure I. 1) à savoir :

- *La superstructure* qui supporte directement la voie de communication :

Le tablier: c'est la partie horizontale de l'ossature d'un pont située sous la voie portée.

- *L'infrastructure* qui repose sur le terrain et supporte la superstructure :

Fondations: permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.

- *Les appareils d'appuis* qui sont des éléments interposés entre la superstructure et l'infrastructure. Ils supportent en plus des charges verticales du pont, la poussée des remblais.

Piles: des appuis intermédiaires.

Culées: des appuis d'extrémité.

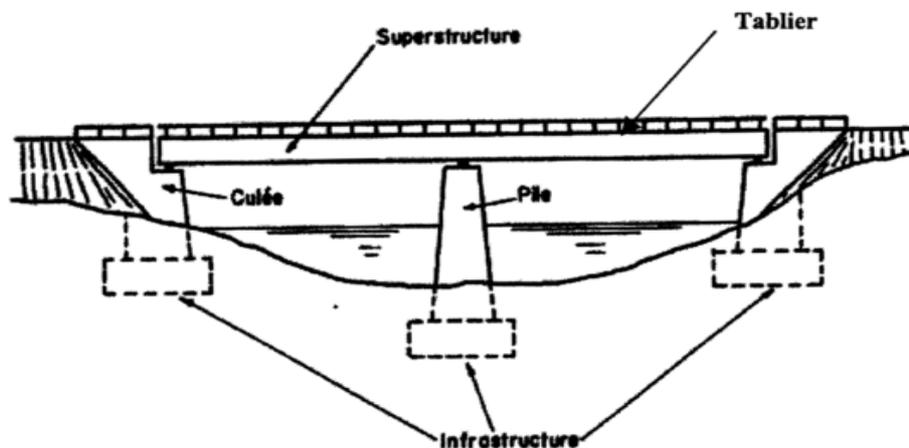


Figure I. 1 : Différentes parties d'un pont [1]

I.1.3. CLASSIFICATION DES PONTS

La classification des ponts peut être différente selon le critère de classement à savoir : la voie portée, la structure, la fonction, les matériaux, le type de travées (indépendante, continue), l'importance de l'ouvrage (courant ou non courant)...

I.1.3.1 Classification selon la voie portée

La fonction d'un pont est liée à la fonction de la voie de communication portée :

Un pont-route ou pont routier désigne un ouvrage portant une route. Les ponts autoroutiers, désignant un ouvrage portant une autoroute, sont rangés dans la famille des Ponts-routes.

- un pont-rail ou pont ferroviaire désignant un ouvrage portant une voie ferrée ou un tramway.
- une passerelle désigne un ouvrage portant une voie piétonne et dans certains cas pour les deux-roues.
- un pont-aqueduc ou aqueduc désigne un ouvrage portant une canalisation d'eau.
- un pont-canal désigne un ouvrage portant un canal.
- un pont-avion permettant le franchissement par les avions de routes [2].

I.1.3.2 Classification selon la structure

I.1.3.2.1 Les ponts en arc

Les premiers grands ponts étaient des ponts en arc, à tablier supérieure. Tout le matériau est soumis à la compression ; ce type de structure généralement réalisé en pierre et brique, seuls matériaux disponibles (Figure I. 2). Ils furent créés par les Grecs, puis ont évolués grâce aux Romains, notamment par l'apport de nouveaux matériaux, le domaine de portée des ponts en arc est très étendu jusqu'à 500m.

La Figure I. 3 montre aussi un autre type du pont en arc à tablier supérieur. Les ponts à béquilles peuvent être rattachés à la famille des arcs (Figure I. 4). Ces derniers sont différents selon la nature des matériaux de l'ouvrage (métal, béton armé, bois), ou bien selon la structure ou selon la position du tablier (supérieur, inférieur ou intermédiaire). La figure I. 5 présente les arcs à tablier intermédiaire ou inférieur lorsque le tablier est situé dans la hauteur ou au dessous de l'arc [1].



Figure I. 2 : Pont voûté



Figure I. 3 : Pont à tablier supérieur

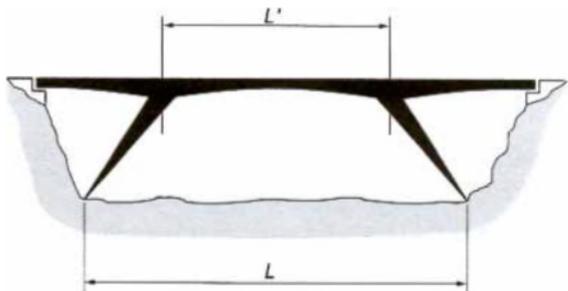


Figure I. 4 : Pont à béquilles



Figure I. 5 : Pont à tablier intermédiaire

I.1.3.2.2 Ponts à poutres

Les ponts à poutres désignent tous les ponts dont l'organe porteur est une ou plusieurs poutres droites. Ils n'exercent qu'une réaction verticale sur leurs appuis intermédiaires ou d'extrémités et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion. Deux critères permettent de différencier les poutres : la forme ou le matériau, le croisement des deux permettant de déterminer un grand nombre de poutres. Il existe quatre formes de poutres : les poutres à âmes pleines de la figure I. 6, les poutres caissons, les poutres treillis et les poutres bow-strings celles de la Figure I. 7; Ces dernières sont néanmoins classées aussi parmi les ponts en arc car l'organe porteur principal reste l'arc. Le matériau de constitution des poutres peut être le métal, le béton armé, le béton précontraint, le bois et plus récemment, des matériaux composites tels que la fibre de carbone[3].



Figure I. 6 : Pont à poutres à âme pleine Figure I. 7 : Pont à poutres Bow-strings

I.1.3.2.3 Les ponts suspendus

Un pont suspendu désigne un ouvrage métallique dont le tablier, constitué en béton ou en acier, est attaché par l'intermédiaire de tiges de suspension verticales à un certain nombre de câbles flexibles ou de chaînes dont les extrémités sont reliées aux culées. Les tout premiers ponts sont apparus en Chine au premier siècle. Le principe du pont suspendu est de maintenir le poids du tablier par deux câbles porteurs solidement arrimés aux berges (culées). Il ne peut être construit sur n'importe quel sol, car il nécessite la présence de massifs d'ancrage imposants et lourds.

Trouver un type de pont capable de résister à des poids lourds sur plusieurs kilomètres était un grand challenge (Figure I. 8). Les ponts suspendus sont ceux qui correspondent à ce que l'homme recherchait [4] . Parmi les ponts suspendus les plus long :

- Akashi Kaikyo au Japon, construit en 1998 à trois travées de 960+1991+960m.
- Great Belt East au Denmark, construit en 1998 à trois travées de 535+1624+535m
- Humber au Royaume Uni, construit en 1981, à trois travées de 280+1410+530m.



Figure I. 8 : Exemple de pont suspendu

I.1.3.2.4 Les ponts à haubans

Le pont de Stromsund, de travée de 183m, en Suède construit en 1955 est considéré comme le premier pont haubané majeur. Les Ingénieurs trouvent dans ce genre de pont de l'innovation technologique, pour des portées inférieures à 1000m, ils sont plus économiques que les ponts suspendus.

Les ponts à haubans se présentent sous la forme d'une structure comportant un tablier en acier ou en béton et des câbles inclinés appelés haubans (Figure I. 9). Ces câbles, ancrés dans des pylônes situés de chaque côté de la travée centrale, sont utilisés pour supporter le tablier et travaillent en traction. Les haubans doivent être élevés car ils sont plus fragiles et plus vulnérables au vent et aux vibrations engendrées par la circulation. La portée maximale est de 1000m [5].

Parmi les ponts les plus longs :

- Yang Pua en Chine en 1993, de longueur de 602m avec un tablier en composite
- Normandie en France en 1994, de longueur de 856m. Le tablier est hybride, la travée centrale en acier et les travées extrêmes en béton.
- Tataraa au Japon, construit en 1998, de longueur de 890m. Le tablier est en acier, les tours en béton.

Malgré sa faible portée relativement aux ponts suspendus, le pont à haubans possède plusieurs avantages: Lorsqu'un des haubans doit être changé, il n'est pas nécessaire d'arrêter la circulation, les autres haubans pouvant momentanément supporter le poids du tablier. De plus il n'est pas nécessaire non plus de mettre en place sur les berges des massifs d'ancrage, les forces étant parfaitement équilibrées au niveau du ou des pylône(s). Ce type de ponts est donc constructible avec un minimum d'aménagements sur les berges, mais ne peut en contrepartie franchir que des distances limitées. On observe des similitudes entre les ponts haubanés et suspendus ; Ils ont tous deux un nombre limité de pylônes (généralement deux) . On peut aussi remarquer que ces ponts sont relativement légers et souples, ceci peut être un inconvénient, car le pont bouge. Lorsque le vent est trop fort, le pont doit être fermé. Le pont de Normandie, admirablement conçu sur ce point, peut résister à des vents de 120 km/h. L'effet du vent peut toutefois être

diminué par un profil aérodynamique du tablier. Plus grave, le pont bouge naturellement selon certaines fréquences dans trois directions dans l'espace. Lorsque les fréquences du pont se trouvent dans le contenu fréquentiel du mouvement du vent, on aboutit à une amplification de ces mouvements, allant jusqu'à la destruction de l'édifice (exemple du pont de Tacoma aux Etats-unis).

Les différences se retrouvent essentiellement dans le massif d'ancrage et la portée du pont. En effet, les ponts à haubans ont une portée moindre que les ponts suspendus, ceci vient de la hauteur limitée des pylônes. Par conséquent, pour un pont de plus de 900 m on préférera un pont suspendu classique. Toutefois, il faudra alors songer à un massif d'ancrage. De ce fait, la géologie influencera le choix ; un pont à haubans a une structure stable lui permettant d'être construit sur à peu près tout type de terrains (pont de Normandie construit sur le sol meuble de l'estuaire de la Seine). En revanche, à cause des massifs d'ancrages, un pont suspendu ne sera pas constructible sur tous les terrains.

Un autre problème pour les ponts suspendus est l'entretien des deux câbles porteurs ; le remplacement d'un de ces câbles est un travail très difficile demandant plusieurs mois ainsi que la fermeture du pont durant ce délai. L'entretien des ponts à haubans est par contre beaucoup plus aisé [5].

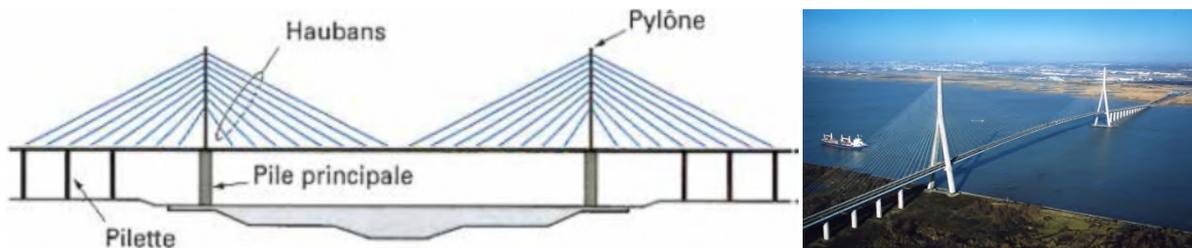


Figure I. 9 : Pont à haubans (représentation schématique à gauche et exemple de pont à droite)

Remarque

A travers les exemples précédents, le point focal qui distingue la classification selon la structure est la portée possible du pont. La Figure I.10 ci-dessous montre la portée possible pour chaque type de pont [6].

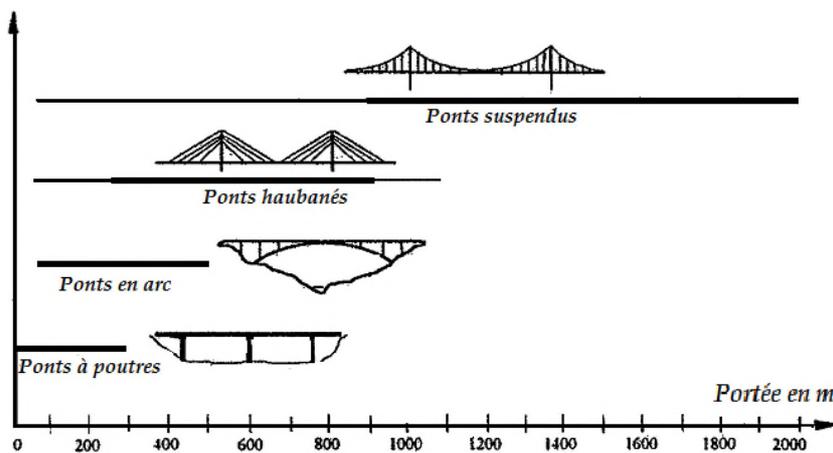


Figure I. 10 : Les portées possibles et maximales des différents types de ponts

I.1.3.3 Classification selon les matériaux

I.1.3 3.1 Ponts en maçonnerie

Les ponts en maçonnerie constituent une classe spécifique de la famille des ponts en arc, caractérisée par des réactions d'appui sur les culées tendant à les écarter. Les matériaux constitutifs des voûtes sont des pierres taillées, très résistants à la compression mais peu à la flexion, alors que les matériaux des autres familles de ponts en arc (bois, béton, béton armé, béton précontraint, métal, composites).

Les premières voûtes sont constituées de pierres horizontales posées en saillie les unes sur les autres, disposition dite «en encorbellement». Plusieurs critères peuvent différencier les ponts voûtés: la forme de la voûte, le type d'appareillage de la voûte,. Ainsi la voûte peut être en plein cintre (demi-cercle parfait), en arc de cercle (segment d'arc), en ogive, ou en ellipse. Les bacs peuvent être triangulaires, en amande, rectangulaires, ou circulaires.



Figure I. 11 : Ponts en maçonnerie

I.1.3 3.2 Ponts en bois

Le bois possède d'excellentes caractéristiques mécaniques et permet des assemblages. Ce matériau a donc permis, dès l'Antiquité, de construire de véritables ponts, assurant le passage de chariots lourdement chargés (Figure I. 12). La découverte des assemblages a permis de construire des ouvrages de plus en plus complexes.

De nos jours, le bois est parfois utilisé pour construire des petits ponts réservés aux piétons ou à faible trafic local en zone montagneuse [1] .



Figure I. 12 : Pont en bois

I.1.3.3 Ponts métalliques

Les ponts métalliques sont développés avec la découverte et l'évolution des métaux (acier, fonte ...). Les premiers ponts étaient construits « en fonte » au 18ème siècle. Ce matériau (fonte) à une très faible résistance à la traction, ce qui a limité les types d'ouvrages construits à des ponts en arc qui travaillent seulement en compression.

L'amélioration des techniques de fabrication et l'utilisation de l'acier qui développe de grandes résistances à la traction comme en compression, et les techniques d'assemblage (soudure, rivetage, boulonnage...) n'ont cessé d'accroître leurs domaines d'emplois.

Les éléments constitutifs des charpentes métalliques se présentent sous deux formes : éléments plats, appelés dans l'ordre croissant de leur largeur (plat, larges plats et tôles) et éléments profilés, dont les plus courants sont : les cornières, les fers en U et les poutrelles. Les procédés d'assemblage de l'acier sont : le boulonnage, le rivetage et le soudage. [7]



Figure I. 13 : Pont métallique

I.1.3.3.4 Ponts mixtes acier-béton

Un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature. La particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier [8].



Figure I. 14 : Exemple de pont mixte

I.1.3.3.5 Les ponts en précontrainte

La précontrainte a pour objectif, en imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué, de limiter les sollicitations de traction dans le béton, cette précontrainte peut être :

- Une précontrainte partielle : autorisation des contraintes de traction limitées.
- Une précontrainte totale : élimination totale des contraintes de traction.

Pour réaliser l'opération de précontrainte, il existe deux possibilités :

- a) Précontrainte par pré-tension :** les câbles de précontrainte sont tendus entre deux massifs solidement ancrés avant le coulage du béton.
- b) Précontrainte par poste-tension :** ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après le coulage et durcissement du béton, cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement mise en œuvre sur chantier [9].

La précontrainte par poste tension se présente sous deux formes :

- Une précontrainte par poste tension interne.
- Une précontrainte par poste tension externe.



Figure I. 15 : Poutre en précontrainte

I.1.3.4 Classification selon la nature

- **pont fixe :** les ponts fixes comprennent tous les ouvrages dont l'élément porteur, et en particulier le tablier, est fixe
- **pont mobile :** un pont mobile est un pont dont le tablier est mobile en partie ou en totalité (passage des bateaux)
- **pont provisoire :** Un pont provisoire permet d'apporter une solution temporaire de franchissement d'un cours d'eau ou à la dénivellation d'un carrefour. Ce type de pont est relativement utilisé dans le domaine du génie militaire
- **pont habités :** il assure plus généralement certaines fonctions liées à la ville [2].

I.2 ANALYSE DES PROBLEMES DE DYNAMIQUE DE STRUCTURES

I.2.1 Modélisation en masses concentrées

L'analyse d'un problème dynamique est complexe du fait que les forces d'inertie proviennent des déplacements de la structure qui sont eux-mêmes reliés aux forces d'inertie. Il en résulte que l'équation d'équilibre dynamique est régie par un système d'équations différentielles, du 2^{ème} ordre. Si de plus la masse du système est répartie continûment, les déplacements et accélérations doivent être calculés en tout point; l'équilibre dynamique est dans ce cas régi par un système d'équations aux dérivées partielles.

Toutefois, la modélisation d'une structure peut permettre des simplifications importantes représentant une approximation suffisante d'un point de vue pratique de la solution exacte du problème. Ces simplifications sont illustrées ci-après sur la structure simplifiée de la Figure II.1 représentant une poutre avec une densité de masse au mètre linéaire $m(x)$.

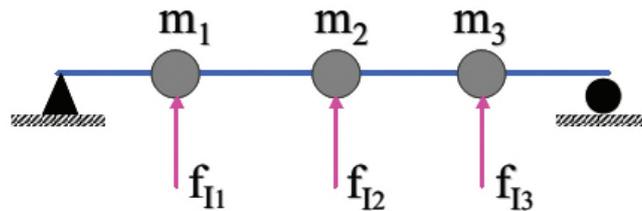


Figure II.1: Modélisation en masses concentrées

S'il est possible de concentrer la masse de la poutre en un nombre fini, restreint de points, appelés nœuds, une simplification importante est introduite car les forces d'inertie n'existent qu'en ces points (Figure II.1).

Dans ce cas, il est suffisant d'exprimer les déplacements et accélérations aux nœuds de la structure. Le nombre de composantes du déplacement nécessaire pour décrire complètement le champ de forces d'inertie est appelé nombre de degrés de liberté dynamiques du système.

Si dans l'exemple de la Figure II.1, les seuls déplacements possibles des nœuds sont les déplacements verticaux, la structure comporte $3 \times 1 = 3$ degrés de liberté. Dans le cas le plus général, les nœuds de la structure possèdent une masse et une inertie massique en rotation et peuvent subir des translations et des rotations dans l'espace; chaque nœud possède 6 degrés de liberté et la structure $6N$ degrés de liberté, où N est le nombre de nœuds.

La modélisation en masses concentrées est très utile pour les systèmes dans lesquels une grande partie de la masse est effectivement concentrée à certains emplacements : c'est le cas par exemple des bâtiments où la masse principale se situe aux niveaux des planchers; la masse de la structure porteuse (poteaux, voiles) peut alors être, avec une approximation suffisante, répartie aux niveaux des planchers (pour moitié au niveau inférieur et pour moitié au niveau supérieur) [10].

I.2.2 Formulation des équations de mouvement

L'équation d'équilibre dynamique d'un système modélisé en masse concentrées du type de celui de la Figure II.2 peut être obtenue par la méthode directe en écrivant en chaque nœud et pour chaque degré de liberté que la résultante des forces est nulle. Ces forces se composent de :

- forces élastiques $F_S = [K]\{U\}$
- forces d'amortissement: $\{F_D\} = [C]\{\dot{U}\}$
- forces d'inertie: $\{F_I\} = [M]\{\ddot{U}\}$
- forces appliquées extérieures $\{F(t)\}$

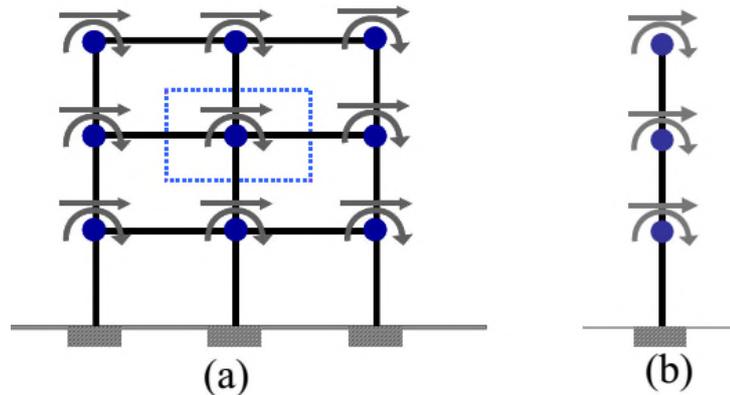


Figure II.2: Modélisation en masses concentrées

L'équilibre général du système s'exprime, l'ensemble des degrés de liberté, sous la forme matricielle [1] :

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{F(t)\}$$

Avec:

- $\{F(t)\}$ est un vecteur colonne des forces nodales dynamiques appliquées à la structure.

- $\{U\}$ est le vecteur colonne des déplacements nodaux, correspondant au nombre total N de degré de liberté. $\{\dot{U}\}$ et $\{\ddot{U}\}$ sont les dérivées temporelles première et seconde du vecteur déplacement.
- $[M]$ est la matrice des masses.
- $[C]$ est la matrice d'amortissement.
- $[K]$ est la matrice de rigidité.

I.2.3 Méthodes de résolution

On ne donnera ici qu'un bref aperçu des méthodes de résolution des équations d'équilibre dynamique d'un système.

La méthode de résolution la mieux adaptée, ou la plus efficace, dépend du comportement de l'ouvrage à étudier (linéaire ou non-linéaire) et du mode de définition de la sollicitation appliquée: temporelle, fréquentielle ou, spectrale (utilisation de spectres de réponse d'un oscillateur à un degré de liberté).

Il convient de réaliser que dans la plupart des applications pratiques, l'obtention d'une solution analytique est inaccessible et que le recours à des méthodes numériques se révèle indispensable.

I.2.3.1 Intégration temporelle

Il s'agit de loin de la méthode la plus lourde de mise en œuvre; en contrepartie, c'est la méthode la plus générale. Elle consiste à intégrer pas à pas dans le temps les équations du mouvement. Symboliquement, la vitesse et le déplacement à l'instant t étant connus, le problème consiste à calculer le nouvel état d'équilibre à l'instant $t+dt$ après un incrément de temps.

L'intégration temporelle est applicable à tout type de comportement de la structure, qu'il soit linéaire ou non-linéaire. Pour un système non-linéaire, dont les propriétés varient au cours de la sollicitation, c'est la seule méthode applicable.

L'application de la méthode nécessite que la sollicitation soit décrite complètement au cours du temps (histoire temporelle) [11].

I.2.3.2 Intégration fréquentielle

La méthode consiste à résoudre les équations du mouvement dans le domaine fréquentiel. La sollicitation est représentée par sa transformée de Fourier et la résolution est effectuée pour chaque harmonique. La solution globale est obtenue par superposition des solutions individuelles, qui s'interprète comme une transformée de Fourier inverse. La méthode n'est bien évidemment applicable qu'aux systèmes linéaires

et requiert la définition de la sollicitation par son spectre de Fourier. Avec l'avènement des transformées de Fourier rapide (FFT), la méthode se révèle extrêmement puissante. Elle est particulièrement bien adaptée à l'étude des phénomènes d'interaction sol-structure ou fluide-structure; elle est également fondamentale en dynamique stochastique [11].

I.2.3.3 Méthode modale-spectrale

C'est de loin la méthode la plus utilisée en dynamique des structures. L'idée consiste à utiliser comme système de coordonnées généralisées une base particulière constituée par les modes propres de vibration de la structure. Le choix de cette base permet de découpler les équations du mouvement et de ramener le système à la résolution de N équations différentielles découplées, où N est le nombre de degrés de liberté du système. L'expérience montre qu'un nombre limité de modes propres, est suffisant pour obtenir une représentation satisfaisante de la solution qui est égale à la somme des réponses dans chaque mode.

Si de plus seule la réponse maximale, au cours du temps, du système est cherchée, la sollicitation peut être définie de façon simplifiée par son spectre de réponse.

On notera que la méthode de décomposition modale est également applicable pour l'intégration directe des équations du mouvement et l'obtention de la réponse temporelle du système, on parle alors de méthode modale-temporelle. La méthode reste limitée au cas des systèmes linéaires [12].

I.3 APERÇU SUR LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENS (RPOA)

Le RPOA contient les principes de conception et de dimensionnement, les critères et les dispositions constructives pour les ponts neufs, pour réduire au minimum leur susceptibilité aux dommages dus aux actions sismiques. Il couvre essentiellement la conception parasismique des ponts pour lesquels les actions horizontales sismiques sont principalement reprises, soit par les culées, soit par la flexion des piles, supportant le tablier. Il peut être appliqué également pour le dimensionnement sismique d'autres types de ponts, comme les ponts en arc, les ponts portiques, les ponts à béquilles, et les ponts haubanés.

Les ponts suspendus, les ponts mobiles, ou les cas de ponts de configuration extrême ne sont pas complètement couverts par les dispositions contenues dans le RPOA.

I.3.1 Classification des ponts:

Les ponts sont classés selon leur importance, cette classification permettra par la suite de choisir le niveau de protection souhaitée vis à vis du séisme. Ils sont classés en:

- Pont stratégique
- Pont important
- Pont d'importance moyenne

I.3.2 Carte de zonage sismique de l'Algérie

La situation sismique de l'ouvrage étudié est définie par la carte de zonage sismique. Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante

La Figure II.3 représente la carte des zones sismiques de l'Algérie. Ainsi, le tableau représenté le coefficient d'accélération de zone A en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

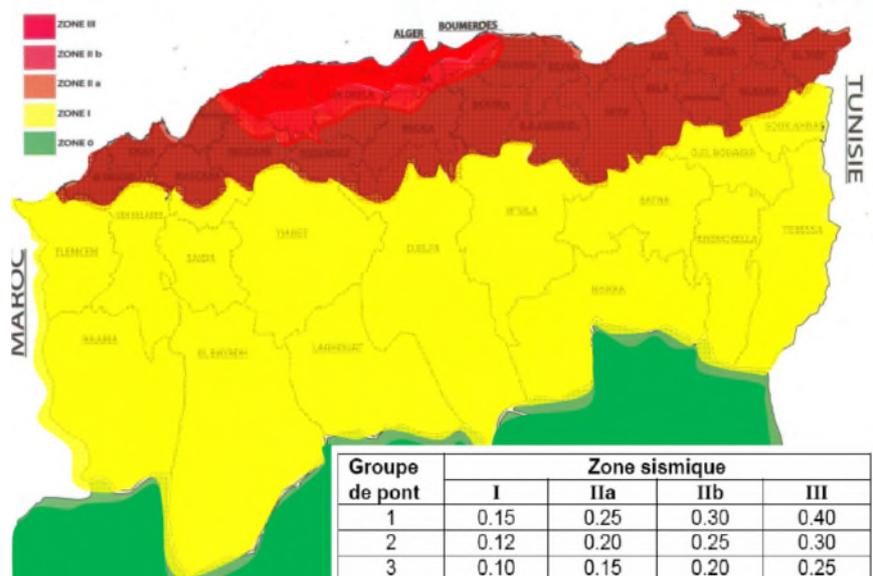


Figure II.3: Carte de zonage sismique de l'Algérie

I.3.3 Classification des sites

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent.

- Catégorie S1: (site rocheux)
- Catégorie S2 : (site ferme)
- Catégorie S3 : (site meuble)
- Catégorie S4 : (site très meuble)

Sites nécessitant des investigations approfondies qui sont:

- Les conditions de site qui nécessitent des investigations approfondies sont les suivantes :
 - présence de terrains instables sous séisme: sols liquéfiables, sols faiblement cimentés, anciens remblais.
 - présence de sols vaseux ou d'argile molle avec une forte teneur en matières organiques.
 - présence d'argile très plastique ($IP > 75$) sur une épaisseur de plus de 6m.
 - présence sur une épaisseur de plus de 30m d'une couche d'argile molle à moyennement raide

I.3.4 Détermination des actions sismiques

L'action sismique résulte des mouvements du sol qui sont pris en compte sous deux aspects:

- Une translation d'ensemble (tous les points du sol se déplacent en phase) dans chacune des trois directions de l'espace ;
- Un déplacement différentiel entre points du sol dans chacune des trois directions de l'espace. Ce déplacement différentiel dépend de la distance entre les points et des caractéristiques géotechniques et topographiques du site.

Pour le mouvement sismique de calcul, la translation d'ensemble est définie par le coefficient d'accélération de zone A (défini en Figure II.3), un spectre de réponse horizontal valable pour les deux composantes horizontales du mouvement et un spectre de réponse verticale valable pour la composante verticale du mouvement.

Le déplacement différentiel entre points du sol est défini par le même coefficient d'accélération de zone A et des spécifications définies dans le règlement.

I.3.5 Spectre de réponse

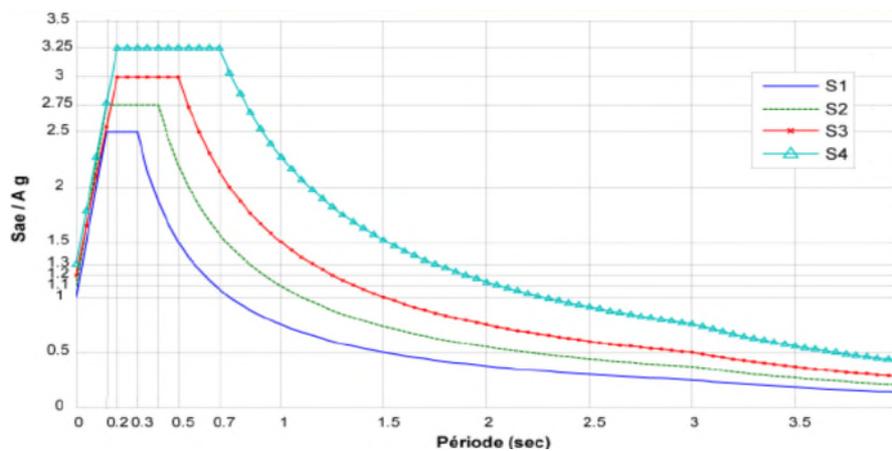


Figure II.4: Composante horizontale du spectre de réponse élastique normalisé, 5% d'amortissement

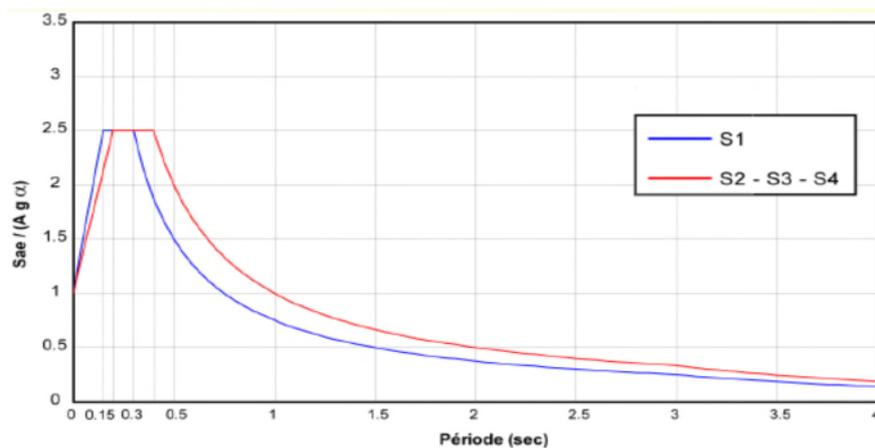


Figure II.5: Composante verticale du spectre de réponse élastique normalisé, 5% d'amortissement.

Avec :

- α : coefficient qui tient en compte de l'importance de la composante vertical en zone de forte sismicité : $\alpha = 0,7$ pour les zones sismiques I, IIa, IIb et 1,0 pour la zone sismique III.
- A est donné dans le tableau de la Figure II.3.

I.3.6 Modélisation du pont

En plus de la modélisation de l'action sismique, le modèle de pont doit tenir compte :

- De l'interaction hydrodynamique dans le cas des piles immergés (ajouter la masse d'eau trainée)
- Des effets de l'interaction sol-structure
- Des effets de la torsion dus à :
 - L'Excentricité accidentelle de la masse,
 - L'Excentricité additionnelle qui reflète le couplage translation-torsion dans les ponts biais, si on utilise la méthode monomodale [13].

I.4 ANALYSE SISMIQUE DES PONTS

I.4.1 Introduction

Au Nord Algérien, le risque sismique est omniprésent. Sa prise en compte est désormais obligatoire pour l'élaboration des projets d'ouvrages d'art. Le règlement, relativement récent, requiert la compétence de spécialistes dans le domaine du génie parasismique.

Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse (sollicitations, déplacements, vitesses, accélérations) d'un pont à un mouvement sismique sollicitant ses fondations. Ce calcul relève du domaine de la dynamique des structures.

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans la roche par un jeu de mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent sous plusieurs types pour atteindre la surface du sol (fondations des ponts).

Les mouvements sismiques qui nous intéressent, nous Ingénieurs, sont ceux qui se produisent en surface du sol. Les données d'observations, donnant des échelles d'intensité, permettent d'apprécier les effets du séisme sur les constructions de manière qualitative. Les données instrumentales donnant la magnitude, nous intéressent particulièrement car elles permettent de mesurer l'énergie des séismes en fonction de l'amplitude qu'enregistrerait un sismographe. Les magnitudes inférieures à 4 donnent rarement des effets sur les structures, les magnitudes à considérer sont donc celles supérieures à 4. Le mouvement du sol, sous forme d'accélérations, est enregistré par des accélérographes et l'enregistrement est appelé accélérogramme, donnant dans chaque direction l'histoire temporelle de l'accélération, caractérisée par sa durée totale, ses maxima (accélération, vitesse et déplacement) et son contenu fréquentiel. Ces accélérogrammes excitent les ponts de manière plus ou moins amplifiée. Le niveau d'amplification dépend essentiellement des périodes de la structure et de la nature du sol (sa période). L'action sismique peut être modélisée par l'accélération maximale pour une analyse pseudo-statique, le spectre de réponse ou par des accélérogrammes.

I.4.2 Accélérogramme

Le mouvement de base est un accélérogramme, dans les trois directions (généralement N-S, E-W et verticale) fourni par un accéléromètre. On utilise au fait un accélérogramme à partir duquel, après intégrations successives, on obtient les vitesses et les déplacements après 'corrections'. Un exemple de d'accélérogramme est donné dans la Figure III. 1 avec les diagrammes correspondants des vitesses et des déplacements.

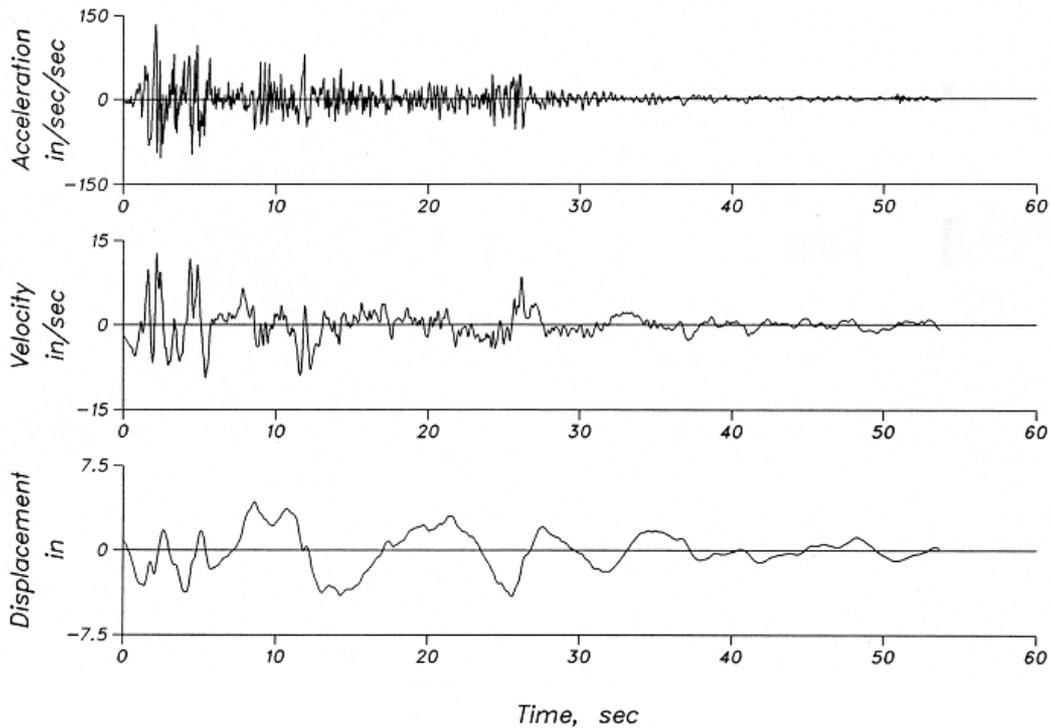


Figure III. 1: L'accélérogramme corrigé et diagrammes correspondants aux vitesses et déplacement (Exemple d'El Centro, séisme d'Imperial Valley, 18/05/1940)

Un accélérogramme peut alors être caractérisé par les paramètres suivants:

- Son accélération maximale (le pic: A_{max})
- Sa durée totale
- Son contenu fréquentiel.

Cette dernière donnée est particulièrement importante pour savoir comment une structure, qui possède ses fréquences propres d'oscillations, va répondre aux fréquences propres du signal [14].

Pour évaluer le contenu fréquentiel d'un signal, le spectre de Fourier pourrait être utilisé. La Figure III. 2 montre l'accélérogramme de Keddara (séisme de Boumerdes 2003) ainsi que son contenu fréquentiel [15].

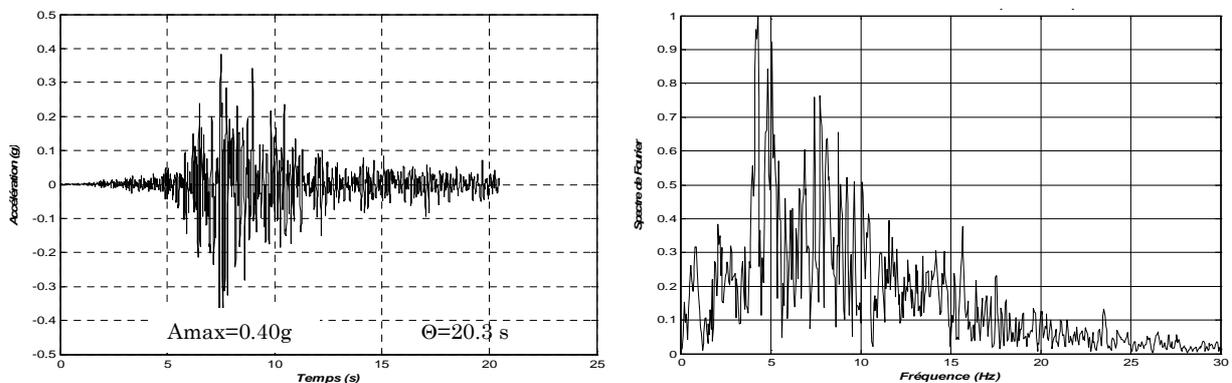


Figure III. 2: Accélérogramme de Keddara (séisme de Boumerdes 2003) ainsi que son contenu fréquentiel normalisé

I.4.3 Spectre de réponse

L'essentiel des informations contenues dans un accélérogramme peuvent être résumées, pour les applications, par un spectre de réponse, dit élastique. Le spectre de réponse est la courbe donnant la réponse maximale d'un oscillateur linéaire à un seul degré de liberté (oscillateur simple) à un mouvement sismique appliqué à sa base. On peut avoir une représentation physique du spectre en considérant que l'on soumet un oscillateur ayant un amortissement constant (généralement 5%), mais de période propre variable, à une accélération donnée. Chaque oscillateur aura une réponse particulière dans le temps et l'on considèrera le maximum de cette réponse. C'est l'ensemble de ces maxima qui constituera le spectre de réponse en accélération absolue pour un amortissement constant. (Figure III. 3) [15].

On distingue:

Pour $T=0$, l'oscillateur est infiniment rigide, on retrouve bien la valeur de A_{max} de l'accélération d'excitation

Pour $T= \infty$, l'oscillateur est infiniment souple, l'accélération maximale est nulle.

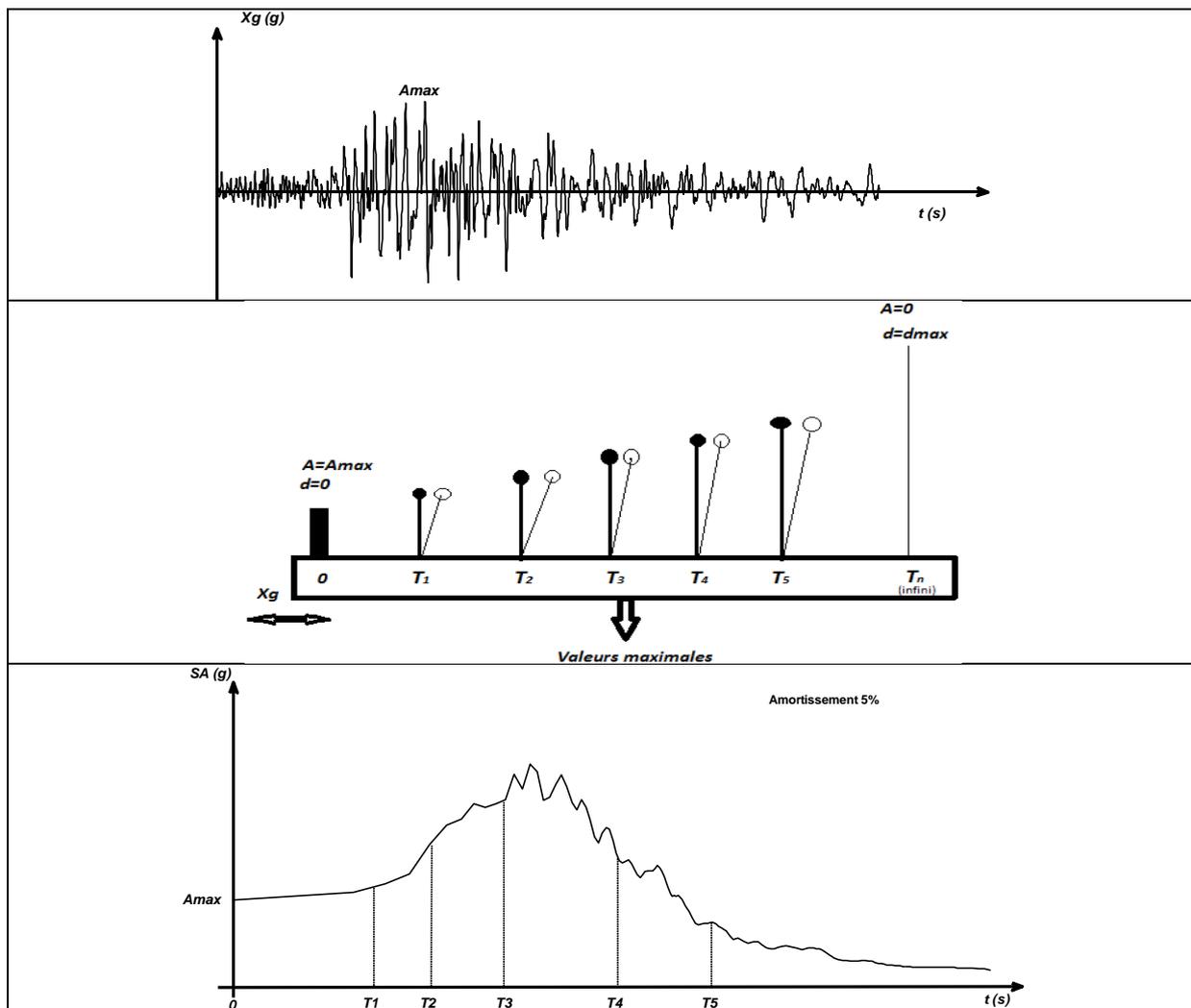


Figure III. 3: Construction physique du spectre de réponse

On peut bien sûr obtenir des spectres de réponse en vitesse relative et en déplacement relatif. Dans la pratique, on utilise le plus souvent des spectres de pseudo accélération (PSA) et de pseudo vitesse (PSV) obtenus à partir du spectre en déplacement (SD) par les relations suivantes:

$$PSV = \omega \cdot SD = \frac{2\pi}{T} \cdot SD$$

$$PSA = \omega^2 \cdot SD = \frac{4\pi^2}{T^2} \cdot SD$$

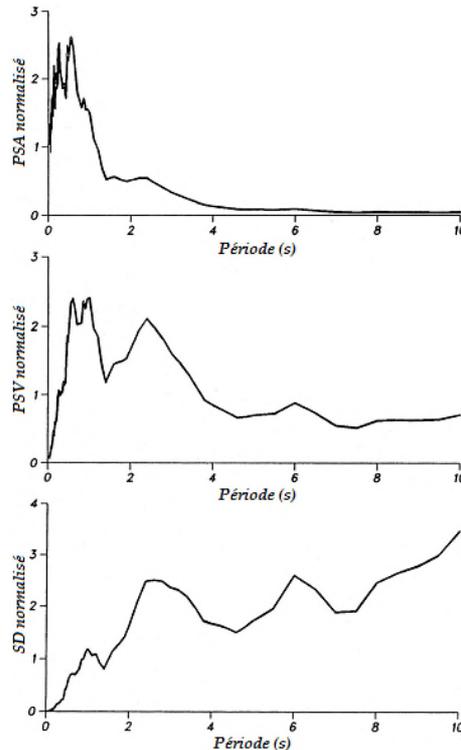


Figure III. 4: Spectre de réponse normalisé en pseudo-accélération, pseudo-vitesse et déplacement [15]

L'expérience a montré que l'intensité avec laquelle un séisme est ressenti en un lieu donné, dépend essentiellement de trois éléments:

La source: elle peut être proche ou lointaine, les mécanismes aussi peuvent être très variés à l'exemple du séisme d'El Asnam, 1980, où la composante verticale a été très influencée par le mécanisme au foyer en compression.

Le trajet: qui est la distance parcourue des ondes depuis le foyer, elle intervient par sa longueur et l'atténuation des ondes due à l'amortissement et à l'hétérogénéité.

Le site: dépend de la nature des terrains superficiels traversés par les ondes sismiques. Cette nature se distingue par les caractéristiques dynamiques et géométriques des sols (Vitesses de propagations, module de cisaillement des sols, épaisseurs des couches, contraste entre couches de sols). Les ponts édifiés sur un sol meuble subissent des

dommages plus importants que ceux situés sur un sol rocheux. Ce phénomène est dû au fait que les couches de sol meubles amplifient l'excitation appliquée au rocher. Il convient donc d'adapter le spectre de réponse à la nature du site comme le montre la Figure III. 5. Le spectre de réponse constitue dans la majorité des cas, la donnée de base pour le calcul sismique [15].

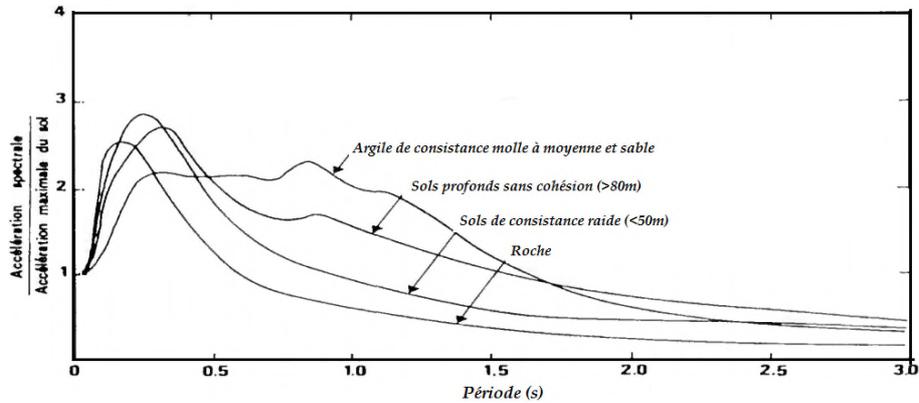


Figure III. 5: Spectre de réponse normalisé pour différents types de sols

I.4.4 Spectre de réponse pour le calcul sismique (spectre réglementaire)

Les caractéristiques détaillées de séismes futures n'étant pas connues, la majorité des spectres de réponse pour le calcul sismique sont obtenus en moyennant, par des procédures spécifiques, les spectres de réponses obtenus à partir d'enregistrements sismiques ayant des caractéristiques similaires telles que les conditions de sol, la magnitude, la source. Pour des considérations pratiques, le spectre de calcul est obtenu par lissage de la moyenne. Plusieurs formes existent dans la littérature, en fonction des régions, des structures et surtout de l'évolution de la recherche. Nous montrons sur la Figure III. 6, le spectre réglementaire du code sismique des ponts en Algérie (RPOA). [13]

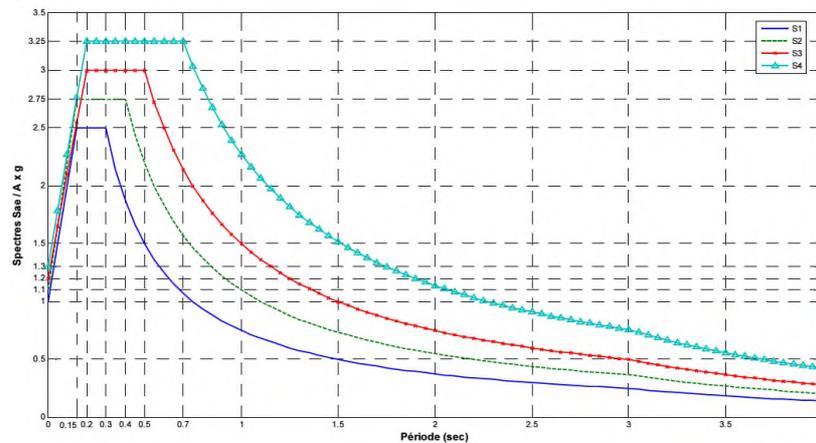


Figure III. 6: Spectre de réponse élastique normalisé, composante horizontale du RPOA pour différentes classifications de site

Les ponts présentent, par rapport aux ouvrages de génie civil, la particularité du tablier qui repose sur des appuis multiples, de rigidités différentes et où le problème relatif aux déplacements dus au séisme est aussi important que celui des forces sismiques.

Une meilleure conception parasismique des ponts doit tenir compte de ces spécificités qui présentent un comportement vis à vis du séisme particulier par rapport aux bâtiments courants. Pour comprendre ces spécificités, il faudrait étudier les causes de désordres ou effondrements de ponts par des séismes anciens ou récents. Les leçons tirées de ces études montrent globalement que les calculs et la conception de ponts en zones sismique ne tiennent pas compte convenablement des situations telles que:

- Les ponts présentent un système structurel simple nécessitant plus d'attention dans la prédiction de la réponse sismique, très sensible aux erreurs de calculs.
- Les ponts sont plus sensibles aux effets de l'interaction sol-structure que les bâtiments; Ils sont généralement étendus, soumis à la variabilité spatiale du mouvement sismique due aux effets de passage d'ondes.
- Les ponts sont souvent construits sur des sites ayant des conditions géotechniques complexes, différentes d'un appui à l'autre et surtout constituées de sols grenus aux alentours des rivières et oued, susceptible de se liquéfier.

Pour la compréhension effective des problèmes potentiels, nous allons citer et illustrer quelques cas de dommages et ruptures qui ont touchés des ponts suite aux séismes [14].

I.5 PATHOLOGIE DES PONTS

La conception des ponts est basée non seulement sur la dynamique des structures, mais aussi sur les leçons tirées par les différentes causes et pathologies dues aux ponts.

Au cours d'un séisme, les ponts peuvent être amenés à osciller dans le sens verticale ou horizontal. En cas d'une sismicité faible ou moyenne, l'excitation verticale peut être facilement absorbée car les ponts sont conçus pour les charges verticales, par contre l'excitation horizontale conduit souvent à des sollicitations plus grandes que toutes les autres actions. La vulnérabilité dans le sens longitudinale est plus grande que dans le sens transversal.

Aussi, les séismes peuvent provoquer dans le sol des tassements, des glissements et induire de la liquéfaction surtout aux bords de rivières. Ces effets peuvent conduire à la ruine des fondations et/ou des piles et culées.

Nous citons à titre indicatifs avec illustrations quelques pathologies attribuées essentiellement à trois phénomènes qui sont les suivants :

I.5.1 Déplacement sismique

La conséquence directe de la sous-estimation du déplacement dû au séisme, estimé à partir de la théorie de l'élasticité appliquée à des modèles de ponts loin de les représenter réellement, est la courte zone d'appui dans le sens longitudinale ou bien les joints entre poutres très étroits pour supporter les déplacements longitudinaux et éviter

les martèlements. La Figure III. 7 ci-dessous montrent les dégâts catastrophiques engendrés par les tremblements de terre sur différents ponts [16].



Figure III. 7: Photos de ponts ayant subis des dommages de type chute du tablier

La chute du tablier conduit parfois à la ruine totale du tablier et du pont comme le montre la photo prise lors du tremblement de terre de Taiwan en 1999 sur la Figure III. 8, à gauche ou celle prise lors du séisme de Nigata en 1964, à gauche de la Figure III. 8 [16].



Figure III. 8: Photos de ponts totalement endommagés par le séisme de Taiwan en 1999 à gauche et Nigata, 1964 à droite.

La sous estimation des déplacements dans le pont peut provenir des différentes amplifications que subissent à l'origine les ondes sismiques surtout en présence de sols meubles, ces amplifications ont été mal estimées. Les déplacements induits peuvent donc causer la rupture des tabliers par insuffisance de la longueur des supports ou bien par martèlement excessifs pour sous dimensionnement des joints. [17]

I.5.2 Rupture des culées

Les sols retenus par les culées sont en général meubles, constitués de remblais mal consolidés, l'action sismique sur ces sols peut entraîner leur rupture ainsi que la rotation des culées suite à l'augmentation des poussées des terres pendant le tremblement de terre tel que schématisé sur la Figure III. 9, ceci a été observé durant des séismes récents. Les poussées excessives peuvent être orientées dans le sens transversal des ponts causant des déplacements importants des culées dans ce sens (Figure III. 10). Des tassements différentiels pouvant être engendrés sont plus dangereux pour les culées [18].

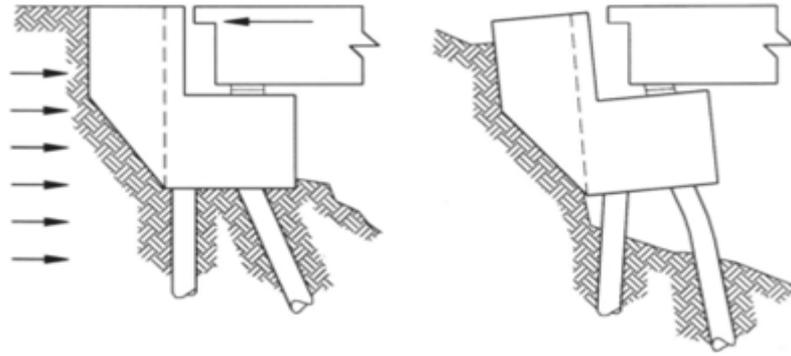


Figure III. 9: Rupture de culée entraînée par l'augmentation des poussées de terre suite au séisme



Figure III. 10: Endommagement par déplacement latéral de la culée suite au séisme

I.5.3 Endommagement des piles

L'endommagement des piles peut amener dans la plus part des cas à l'effondrement de l'ouvrage. Ce type de dommage concerne en premier cas les piles en béton armé dimensionnée d'une manière conventionnelle, avec une armature transversale faible, un grand espacement des étriers par rapport aux sections de l'armature longitudinale. La rupture se produit alors essentiellement par deux mécanismes qui sont:

- Insuffisance de ductilité flexionnelle (Figure III. 11) [19]
- Rupture par cisaillement des colonnes (Figure III. 12) [20]



Figure III. 11: Exemple d'endommagement par insuffisance de ductilité flexionnelle (séisme de Kobé)



Figure III. 12: Exemple d'endommagement par cisaillement des piles

I.5.4 Endommagement des joints

Les joints peuvent être aussi endommagés par l'action sismique pouvant bloquer le fonctionnement des ponts.

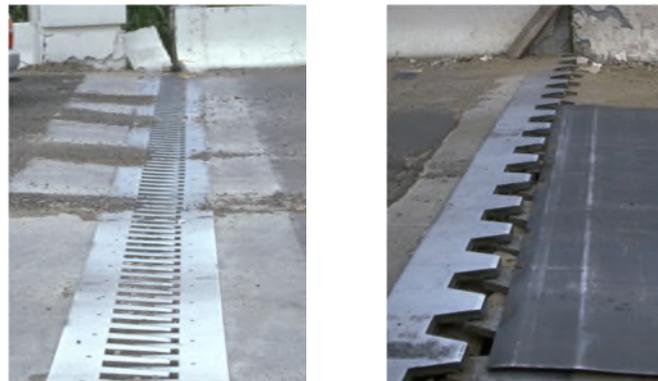


Figure III. 13: Exemple d'endommagement par des joints (séisme de Boumerdes) [21]

I.5.5 Effondrement liés aux effets induits du séisme

En plus de la liquéfaction du sol, les séismes peuvent également induire des glissements de terrain, des éboulements et des tassements. Ce sont surtout les fondations dans les zones soumises à ces effets qui sont mises en danger. Les figures III. 14 ci dessous montre des exemples de désordres liés au sol [21].



Figure III. 14: Exemple de tassement de sol sous fondation de pont (Kobé, 1995) et liquéfaction du sol au pont des Isser (Boumerdes, 2003)

CHAPITRE II

II-1 Introduction :

Etant donné que les voies de communications sont aujourd'hui les sources même du développement d'un pays, les recherches et les études sur les ouvrages d'art ont pris une importance considérable à travers le monde. Dans ce chapitre, il s'agira de décrire le Pont à Haubans sur l'Oued Dib dans la région de la Wilaya de Mila à l'Est Algérien.

II.2 Présentation de l'ouvrage :

II.2.1-Données géotechniques:

La carte géologique de la région fait apparaître des formations sédimentaires composées essentiellement d'argile et grès du Smendou, avec apparition d'alternance d'argile plus au moins schisteuse, de couleur noire, de grès fin jaunâtre et de calcaire marneux. L'ensemble renferme du gypse en abondance.

Du point de vue géologique, le vallon de l'Oued Dib est composé par des sols de nature sédimentaire argileuse au centre et rocheuse aux flancs, ces flancs ont une épaisseur de 80 m par rapport au fond du vallon lui-même [22,23].

Les deux côtés de ce vallon sont composés par des formations marno-calcaires fissurées. Le pendage des couches des marno-calcaires est de l'ordre de 45° NO pour le côté sud du vallon et de 35° SE pour le côté Nord. La partie centrale est constituée, en surface, par des dépôts alluvionnaires et en profondeur par une alternance de couches plus au moins tectonisées.

La reconnaissance géotechnique du sol est un paramètre fondamentale et essentiel pour définir le site sur lequel l'ouvrage sera implanté, ainsi que la proposition des fondations envisagés pour les appuis et de choisir un bon emplacement dans le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage en question.

En ce qui concerne les paramètres mécaniques de ces couches, ils s'améliorent avec la profondeur, jusqu'à atteindre les valeurs de roches compactés.

Les terrains sur les quels repose l'ouvrage sont formés essentiellement de calcaire, de marno-calcaire, de marne, d'argile et de remblai. Le calcaire n'a pas été atteint lors de l'investigation géotechnique. Les marnes sont souvent argileuses et présentent également un aspect Schisteux à des profondeurs faibles et deviennent noirâtres compacte à très compactes (Marno-Calcaire) et indurées en profondeur. La figure II-1 montre un sondage représentatif du site avec un substratum marneux [24].

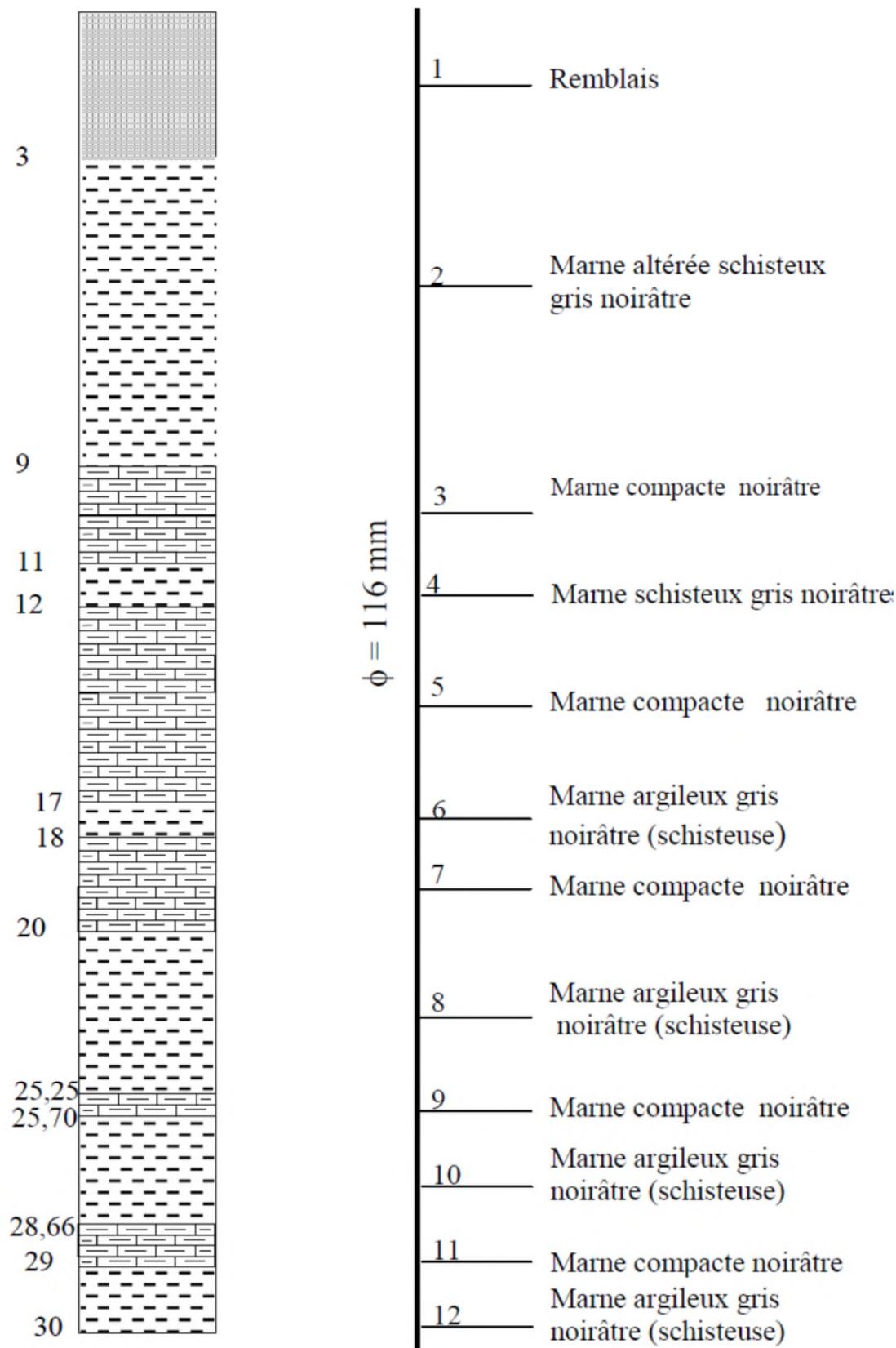


Figure II-1 : Coupe lithologique du site au droit du sondage N°5.

L'étude géotechnique du site se résume aux travaux suivants ;

- 1) Une enquête préliminaire consistant en une bibliographie sur les données topographiques, géologiques et hydrauliques de la région
- 2) Des mesures sur sites (inclinomètres et pressiomètres)
- 3) Des prélèvements d'échantillons de carottes destinés aux analyses pétrophysiques, chimiques et mécaniques des différentes couches formant le site étudié [25,26].

Les résultats généraux sont regroupés dans les tableaux de mesures ci-dessous. Malheureusement, nous n'avons pas pu récupérer le rapport de sol complet. Seules les essais Pressiométriques ont été récupérés mais la profondeur d'essai n'est pas importante pour pouvoir calculer les paramètres moyens en termes de pression limite ou de module Pressiométriques et classer le site. Les valeurs Pressiométriques sont assez élevées et le site est limite S2 et S3. Pour des raisons de sécurité, nous avons supposé le site comme étant meuble, c'est-à-dire S3.

Tableau II-1- Résultats d'identification Mécanique [22]

Nature des couches	γ (t/m ³)	ϕ (degré)	Cu (bars)
Remblai	2.00	20	0
Marno-calcaire fracturé	2.50	35	0
Marne argileuse	2.00	10	1
Marno-calcaire compact à calcaire	2.50	35	20

II.2.2 Données climatiques :

a) Le vent :

Le vent développe une pression appliquée perpendiculairement à l'axe longitudinale dans toutes la surfaces de la structure, les efforts engendrés par le vent sont fixés par le RCPR, on prend une surcharge répartie de 2KN/m²en service .

b) la température :

Les effets de température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions. Ils se manifestent au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appuis. Les températures extrêmes sont comprise entre -15°c et $+35^{\circ}\text{c}$.

c) 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) [27].

II-2.3 Présentation de la structure de l'ouvrage :

Le présent travail a pour objectif l'étude d'un pont haubané qui permet de franchir le barrage de Béni Haroun. Ce pont relie les villes de Mila et Jijel (figure II.2).



Figure II.2 : Vue générale du pont à hauban sur l'Oued Dib à Mila

L'ouvrage à étudier est constitué de trois travées de longueur de 111 , 280 et 111m respectivement, pour une longueur totale de 502 m (Figure II. 3).

Le tablier, composé de deux voies, est en béton précontraint avec une largeur totale de 13.30 m (10.50 m asphaltés plus deux trottoirs de 1.05 m et deux rebords de 0.35 m). Il est constitué d'une dalle (partie supérieure du voussoir) de 20 cm d'épaisseur, raidi par trois nervures de 2 m de haut et 22 cm de large (Figure II.4). Il est porté par deux pylônes qui sont en forme de H et qui ont une hauteur de 110 m et 140 m respectivement. Les mâts des pylônes ont une hauteur d'environ 60 m au dessus du tablier (Figure II.5).

Le haubanage du tablier est en demi-éventail et latéral, avec un total de 88 câbles, 44 soutenant la travée centrale et 22 pour chaque travée de rive. Trois paires de haubans de retenue relient chaque tête de pylône aux culées voisines. Les câbles des haubans sont constitués avec des barres en acier de 7 mm de diamètre et ont des sections variant entre 22.5 et 55.5 cm^2 [22].

Chaque pylône, représenté sur la figure II.5, se compose de deux mats en béton armé, avec des dimensions transversales variables. Une première poutre inférieure relie les têtes des futs supporte le tablier par l'intermédiaire d'appuis en élastomère fretté, et une deuxième poutre supérieure relie les têtes des mâts.

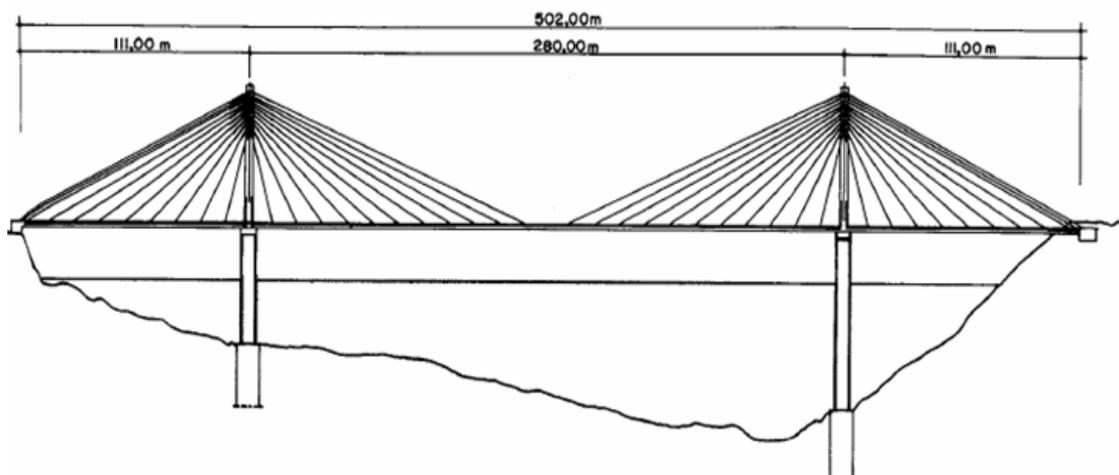


Figure II.3 : Vue en élévation du pont à haubans de l'Oued Dib à Mila

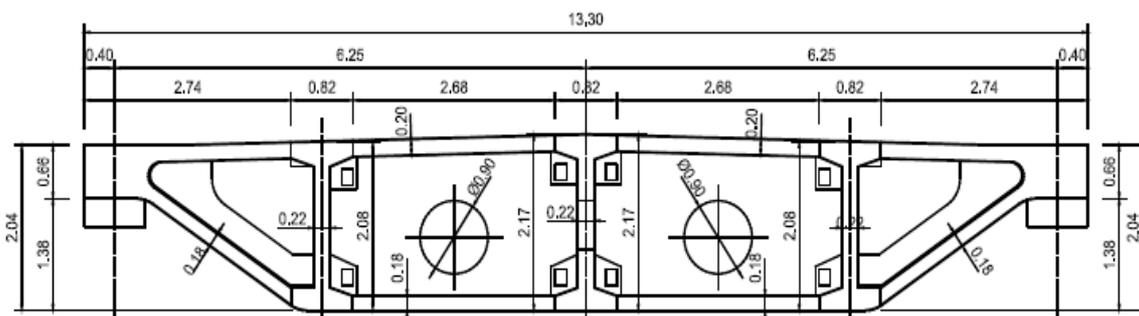


Figure II.4 : Section transversale du tablier du pont à hauban sur l'Oued Dib à Mila.

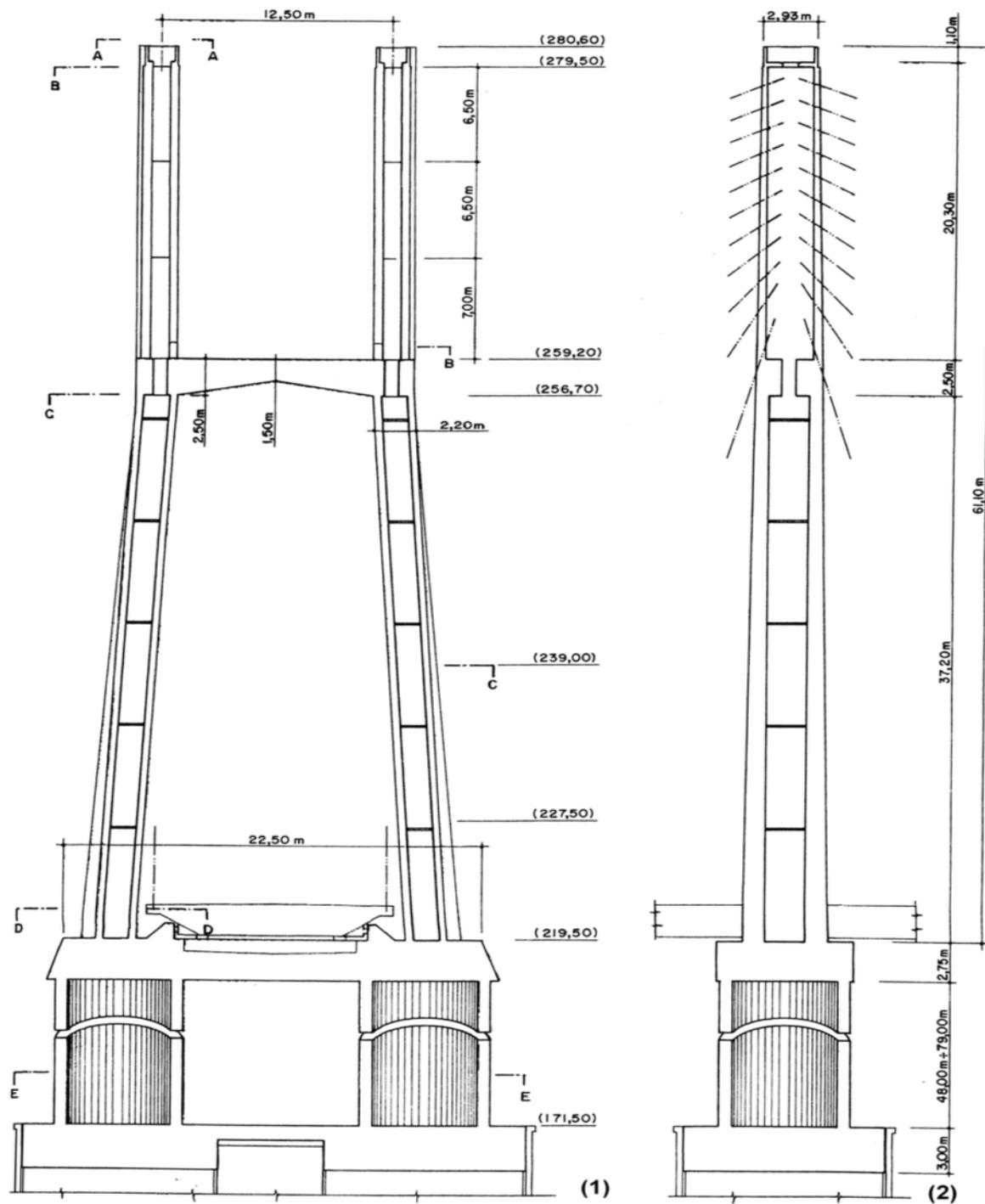


Figure 5 : Vue en élévation du pylône du pont à hauban sur l'Oued Dib à Mila, (1) Vue de face du pylône ;(2) Vue de profil du pylône

CHAPITRE III

III.1 Introduction :

Nous proposons dans le présent chapitre d'évaluer et d'analyser le comportement du pont sous sollicitations statiques, c'est-à-dire les charges verticales. L'évaluation des différents types de charges et surcharges susceptibles d'être appliquées sur l'ouvrage, telles que les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et l'action thermique en se basant sur des D.T.R (documents techniques réglementaires) est faite. Nous détaillerons les charges hors trafic dans un premier temps pour passer ensuite à toutes les charges dues aux différents types de trafic pour exposer à la fin les différentes combinaisons de ces actions.

Le pont étudié est analysé dans ce chapitre. Différentes réponses statiques seront discutées, notamment sous l'effet du poids propre, de la précontrainte et les différentes combinaisons d'actions.

III.2 Les actions :

III.2.1 Les actions hors trafic :

Les actions hors trafic sont composées d'actions permanentes et d'actions variables.

III.2.1.a Les actions permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse (voussoirs), et les compléments des charges permanentes qui sont des éléments non porteurs (revêtements, trottoirs, garde-corps, rebords, glissières de sécurité, corniches). (Figure III.1).

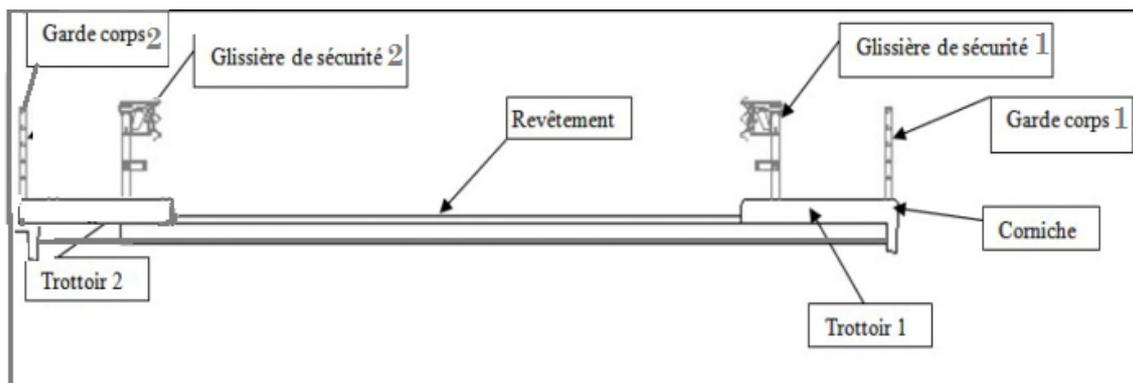


Figure III.1 : Les éléments non porteurs du pont de Mila.

III.2.1.b Les actions variables hors trafic :

Les actions variables comprennent :

- les charges d'exploitations : elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier (fascicule 61 titre II).
- les charges climatiques : le vent et la température.
- les actions accidentelles.

III.3 Evaluation des actions hors trafic :**III.3.1 Les éléments porteurs (charge permanente CP) :****➤ Poids propre de la dalle :**

$$P_{\text{Dalle}} = A * \rho_B = ((13.3 * 0.6) + (11.5 + 7.82) * 1.44/2) * 2.5$$

$$P_{\text{Dalle}} = 547,26 \text{ KN/ml}$$

D'ou

$$P_{\text{dalle}} = 547,26/13,3 = 41,147 \text{ KN/ml}$$

Avec

A : l'aire de la section transversale de la dalle.
 $A = 21.8904 \text{ m}^2$

ρ_B : Le poids volumique du béton.

$$\rho_B = 25 \text{ KN/m}^3$$

III.3.2 Complément des charges permanentes :**➤ Poids du revêtement :**

$$P_r = 0.1 * 22 * 10.5$$

$$P_r = 23.1 \text{ KN/ml}$$

➤ Poids des trottoirs :

$$P_t = 2 * 1.05 * 0.2 * 25$$

$$P_t = 10.5 \text{ KN/ml}$$

➤ Poids des gardes corps :

$$P = 2 * 1$$

$$P = 2 \text{ KN/ml}$$

➤ **Poids des rebords : »**

$$P_{re} = 2 * 0.35 * 0.2 * 25$$

$$P_{re} = 3.5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Poids des glissières de sécurité :**

$$P_{glissière} = 0.6 * 2$$

$$P_{glissière} = 1.2 \text{ KN/ml}$$

➤ **Poids de la corniche :**

$$P_C = 0.08 * 3 * 25 * 2$$

$$P_C = 12 \text{ KN/ml}$$

$$CCP = P_r + P_t + P + P_{re} + P_C = 52.3 \text{ KN/ml}$$

D'ou

$$CCP = 52,3/13.3 = 3,93 \text{ KN/m}^2$$

$$G = PP + CCP = 45,077 \text{ KN/m}^2$$

III.3.3 Action thermique :

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de la température se réfère à la température moyenne de lieu, soit pour la région de Mila $\Delta T = 25^\circ\text{C}$

III.4 Evaluation des actions dues au trafic :

III.4.1 Les charges à considérer :

Deux systèmes de charges civiles A et B peuvent être disposés sur les chaussées des ponts. Ces systèmes sont distincts et indépendants, en ce sens que le calcul des effets ne peut être appliqué simultanément. Les deux systèmes A et B sont à envisager successivement pour toutes les justifications des éléments du tablier et du pont. En outre, les itinéraires faisant l'objet d'un classement doivent permettre la circulation de matériels militaires lourds ou de convois exceptionnels.

III.4.2 Largeur roulable, largeur chargeable, nombre de voies :

III.4.2.a Largeur roulable (LR) :

La largeur rouable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures : elle comprend donc outre la chaussée proprement dite

toutes les sur largeurs éventuelles telle que bande dérasée, bande d'arrêt....etc. Dans le cas où l'on prévoit un élargissement futur de la chaussée, il y'a lieu de considérer celle-ci dans son état définitif. Dans notre cas $L_R = 10,5m$.

III.4.2.b Largeur chargeable (LC) :

La largeur chargeable se déduit de la largeur rouable. En enlevant une bande C de 0.50 m le long de chaque dispositif de retenue soit la glissière ou barrière lorsqu'il en existe.

Donc :

$$LC = LR - (2 * 0.5)$$

$$LC = 10,5 - (2 * 0.5) = 9,5 m$$

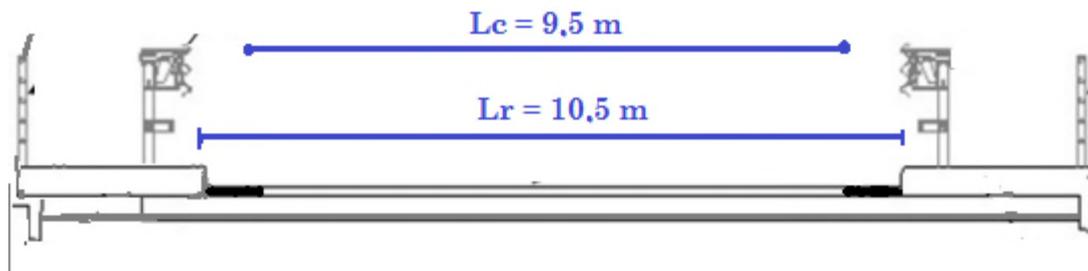


Figure III.2 : Dimensions de la largeur rouable et chargeable

III.4.2.c Nombre de voies :

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation noté N égale à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimé en mètre.

$$N = \frac{l_c}{3} = \frac{9,5}{3} = 3,16$$

$N = 3$ voies, mais en réalité on en a que 2 voies.

III.4.2.d classe du pont :

Tous les ponts supportant des chaussées de largeur rouable supérieure ou égale à 7 m sont classés en 1ère Classe.

$L_R = 10,5m$, donc notre ouvrage est de 1ère classe.

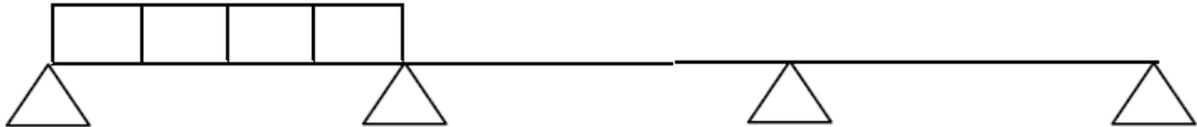
III.4.3 système de charge A :

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus de 200m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité égale au produit de la valeur A(l) exprimé en KN/m^2 et donnée en fonction de la longueur chargée l, exprimé en m par la formule suivante :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l+12}$$

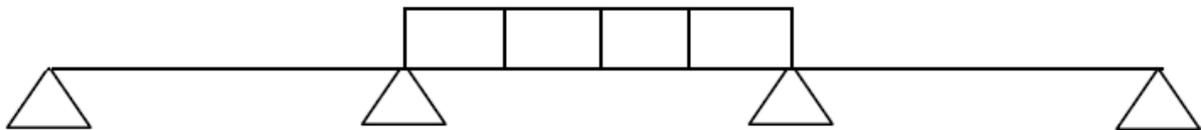
- Pour $l_1 = 111m$

$$A(l_1) = 2.3 + \frac{360}{111+12} = 5.22 \text{KN/m}^2$$



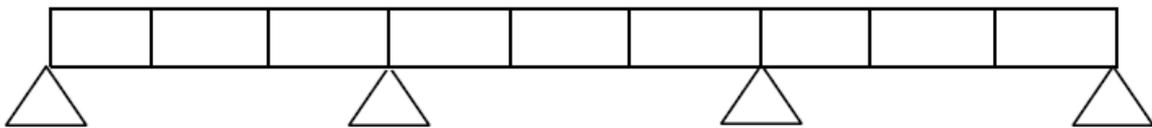
- Pour $l_2 = 280 m$

$$A(l_2) = 2.3 + \frac{360}{280+12} = 3.53 \text{KN/m}^2$$



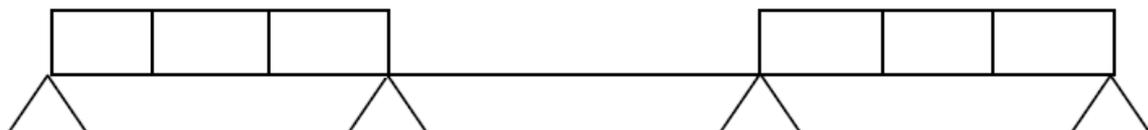
- Pour $l_3 = 502 m$

$$A(l_3) = 2.3 + \frac{360}{502+12} = 3 \text{KN/m}^2$$



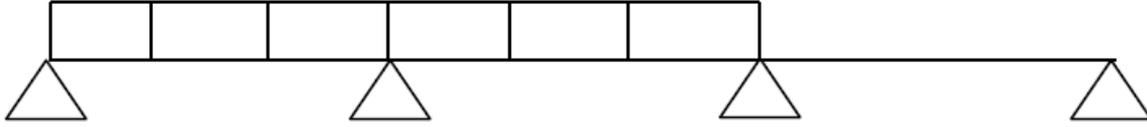
- Pour $l_4 = 222m$

$$A(l_4) = 2.3 + \frac{360}{222+12} = 3.83 \text{KN/m}^2$$



- Pour $l_5 = 391m$

$$A(l_5) = 2.3 + \frac{360}{391 + 12} = 3.19KN/m^2$$



En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur de A_i est multipliée par les coefficients α_1 à partir de tableau 4.1 de RPOA.

Nombre de voies		1	2	3	4	>5
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

Tableau III.1 : Coefficient α_1 en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées

D'après le tableau ci-dessus : $\alpha_1=1$

D'où La charge A_i est obtenue par $A_i = \max\{\alpha_1, 4 - 0,002l\}$

Donc :

$$A_1 = 5,22 \text{ KN/m}^2$$

$$A_2 = 3,53 \text{ KN/m}^2$$

$$A_3 = 3 \text{ KN/m}^2$$

$$A_4 = 3.83 \text{ KN/m}^2$$

$$A_5 = 3.19 \text{ KN/m}^2$$

Les charges A_i obtenues sont multipliées par un coefficient $\alpha_2 = v_0/V$ avec V est la largeur d'une voie égale à 5,25m. v_0 est donné dans le tableau suivant en fonction de la classe du pont.

Classe de Pont	v_0
1	3,5 m
2	3 m
3	2,75 m

Tableau III.2: Valeurs de v_0 en fonction de la classe du pont.

Nous avons d'après RCPR : $A_2 = \alpha_2 A_1$

Donc :

$$A_1 = 18,27 \text{ KN/m}^2$$

$$A_2 = 12,35 \text{ KN/m}^2$$

$$A_3 = 10,50 \text{ KN/m}^2$$

$$A_4 = 13,40 \text{ KN/m}^2$$

$$A_5 = 11,16 \text{ KN/m}^2$$

III.4.4 Système de charge Bc :

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- Disposition dans le sens transversal : nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voie de circulation.
- Disposition dans le sens longitudinal : nombre de camion est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

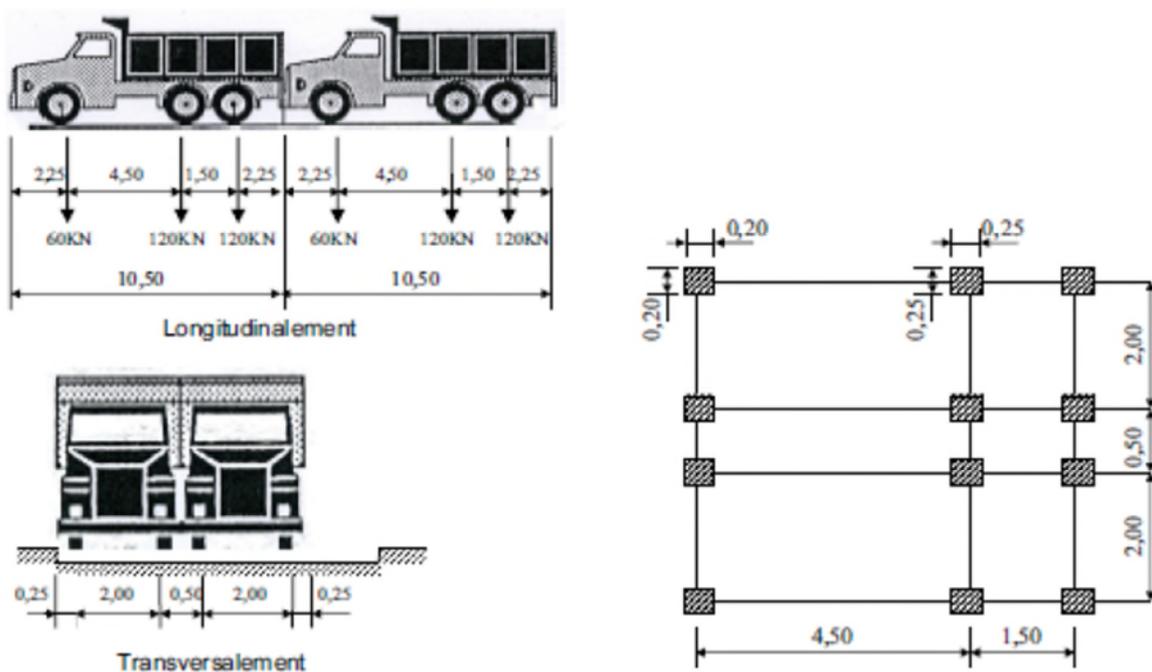


Figure III.3 : Les dimensions de système B_c .

III.4.5 Charge militaire Mc120 :

Les ponts doivent être calculés pour supporter des charges de véhicules militaires de type MC 120 susceptibles d'être dans certains cas les plus défavorables que celles calculées précédemment (A et B). Les véhicules type MC120 peuvent circuler en convois, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50m.

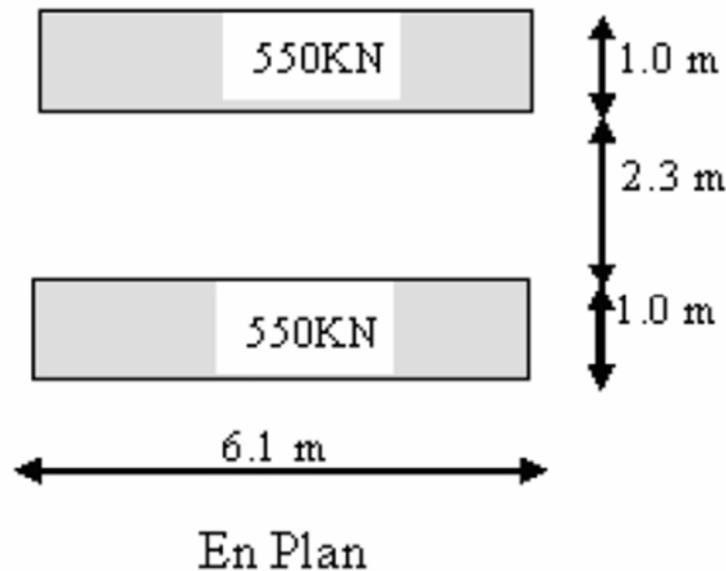


Figure III.4 : Les dimensions de système M_c 120.

III.4.6 Convois exceptionnelle D240 :

Ce convoi comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240t de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.2m de large et 18.6m de long, le poids par mètre linéaire égal à 12.90 t/m. Le convoi D240 est supposé circuler seul quel soient la largeur et la longueur du pont.

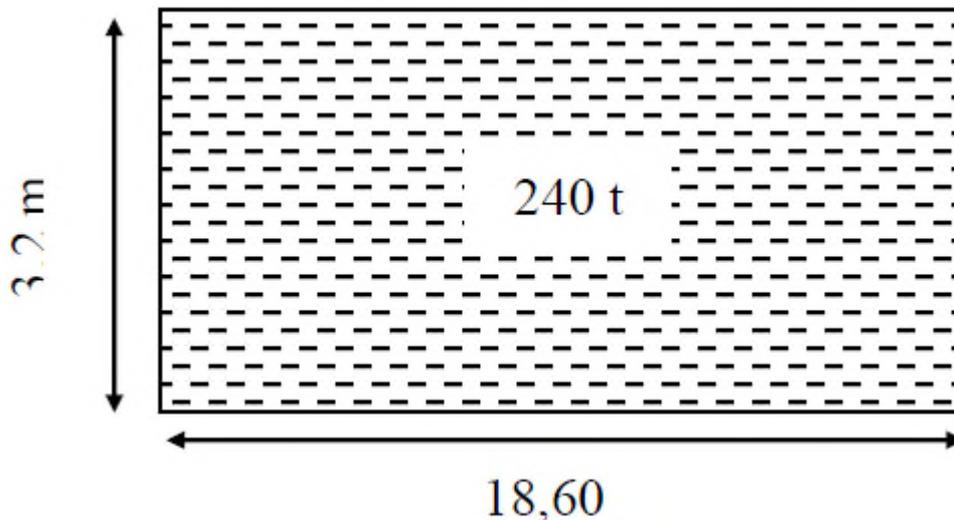


Figure III.5 : Les dimensions de système D240.

$$P=2400\text{KN}$$

$$P=\frac{p}{l}=\frac{240}{18,6}=129 \text{ KN/ml}$$

$$D_{240}=129 \text{ KN/ml}$$

III.4.7 Surcharge de trottoir :

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 1.5 KN/m² réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal à envisager.

Pour l'analyse locale on applique une charge de 4.5KN/m².

III.5 Combinaisons des actions :

Il convient de combiner les différentes actions qui peuvent s'exercer sur l'ouvrage, pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites à considérer. Les combinaisons d'actions expriment différentes répartitions des efforts appliqués (en distinguant les actions permanentes, variables et accidentelles) aux structures en fonction de la probabilité de leur existence et des plus grandes valeurs qu'ils peuvent prendre. Ces combinaisons sont à comparer avec la résistance des matériaux (béton, aciers, sols) et à prendre en compte pour l'étude de la stabilité des éléments de fondations. Les différentes combinaisons possibles sont données dans le tableau III.3 dans les deux cas ELS et ELU

Tableau III.3 : Combinaisons des actions [27].

ELU	ELS
1.35 G+2.175 A(L)	G+1.74 A(l)
1.35 G+1.5 BC	G+1.2 BC
1.35 G	G
1.35 G+1.5 SR	G+1.2 SR
1.35 (G+MC120)	G+MC120
1.35 (G+D240)	G+D240
1.35G+1.5BC	G
1.35G	G+0.6 (1.74A(l))
1.35G+1.5SR	G+0.6 (1.2BC)
1.35G+1.35MC120	G
1.35G+1.35D240	G+0.6 (1.2SR)
1.35G	G

III.6 Modélisation de l'ouvrage :

La modélisation est la partie essentielle dans l'étude d'une structure, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Dans notre cas, la structure du pont de Mila a été modélisé par le logiciel **Sap 2000.version 14.2.2**.

- ✓ Le tablier a été modélisé par 6724 éléments de type 'poutre' (Shell élément).
- ✓ Les piles et les mats par 16 éléments de types 'barre' (frame élément),
- ✓ Les haubans par 88 éléments de type 'câble'
- ✓ Les appareils d'appui par 12 élément de type 'links',

Le model comprend 1680 nœuds.

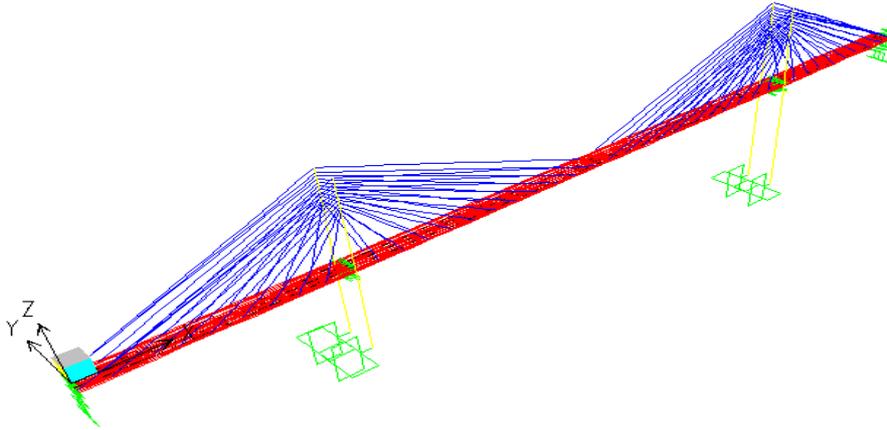


Figure III.6 : vue générale du pont [28].

Les caractéristiques mécaniques suivantes ont été utilisées :

Le tablier

Les propriétés des matériaux du tablier ont été prises des données fournies par la Direction des Travaux Publics (DTP) de la Wilaya du Mila.

Module d'élasticité du béton précontraint : $E = 39 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$

Coefficient de poisson : $\nu = 0.2$

Poids volumique : $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$

Les haubans

Les câbles ont été modélisés en élément de type barre, avec une rigidité qui dépend seulement du module d'élasticité du câble E_c , de la section transversale A_{net} et de la longueur L (i.e. $E_c \cdot A_{net} / L$).

Les caractéristiques mécaniques utilisées pour les haubans ont été fournies par la Direction des Travaux Publics (DTP) de la Wilaya de Mila.

Module d'élasticité : $E_{c,s} = 190 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$

Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$

Poids volumique : $\gamma = 80 \text{ KN/m}^2$

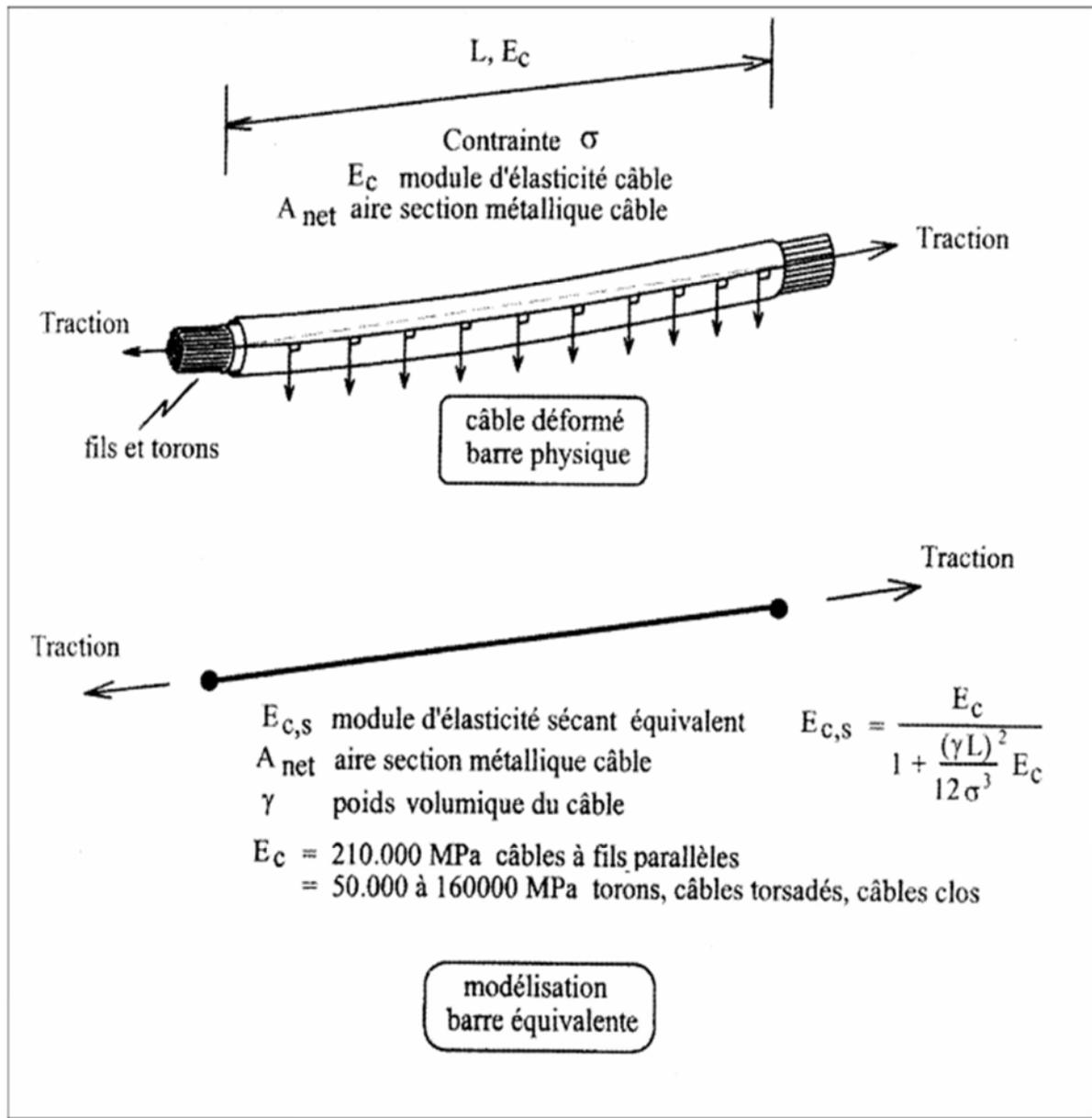


Figure III.7 : Modélisation pratique des câbles [23].

Les pylônes (mats+pile) :

Le module de Young : $E = 390 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$

Coefficient de poisson $\nu = 0.2$

Le poids volumique $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$

On introduit dans notre model toutes les caractéristiques de l'ouvrage (dimension, matériaux, chargement) et toutes les combinaisons d'actions.

III.7 Résultats :

Dans ce qui suit nous allons présenter quelques résultats dans certains point de l'ouvrage dus à des sollicitations agissantes sur le tablier sous les différentes combinaisons des charges verticales.

III .7.1 Sous l'effet du poids propre G

Sous l'effet du poids propre, les efforts internes (moment fléchissant et effort tranchant) le long du tablier sont montrés sur la figure III.8 et 9. Le moment fléchissant n'est pas tout à fait symétrique à cause des pylônes qui ne le sont pas, il est maximal à mi travée. La distribution des efforts internes est de type poutre continue. L'effort tranchant est maximal autour du pylône P2. Il est à noter que la distribution de l'effort tranchant ne ressemble pas à celui de poutre continue sur 4 appuis. La présence de haubans fait que l'effort tranchant est distribué le long du tablier. Pour chaque combinaison, la distribution des efforts est déterminée. La situation la plus défavorable est retenue pour servir au calcul de la précontrainte.

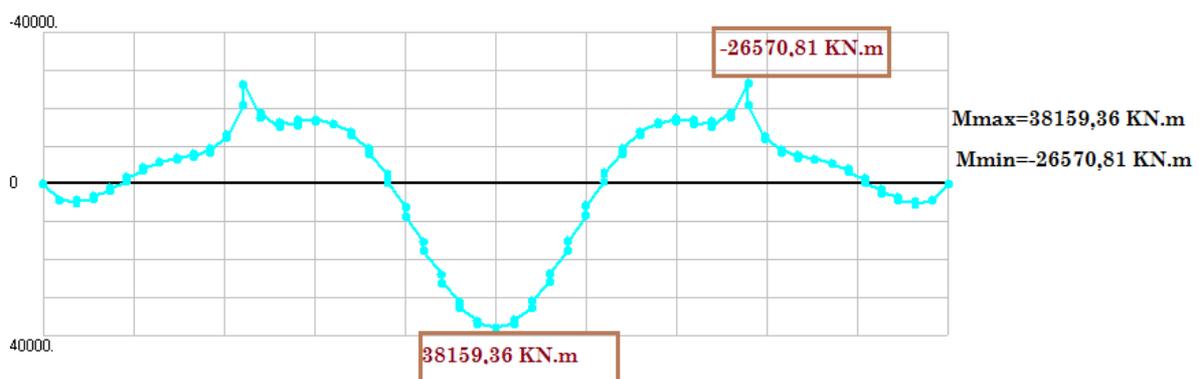


Figure III.8 : Diagramme de moment fléchissant sous G

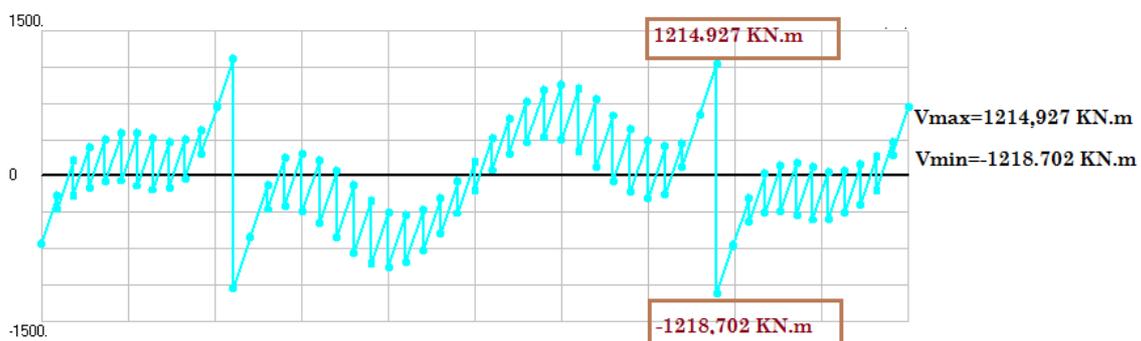


Figure III.9 : Diagramme d'effort tranchant sous G [28].

III.7.2 sous l'effet de la précontrainte :

Pour la situation de chargement la plus défavorable, la détermination de la force de précontrainte servant au calcul du nombre de câbles et le tracé, est faite. A titre d'exemple pour la situation de chargement précédente (sous G (poids propre, PP+ charges complémentaires permanentes, CCP)), la force de précontrainte a été déterminée (22600 KN), le calcul des pertes fait (18%) et le résultats sur la nouvelle configuration des efforts internes dans le tablier est donnée sur la figure III.10 et 11. Ces efforts ne sont pas symétriques. L'allure des moments fléchissant s'est inversée, les parties les plus tendues (mi-tablier) sont devenues comprimés et les efforts maxima sont réduits.

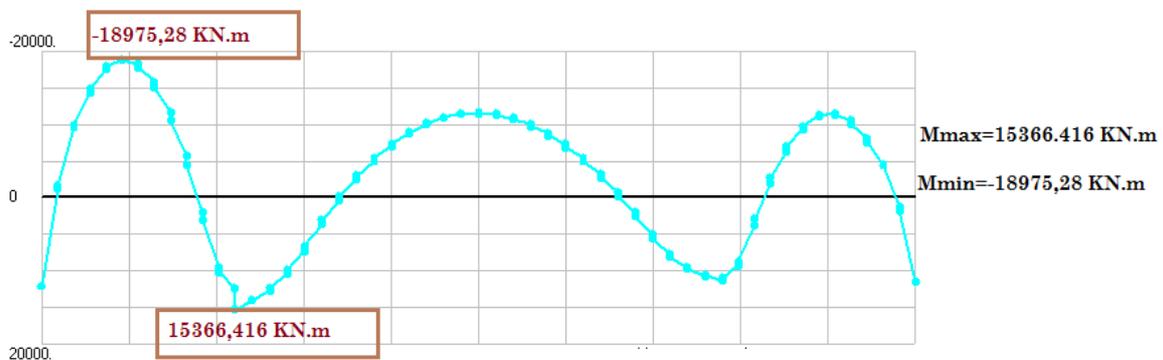


Figure III.10 : Diagramme de moment fléchissant sous PC

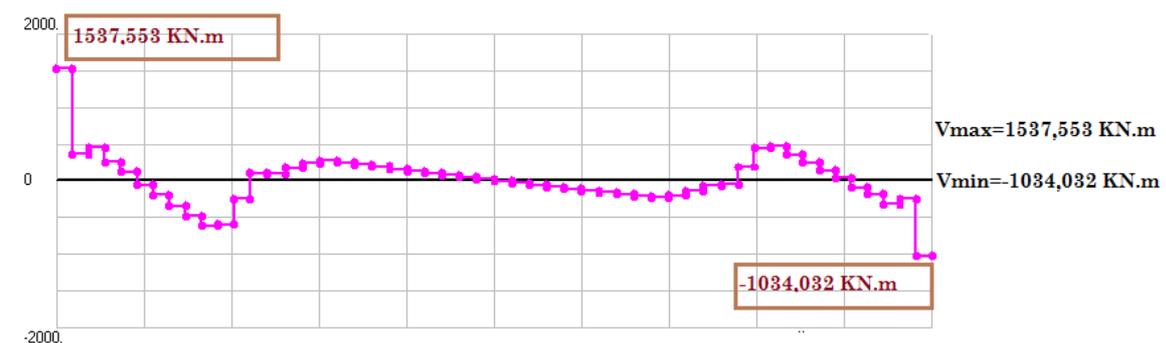


Figure III.11 : Diagramme d'effort tranchant sous PC [28].

III.7.3 Résultats sous différentes combinaisons de calcul :

Les diagrammes des enveloppes des moments fléchissant et des efforts tranchants obtenus sous les différents cas de surcharges roulantes sont montrés ci-après.

➤ Sous la combinaison G+A(L2) à l'ELU

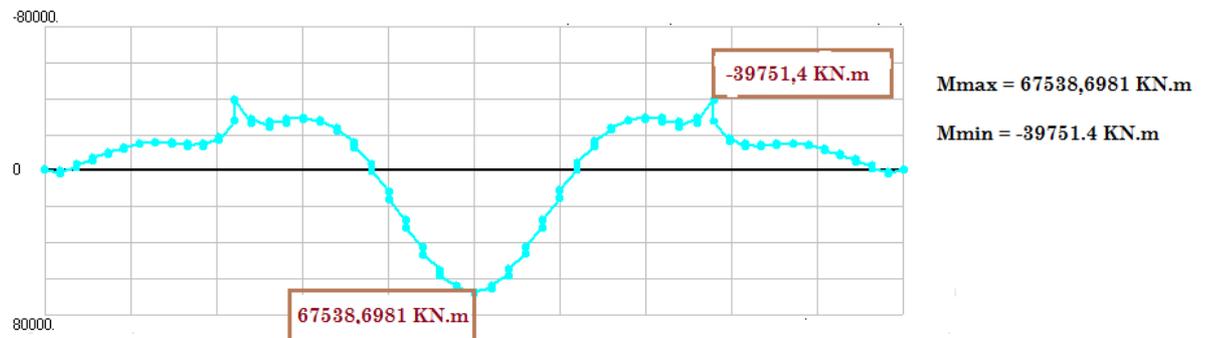


Figure III.12 : Diagramme de moment fléchissant sous la combinaison G+A(L2) à l'ELU

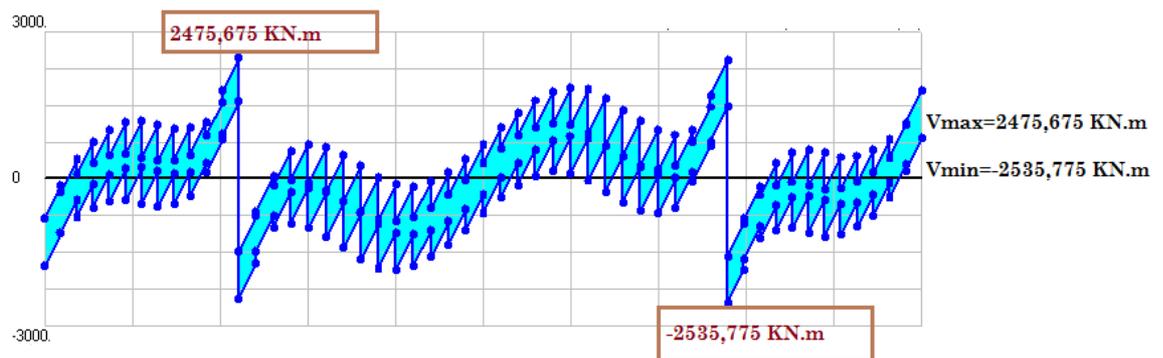


Figure III.13 : Diagramme représentant les enveloppes des efforts tranchants sous la combinaison G+D240 à l'ELU [28].

➤ Sous la combinaison G+A(L2) à l'ELS :

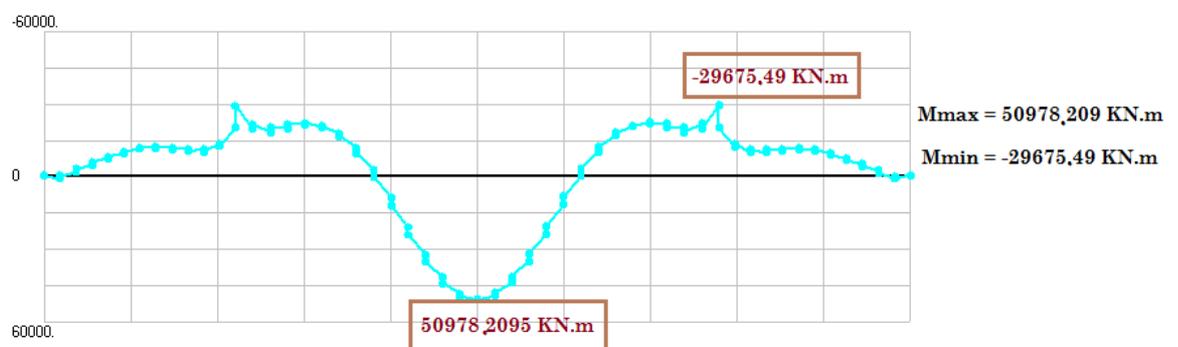


Figure III.14 : diagramme représentant les enveloppes des moments fléchissant sous la combinaison G+A(L2) à l'ELS

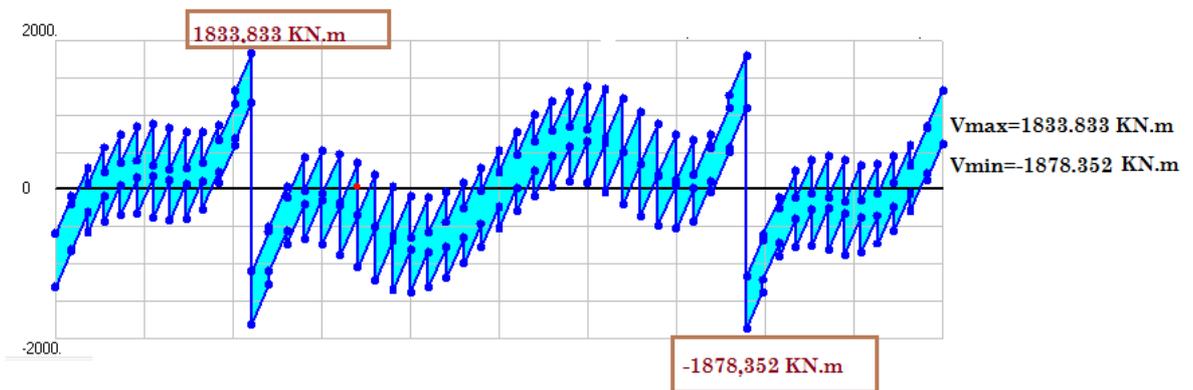


Figure III.15 : Diagramme représentant les enveloppes des efforts tranchants sous la combinaison G+D240 à l'ELS [28].

➤ **Sous D240**

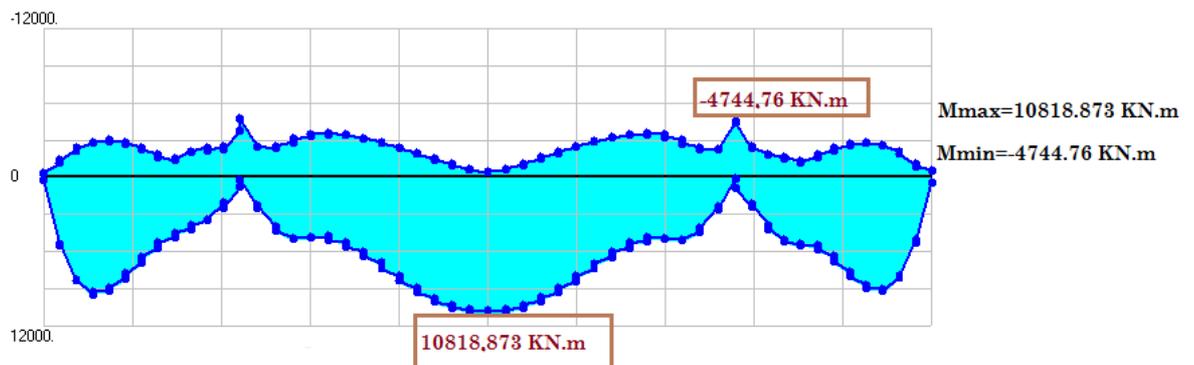


Figure III.16 : Diagramme représentant les enveloppes du moment fléchissant sous la combinaison D240

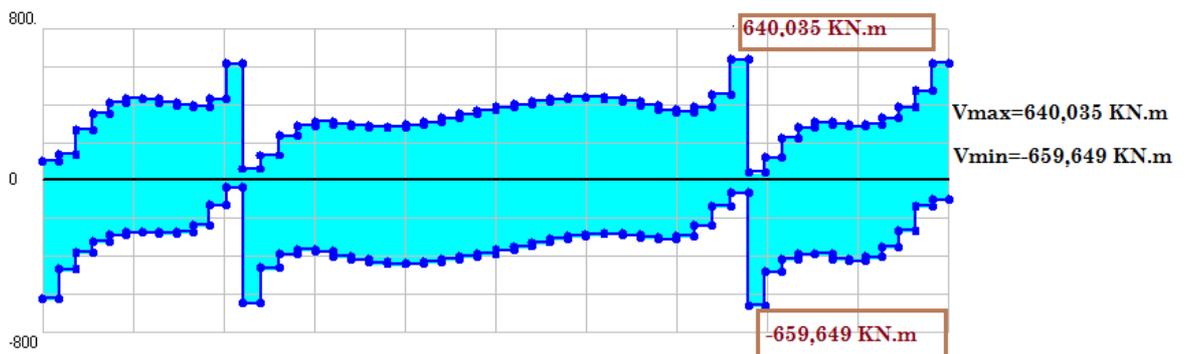


Figure III.17 : Diagramme représentant les enveloppes de l'effort tranchant sous la combinaison D240 [28].

Il est à noter que les moments fléchissant les plus défavorables sous différentes combinaisons sont sur appui pour les fibres tendues supérieures et à mi-travée

centrale pour les fibres tendues inférieures. L'effort tranchant est relativement distribué dans le tablier et ce sous l'effet des haubans.

Pour les quelques exemples montrés sur les figures précédentes, les valeurs maximales et minimales (au sens algébrique) sont résumées dans le tableau III.5.

Il apparait clairement que les efforts sont très importants surtout dans le cas de la première combinaison à l'ELU.

Tableau III.5 : Valeurs maximales et minimales le long du tablier des efforts internes sous quelques cas de combinaison d'action.

Combinaison de charges	Mt flech. max (KN.m)	Mt flech. min (KN.m)	Effort tranch. max (KN)	Effort tranch. min (KN)
G+A(L2) à l'ELU	65536.7	39751.4	2475.7	2535.77
G+A(L2) à l'ELS	50998.2	29675.49	1833.83	-1878.35
D240	10818.9	-4744.76	640	-659.65

CHAPITRE IV

IV.1 Introduction

Les séismes se propageant à travers le sol excitent les ouvrages par mouvement (déplacements, vitesses ou accélérations) imposé aux appuis. Ces mouvements sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement des périodes de la structure et de la nature du sol. L'action du séisme sur une structure peut être évaluée par des spectres de réponse ou par des accélérogrammes (enregistrements réels ou accélérogrammes artificiels).

Dans le présent chapitre, nous allons effectuer une analyse sismique du pont de Mila conformément au Règlement Parasismiques Algérien des Ouvrages d'Art (RPOA). Dans un premier temps nous allons déterminer les modes de vibrations libres et leurs taux de participations modales dans le but de caractériser le comportement dynamique du pont. Cette étude modale constituera la base du calcul modale spectral. Le RPOA préconise d'utiliser les combinaisons suivantes :

G+E1 tel que $E1 = Ez + 0.3 (Ex + Ey)$.

G+E2 tel que $E2 = Ey + 0.3 (Ex + Ez)$.

G+E3 tel que $E3 = Ex + 0.3 (Ey + Ez)$.

Où Ex , Ey et Ez sont les composantes du spectre de calcul du RPOA montrés dans le chapitre I.

Dans la seconde partie de ce travail nous allons utiliser un accélérogramme pour effectuer une étude de vérification de quelques paramètres de réponse à une excitation verticale représentée par l'enregistrement à la station Dar El Beida.

IV.2 Méthode de calcul

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamentale) ou par la méthode de spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

Selon le RPOA, l'utilisation d'autres méthodes (spectre de puissance, analyse temporelle linéaire ou non linéaire) doit faire l'objet de justification scientifique validée.

IV.2.1 Méthode monomodale :

Les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodal. Les déplacements sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamentale dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle soit en appliquant la méthode approchée exposée ci-après.

Cette méthode ne s'applique pas aux ponts spéciaux : arcs, ponts à béquilles, ponts à câbles (de suspension ou de haubanage), ponts cantilever.

Dans notre projet, expérimentalement cette méthode n'est pas applicable car le premier mode fondamental n'atteint que 11% de la masse modale de structure qui doit être supérieur à 70%.

IV.2.2 Analyse dynamique linéaire : méthode de spectre de réponse :

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. La réponse globale est obtenue par des combinaisons statiques des contributions modales maximales. Les effets de l'action sismique doivent être déterminés à partir d'un modèle linéaire dynamique complet, en accord avec les lois de la mécanique et avec les principes de l'analyse structurale.

- **Composante horizontale :**

Le RPOA donne le spectre de réponse élastique pour les deux directions horizontales (longitudinales et transversale) par les formules ci-dessous :

$$S_{ae}(T, \xi) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec

- ✓ g : Accélération de la pesanteur = 9.81m/s².
- ✓ T_1, T_2 : Période caractéristiques associées à la catégorie de site donné dans le tableau IV.1
- ✓ S : Coefficient de site donné dans le tableau IV.1

Tableau IV.1 : Valeurs de T_1, T_2 et S pour la composante horizontale

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0.15	0.15	0.2	0.2
T_2	0.3	0.4	0.5	0.7
S	1	1.1	1.2	1.3

- ✓ A : Coefficient d'accélération de zone donné dans le tableau IV.2

Tableau IV.2 : Valeurs du coefficient A

Groupe de pont	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

- ✓ $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$: Facteur de correction de l'amortissement.
- ✓ ξ : Taux d'amortissement

- **Composante verticale :**

Le spectre de réponse pour la composante verticale est donné par les formules ci-dessous

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

Avec

- ✓ g : Accélération de la pesanteur = 9.81m/s^2 .
- ✓ A : Coefficient d'accélération de zone donné dans le tableau VI.2.
- ✓ α : Coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité : $\alpha=0.7$ pour les zones sismiques I, II, IIb et 1,0 pour la zone sismique III.
- ✓ T_1, T_2 : Période caractéristiques associées à la catégorie de site donné dans le tableau IV.3 [13].

Tableau IV.3 : Valeurs de T_1 et T_2 pour la composante verticale.

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.2	0.2
T2	0.3	0.4	0.4	0.4

IV.2.2.1 Application sur l'ouvrage

VI.2.2.1a Introduction :

Ce présent chapitre a pour objectif d'effectuer une première estimation des efforts s'exerçant dans le pont sur l'Oued Dib lors d'un séisme. Les modes propres de vibration libres sont représentés sur les figures IV-1 à IV-3. Les

valeurs de période ainsi que les taux de participation de masse modale sont reportés sur le tableau IV-4

IV.2.2.1b Résultats de l'analyse modale :

Tous les détails du modèle ont été donnés dans le chapitre précédent.

L'extraction de 100 modes ont donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4 : Modes et périodes propres.

Modes	Période (sec)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	3,146383	0,00233	1,273E-16	0,11909	0,00233	1,273E-16	0,11909
2	2,638849	6,122E-18	0,57691	1,777E-17	0,00233	0,57691	0,11909
3	1,939998	0,00252	8,656E-19	0,00015	0,00485	0,57691	0,11924
4	1,645108	1,869E-15	0,00629	1,894E-16	0,00485	0,5832	0,11924
5	1,353994	0,01783	2,904E-17	0,08703	0,02267	0,5832	0,20628
6	1,22926	3,337E-16	0,22599	7,484E-16	0,02267	0,80919	0,20628
7	1,185704	0,00208	2,959E-17	0,000006751	0,02476	0,80919	0,20628
8	1,035376	0,00549	7,63E-17	0,20977	0,03025	0,80919	0,41605
9	0,856665	2,938E-15	0,00413	2,715E-15	0,03025	0,81332	0,41605
10	0,813326	0,2109	9,19E-17	0,00134	0,24115	0,81332	0,41739
11	0,808154	8,312E-15	0,0032	1,11E-15	0,24115	0,81652	0,41739
12	0,748485	8,661E-15	0,09718	1,108E-15	0,24115	0,91371	0,41739
13	0,732765	0,54638	2,662E-16	0,00234	0,78753	0,91371	0,41973
14	0,669503	8,876E-15	0,03012	8,327E-14	0,78753	0,94383	0,41973
15	0,620544	0,00059	3,534E-17	0,00891	0,78812	0,94383	0,42864
16	0,556166	0,02943	1,95E-15	0,00185	0,81755	0,94383	0,43049
17	0,533339	0,01195	1,056E-15	0,033	0,8295	0,94383	0,46349
18	0,475964	4,903E-15	0,00679	2,561E-14	0,8295	0,95061	0,46349
19	0,448715	0,00045	9,703E-17	0,0000252	0,82995	0,95061	0,46352
20	0,443722	1,582E-14	0,00453	6,888E-15	0,82995	0,95514	0,46352
21	0,441434	5,704E-18	0,00224	9,916E-17	0,82995	0,95738	0,46352
22	0,421716	3,538E-07	2,32E-15	0,00001093	0,82995	0,95738	0,46353
23	0,421423	4,053E-07	2,299E-14	0,000007903	0,82995	0,95738	0,46354
24	0,420492	4,704E-15	0,0024	1,798E-16	0,82995	0,95978	0,46354
25	0,38766	0,04709	3,094E-14	7,621E-09	0,87703	0,95978	0,46354
26	0,360281	0,00138	2,898E-13	0,0033	0,87841	0,95978	0,46683

27	0,359257	8,956E-14	0,00107	1,927E-13	0,87841	0,96085	0,46683
28	0,342947	0,02056	2,783E-14	0,0002	0,89897	0,96085	0,46703
29	0,332473	7,72E-14	0,00061	4,011E-14	0,89897	0,96147	0,46703
30	0,310045	0,00002651	1,706E-16	0,00522	0,899	0,96147	0,47225
31	0,308186	3,099E-14	0,00036	2,084E-13	0,899	0,96182	0,47225
32	0,307004	6,139E-17	0,00033	3,163E-14	0,899	0,96215	0,47225
33	0,303371	3,278E-14	0,00004837	3,589E-15	0,899	0,9622	0,47225
34	0,302415	0,0026	1,815E-14	0,03446	0,90159	0,9622	0,50671
35	0,294981	3,371E-13	0,0007	5,72E-14	0,90159	0,9629	0,50671
36	0,274891	4,359E-14	0,00266	9,39E-14	0,90159	0,96556	0,50671
37	0,272129	0,00094	1,396E-14	0,00014	0,90253	0,96556	0,50685
38	0,25423	0,0601	1,541E-18	0,00847	0,96263	0,96556	0,51532
39	0,2469	2,005E-13	0,0001	3,408E-13	0,96263	0,96566	0,51532
40	0,234321	1,452E-13	0,00101	1,262E-14	0,96263	0,96668	0,51532
41	0,2269	0,00063	1,7E-13	0,01566	0,96327	0,96668	0,53097
42	0,225672	2,229E-14	0,00317	3,143E-15	0,96327	0,96985	0,53097
43	0,216374	4,367E-14	0,00017	1,13E-16	0,96327	0,97002	0,53097
44	0,202762	5,077E-17	0,00012	8,887E-13	0,96327	0,97015	0,53097
45	0,195699	8,643E-07	5,964E-14	0,000003529	0,96327	0,97015	0,53098
46	0,193544	2,208E-13	0,00022	1,002E-14	0,96327	0,97037	0,53098
47	0,192491	0,00119	1,174E-13	0,00009335	0,96445	0,97037	0,53107
48	0,191392	0,00001528	3,238E-14	0,00015	0,96447	0,97037	0,53122
49	0,188778	1,226E-15	0,00007038	1,557E-14	0,96447	0,97044	0,53122
50	0,184007	0,00008493	1,011E-13	0,00952	0,96455	0,97044	0,54074
51	0,176756	0,00034	1,462E-14	0,002	0,96489	0,97044	0,54274
52	0,176677	9,963E-14	0,00001368	2,969E-14	0,96489	0,97045	0,54274
53	0,169757	4,527E-15	0,0000163	4,824E-14	0,96489	0,97047	0,54274
54	0,165886	1,987E-14	0,00009452	5,072E-14	0,96489	0,97056	0,54274
55	0,156938	0,00012	2,519E-17	0,04036	0,96501	0,97056	0,5831
56	0,154413	1,352E-15	0,00057	2,743E-13	0,96501	0,97113	0,5831
57	0,14934	2,505E-14	0,00084	3,187E-15	0,96501	0,97197	0,5831
58	0,147135	1,392E-13	0,00299	3,169E-13	0,96501	0,97496	0,5831
59	0,145109	0,00144	6,778E-16	0,00019	0,96646	0,97496	0,58329
60	0,142023	2,543E-13	0,00003953	5,008E-13	0,96646	0,975	0,58329
61	0,138721	0,00001215	1,038E-16	0,12613	0,96647	0,975	0,70942
62	0,136783	1,008E-14	0,00003777	1,05E-15	0,96647	0,97504	0,70942
63	0,132434	0,00058	5,302E-17	0,05271	0,96705	0,97504	0,76213

64	0,130391	2,317E-15	0,00055	3,185E-13	0,96705	0,97559	0,76213
65	0,129898	3,01E-14	0,0051	9,802E-14	0,96705	0,98069	0,76213
66	0,124677	0,00049	8,999E-14	0,02092	0,96754	0,98069	0,78305
67	0,120576	6,047E-14	0,00077	5,802E-14	0,96754	0,98146	0,78305
68	0,119382	0,00035	2,482E-13	0,03656	0,96789	0,98146	0,81961
69	0,117707	2,148E-14	0,00002286	6,752E-15	0,96789	0,98148	0,81961
70	0,114735	6,309E-15	0,000009082	1,715E-13	0,96789	0,98149	0,81961
71	0,113784	0,00015	6,463E-15	0,00639	0,96803	0,98149	0,82601
72	0,112373	1,065E-13	0,00001852	6,859E-15	0,96803	0,98151	0,82601
73	0,11101	0,00005994	4,883E-14	0,000008406	0,96809	0,98151	0,82602
74	0,110691	5,337E-15	0,000001935	1,312E-12	0,96809	0,98151	0,82602
75	0,104556	4,288E-14	1,369E-08	1,243E-13	0,96809	0,98151	0,82602
76	0,103804	8,188E-13	0,00024	1,125E-11	0,96809	0,98175	0,82602
77	0,103441	0,00024	2,83E-14	0,10743	0,96833	0,98175	0,93345
78	0,098799	0,00063	3,5E-13	0,03209	0,96896	0,98175	0,96553
79	0,097645	1,167E-15	0,000002266	1,583E-13	0,96896	0,98175	0,96553
80	0,09607	9,294E-13	0,00054	1,885E-13	0,96896	0,98229	0,96553
81	0,094576	7,542E-14	0,00005129	3,362E-15	0,96896	0,98234	0,96553
82	0,093625	0,00189	1,9E-14	0,000002485	0,97085	0,98234	0,96554
83	0,090559	1,091E-14	0,000008777	1,902E-14	0,97085	0,98235	0,96554
84	0,088507	1,476E-13	0,00019	1,237E-13	0,97085	0,98253	0,96554
85	0,088462	0,00095	6,109E-13	0,00046	0,9718	0,98253	0,966
86	0,085366	6,301E-14	0,00068	7,914E-14	0,9718	0,98321	0,966
87	0,085144	0,00022	3,573E-14	0,00962	0,97202	0,98321	0,97562
88	0,084898	2,156E-13	0,00006728	2,909E-15	0,97202	0,98328	0,97562
89	0,082665	0,00048	4,784E-15	0,00129	0,9725	0,98328	0,97691
90	0,081011	6,45E-14	0,00001768	1,627E-13	0,9725	0,98329	0,97691
91	0,080701	4,092E-14	0,00136	3,108E-12	0,9725	0,98465	0,97691
92	0,079497	5,711E-16	0,00032	3,336E-14	0,9725	0,98497	0,97691
93	0,078923	0,00001723	4,684E-15	0,00035	0,97252	0,98497	0,97726
94	0,078443	3,081E-17	1,32E-09	7,484E-14	0,97252	0,98497	0,97726
95	0,076648	3,213E-14	0,00191	3,657E-14	0,97252	0,98688	0,97726
96	0,074147	0,01399	2,259E-14	0,00024	0,98651	0,98688	0,9775
97	0,073702	1,312E-15	0,000001307	3,855E-13	0,98651	0,98688	0,9775
98	0,072469	0,00027	1,543E-15	0,00058	0,98678	0,98688	0,97807
99	0,070935	1,16E-15	6,993E-08	6,286E-15	0,98678	0,98688	0,97807
100	0,070018	1,657E-13	0,00038	3,645E-13	0,98678	0,98725	0,97807

Tableau IV.5: Fréquence de vibration et participation modale :

Périodes (sec)			Fréquences (Hz)			Participation modale (%)		
T _x	T _y	T _z	F _x	F _y	F _z	U _x	U _y	U _z
1,939	2,63	3,146	0,515	0,38	0,317	0,252	57,6 9	11,909
1,185	1,645	1,353	0,843	0,607	0,739	0,208	0,629	8,703
0,813	1,229	1,035	1,23	0,813	0 ,966	21,09	22,59	20,977
0,732	0 ,858	0,62	1,366	1,165	1,61	54,63	-	0,891
-	0,808	0 ,533	-	1,23	1,876	-	-	3,3
-	0,748	0,421	-	1,336	2,37	-	-	0,33
-	-	0,36	-	-	2,777	-	-	0,522
-	-	0,310	-	-	3,22	-	-	3,466
-	-	0,302	-	-	3,311	-	-	1,566
-	-	0,226	-	-	4,424	-	-	0,015
-	-	0,184	-	-	5,434	-	-	0,95
-	-	0,176	-	-	5,68	-	-	0,2
-	-	0,156	-	-	6,41	-	-	4,036
-	-	0,138	-	-	7,246	-	-	12,61
-	-	0,132	-	-	7,575	-	-	5,27
						$\Sigma =76,18$	$\Sigma =80,91$	$\Sigma =74,72$

On voit à partir de ces résultats que le premier mode (la plus grande période) $T=3,14s$ ne participe qu'à la hauteur de 12% de la masse modale totale suivant Z. Le mode qui a la plus grande participation est le mode de période propre $T=1,03s$ mais qui ne dépasse pas les 22% en participation modale. Le second mode en participation modale est de période propre $T=0,81s$. 64 modes sont nécessaires pour atteindre les 70 % de la masse totale chacun avec une faible participation. Le RPOA préconise 70% de participation cumulée.

De même l'analyse des modes suivant X donne les deux modes prépondérant suivant : $T_1 = 0.73s$ ça participation égale 54%, $T_2 = 0.81s$ et ça participation égale 21%.

Selon Y aussi y a deux modes sont prépondérant $T_1 = 2.63s$ de participation égale 58% et $T_2 = 1.23$ ça participation égale 22%.

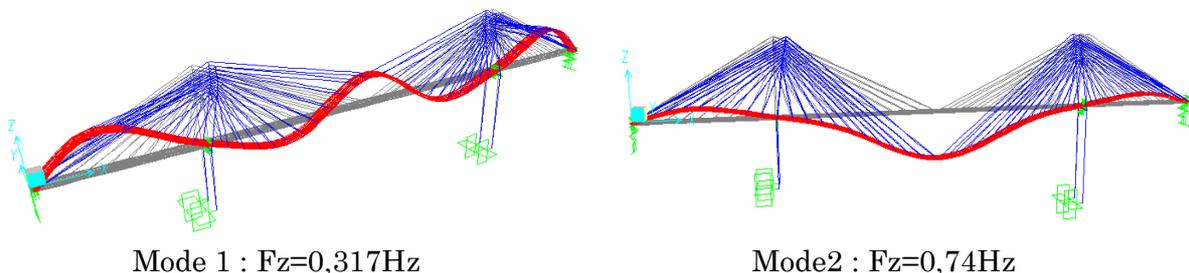
A partir de la participation modale, on remarque que la plus parts des modes (mise à part ceux cités en haut) ont presque la même participation à la réponse séismique. Dans une structure complexe talque le pont, la participation des modes n'est pas répartie d'une manière régulière décroissante comme dans les cas des structures des bâtiments courants. Le comportement suivant Z est très présent.

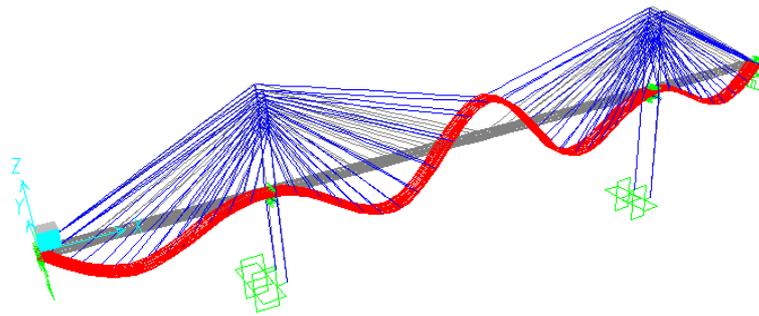
Dans le sens longitudinal, la masse modale a atteint plus de 70% de la masse modale totale au bout des quatre premiers (04) modes de vibration.

Dans la direction transversale, les trois premiers(03) modes de vibration ont suffit pour que la masse modale atteigne plus de 80% de la masse modale totale.

Dans le sens vertical, il aurait fallu dix sept (17) modes de vibration pour que la masse modale atteigne plus de 70% de la masse modale totale.

IV.2.2.1c Modes de vibration verticaux

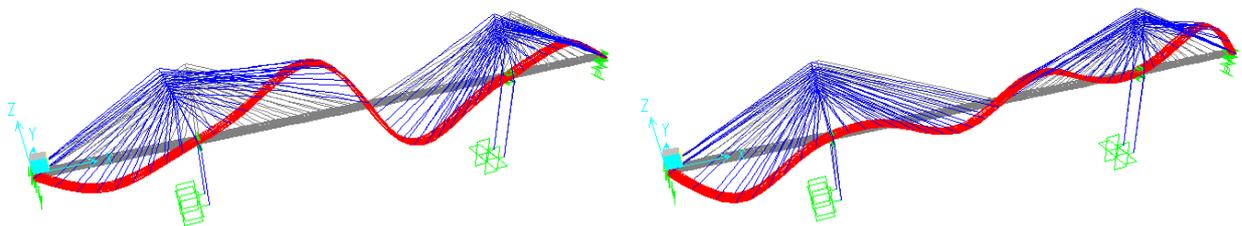




Mode 3 : $F_z=0,966$ Hz

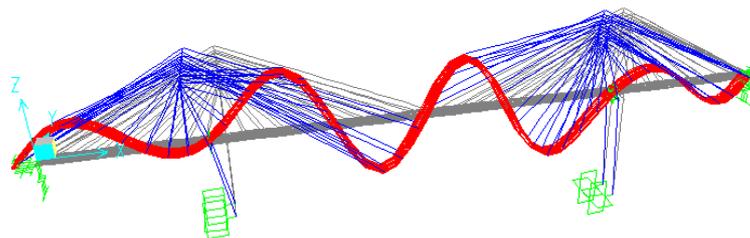
Figure IV.1. : Trois premiers modes de vibration verticaux du pont.

IV.2.2.1d Modes de vibration longitudinaux



Mode 1 : $F_x=0,515$ Hz

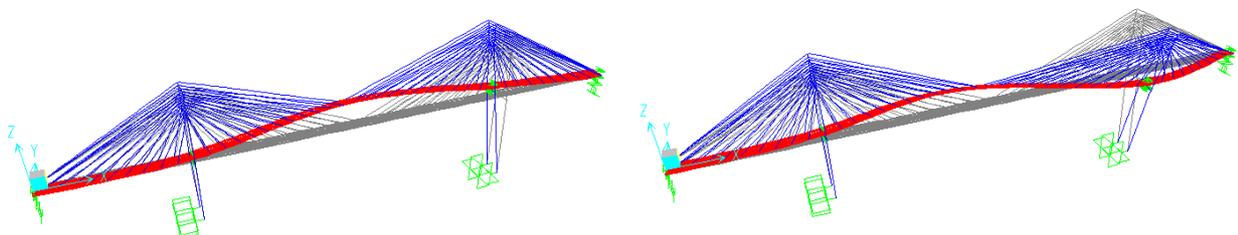
Mode 2 : $F_x=0,843$ Hz



Mode 3 : $F_x=1,23$ Hz

Figure IV.2 : Trois premiers modes longitudinaux du pont.

IV.2.2.1e. Modes de vibrations transversaux



Mode 1 : $F_y=0,379$ Hz

Mode 4 : $F_y=0,608$ Hz

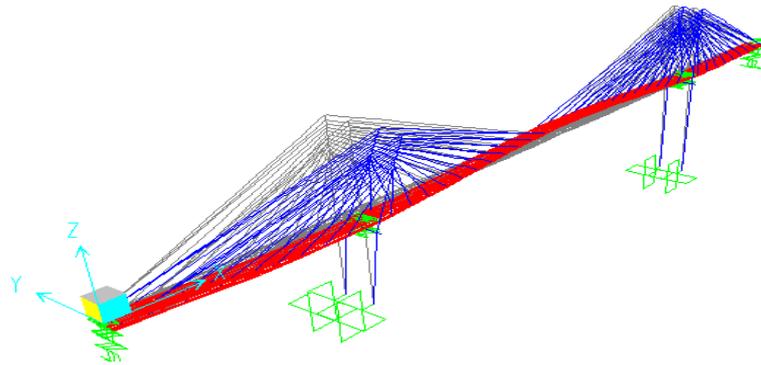
Mode 3 : $F_y=0,813$ Hz

Figure IV.3: Trois premiers modes transversales du pont de Mila [28] .

IV.2.2.2 Analyse des réponses sous excitation sismique :

Zone sismique : La région de Mila est classé en zone IIa de moyenne sismicité, l'accélération maximale est égale à 0.25g.

Selon importance du pont, le pont étudié est de groupe 1, c'est-à-dire, pont stratégique et ce conformément à la classification du RPOA.

Tableau IV.6 : Classification des ponts.

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

Le site du projet est classé en catégorie meuble, c'est-à-dire S3, le facteur de site est alors égal à 1.2.

Dans ce qui suivra, nous adopterons les abréviations suivantes :

- ✓ C1 : culée coté de Jijel.
- ✓ C2 : culée coté de Mila.
- ✓ P1 : pylône 1.
- ✓ P2 : pylone2.

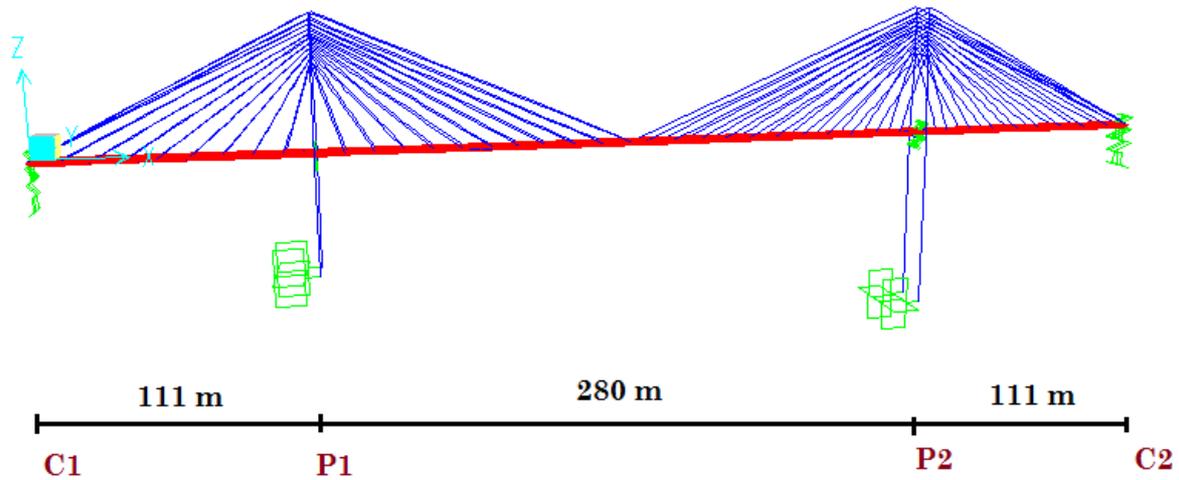


Figure IV.4 : Portée du pont de Mila

Dans une phase de conception, nous avons supposé plusieurs modèles de pont suivant la connexion de ses éléments entre eux au niveau des appuis et avec le milieu extérieur au niveau des culées. Trois solutions ont été analysées. Les déplacements obtenus dans les trois directions (X, Y, Z) ainsi que les efforts internes pour chaque solution sont représentées dans les tableaux ci-dessous.

Les résultats d'analyse modale spectrale sont montrés dans le tableau VI.7 où sont rapportés des efforts dans les câbles et les contraintes correspondantes. on voit que la contrainte maximale des câbles atteint une valeur de 1000MPa (câbles N°6, 7, 8,9 sous la combinaison G+E1). Cette valeur reste inférieure à la contrainte élastique limite qui est de 1500MPa. les efforts dans la pile ont atteint les valeurs maximale suivantes ($N_{max}=48662\text{KN}$, $M_{max}=86130,10\text{KN.m}$, $T_{max}=2837,987\text{KN}$) sous la combinaison G+E1 et dans le mat_bas ($N_{max}=32378,45\text{KN}$, $M_{max}=259445,13\text{KN.m}$, $T_{max}=5074\text{KN}$) sous la combinaison G+E1 et dans la mat_haut ($N_{max}=27972,87\text{KN}$, $M_{max}=71133,13\text{KN.m}$, $T_{max}=5386.61\text{KN}$) sous la combinaison G+E1.

Tableau IV.7 : Les efforts dans les câbles

Câbles	Sections (10^{-3}m^2)	Combinaison G+E1		Combinaison G+E2		Combinaison G+E3	
		N(KN)	σ (MPa)	N(KN)	σ (MPa)	N(KN)	σ (MPa)
1	5.55	1006.9	181.42	951.62	171.46	1090.7	196.53
2	5.25	2230.4	424.84	2023	385.33	2261.5	430.76
3	4.95	3061.4	618.46	2769.2	559.42	3031.5	612.42
4	4.65	3392.2	729.51	3087.8	664.04	3340.4	718.36
5	4.35	3451.9	793.53	3184.7	732.11	3418	785.75

6	4.05	3281.6	810.27	3084.6	761.62	3276.2	808.93
7	3.6	2843	789.71	2717.2	754.77	2844.7	790.2
8	3.3	2530.3	766.75	2424.3	734.64	2500.2	757.64
9	3	2252.6	750.87	2127.4	709.14	2177.5	725.84
10	2.55	1987.5	779.41	1877	736.09	1919	752.54
11	2.47	1968.2	796.85	1858.8	752.56	1897.7	768.3
1	5.55	1.915	344.95	1798.1	323.98	1865.1	336.06
2	5.25	2252.81	429.11	2010.9	383.03	2494.2	475.08
3	4.95	3299.88	666.64	2970	600	3508.6	708.81
4	4.65	3392	729.46	3087.8	664.04	3340.4	718.37
5	4.35	4172	959.08	3878.4	891.58	4189.4	963.08
6	4.05	4173.83	1030.6	3939.9	972.81	4133.9	1020.7
7	3.6	3854.43	1070.7	3677.1	1021.4	3822.6	1061.8
8	3.3	35551.72	1077.3	3395.8	1029	3537.5	1072
9	3	3101	1033.7	2949.5	983.18	3074.4	1024.8
10	2.55	2391.96	938.02	2258	885.49	2346.8	920.33
11	2.47	1914.5	775.1	1798.2	728.01	1865	755.06

IV.2.2.3 effet de Conditions de liaisons avec le milieu extérieur

Dans le but d'évaluer l'effet des conditions d'appuis nous avons examiné les cas suivants :

Solution 1 : cette solution a été examinée en détail dans l'analyse modale.

Nous reprenant les résultats de comparaison :

Les conditions d'appuis sont :

- ✓ Pieds de pylône : ils sont encastés dans le sol en rotation et en translation.
- ✓ Culée 1 : l'appui est mobile.
- ✓ UX libre, UY bloqué, Uz bloqué,
- ✓ Culée 2 : l'appui est encasté.
- ✓ UX bloqué, UY bloqué, UZ bloqué,
- ✓ Le tablier est bloqué transversalement sur les pylônes.

• PYLONES P1, H=50m

A. Déplacements obtenus

Tableau IV.8 : Déplacement de P1 en chaque nœud sélectionné dans les trois directions.

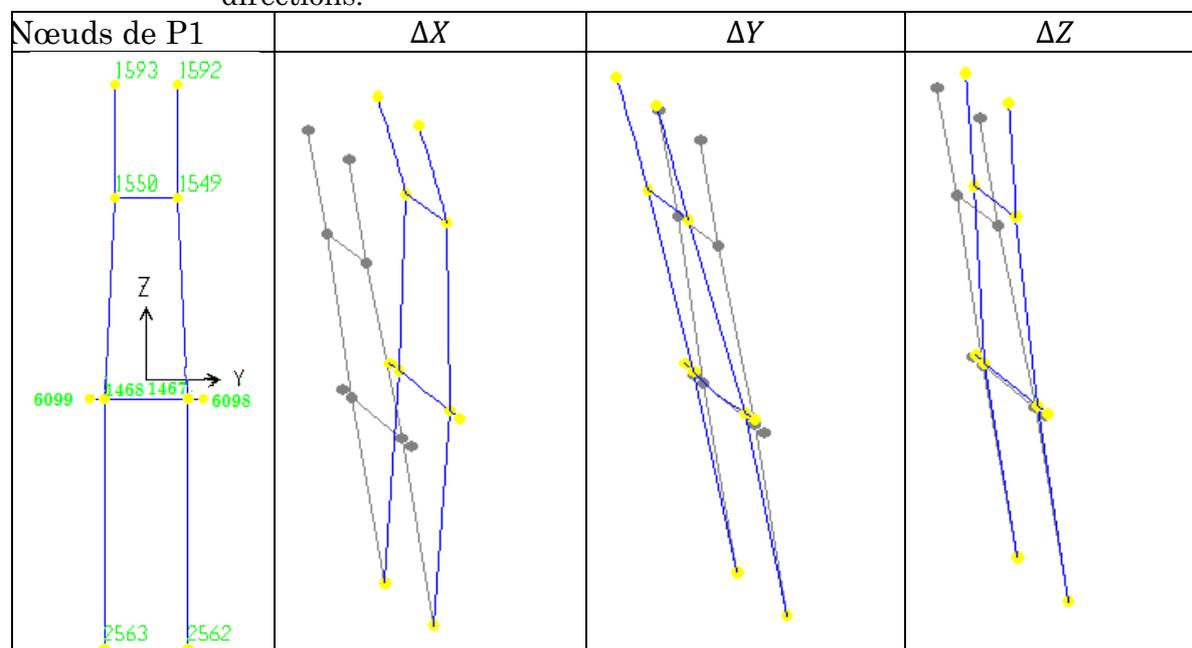
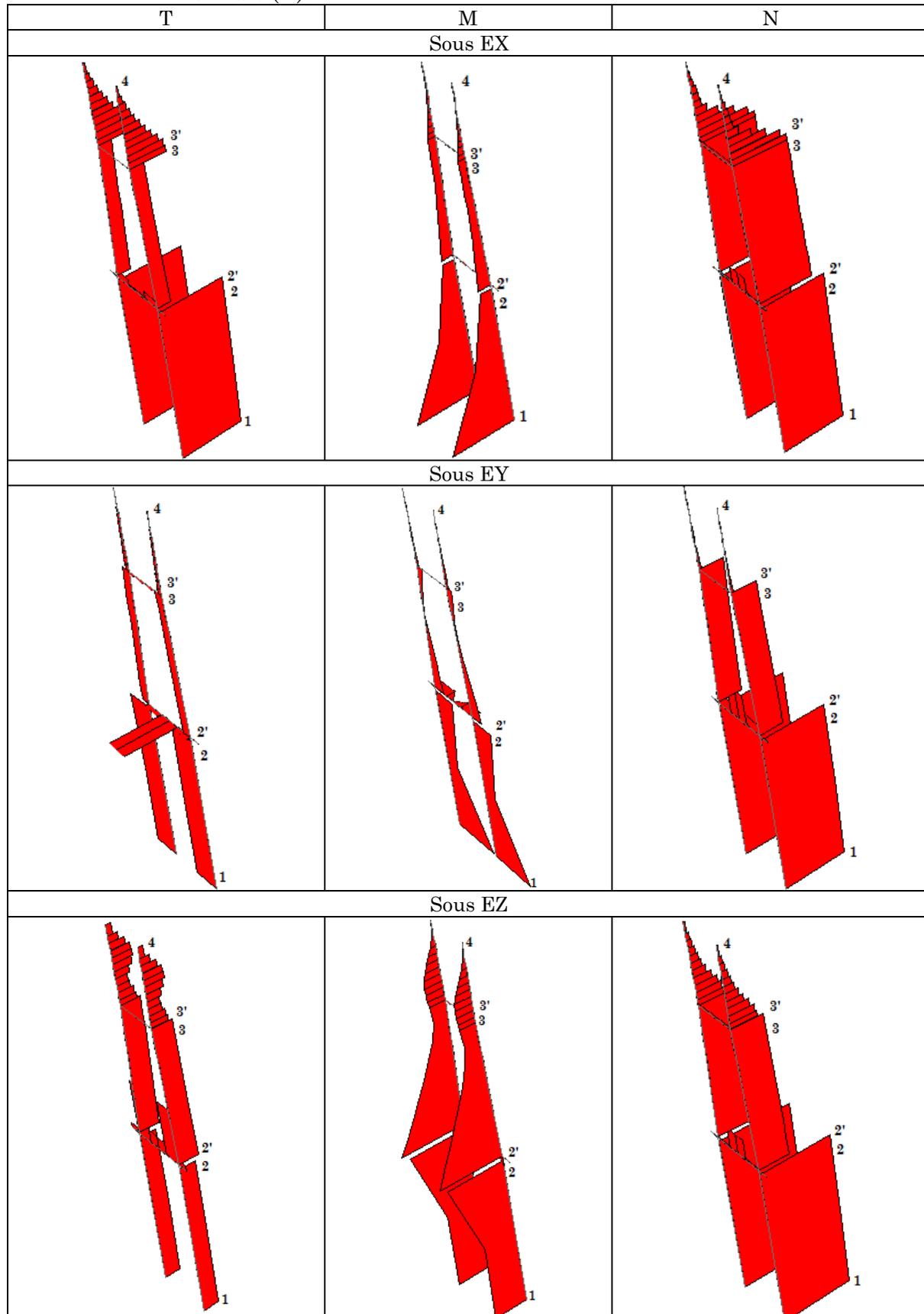


Tableau IV.9 : Valeurs des déplacements de chaque nœud sélectionné du pylône 01 dans les trois directions

Joint	Sous EX			Sous EY			Sous EZ		
	ΔX	ΔY	ΔZ	ΔX	ΔY	ΔZ	ΔX	ΔY	ΔZ
Nœuds	(cm)								
1467	5.442945	0.000322	0.024456	0.776714	6.021809	0.238826	0.599051	0.001196	0.093615
1468	5.442945	0.000319	0.024456	0.776714	6.021809	0.238826	0.599051	0.001196	0.093615
1549	8.5072	0.000629	0.057207	0.74058	16.615372	0.293942	3.887838	0.001124	0.15338
1550	8.507221	0.000612	0.057206	0.74058	16.615372	0.293942	3.887837	0.001124	0.15338
1592	7.228254	0.05642	0.065392	0.733397	23.059872	0.293435	6.292999	0.153683	0.170941
1593	7.228289	0.056478	0.065391	0.733401	23.059905	0.293435	6.292999	0.153686	0.170941
2562	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2563	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6098	5.447102	0.000322	0.023304	1.040364	6.021815	0.587853	0.600955	0.001198	0.089436
6099	5.447101	0.000319	0.023304	1.040364	6.021815	0.587853	0.600955	0.001198	0.089436

B. Les efforts internes

Tableau IV.10 : Diagramme d'effort tranchant (T), moment fléchissant (M) et effort normale (N).



• **PYLONE P2, H=80m**

A. Déplacements

Tableau IV.11 : Déplacement de P2 en chaque nœud sélectionné dans les trois directions.

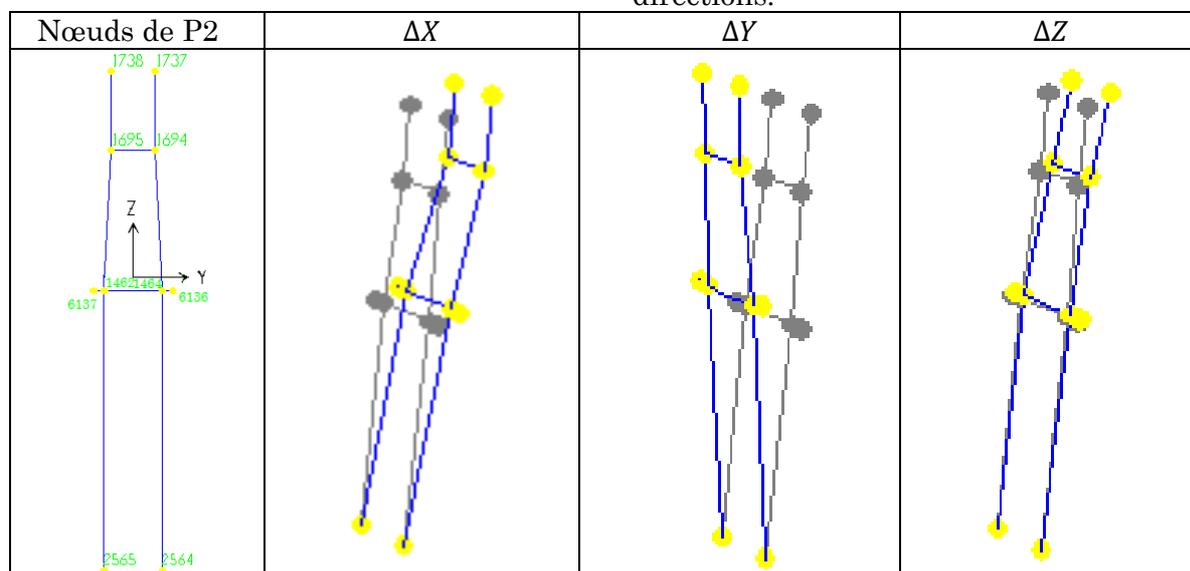


Tableau IV.12 : Valeurs des déplacements de chaque nœud sélectionné du pylône 02 dans les trois directions

Joint	Sous EX			Sous EY			Sous EZ		
	ΔX	ΔY	ΔZ	ΔX	ΔY	ΔZ	ΔX	ΔY	ΔZ
Nœuds	(cm)								
1462	2,566868	0,000704	0,056737	1,208973	14,589896	0,374111	0,614216	0,00153	0,20314
1464	2,566873	0,0007	0,056736	1,208973	14,589896	0,374111	0,614216	0,00153	0,203141
1694	5,208265	0,000774	0,097182	0,925559	21,27789	0,148936	2,750913	0,00114	0,258992
1695	5,208259	0,000792	0,097184	0,92556	21,27789	0,148936	2,750912	0,001141	0,258991
1737	5,114365	0,057744	0,104904	0,622147	24,231893	0,150039	5,261354	0,167021	0,274196
1738	5,114375	0,05773	0,104906	0,622143	24,231895	0,150039	5,261354	0,167021	0,274196
2564	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2565	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6136	2,577546	0,000701	0,053142	1,630083	14,589865	0,812028	0,614044	0,001532	0,196262
6137	2,577539	0,000704	0,053143	1,630084	14,589865	0,812028	0,614044	0,001531	0,196262

B. Les efforts internes

Tableau IV.13 : Diagramme d'effort tranchant (T), moment fléchissant (M) et effort normale (N).

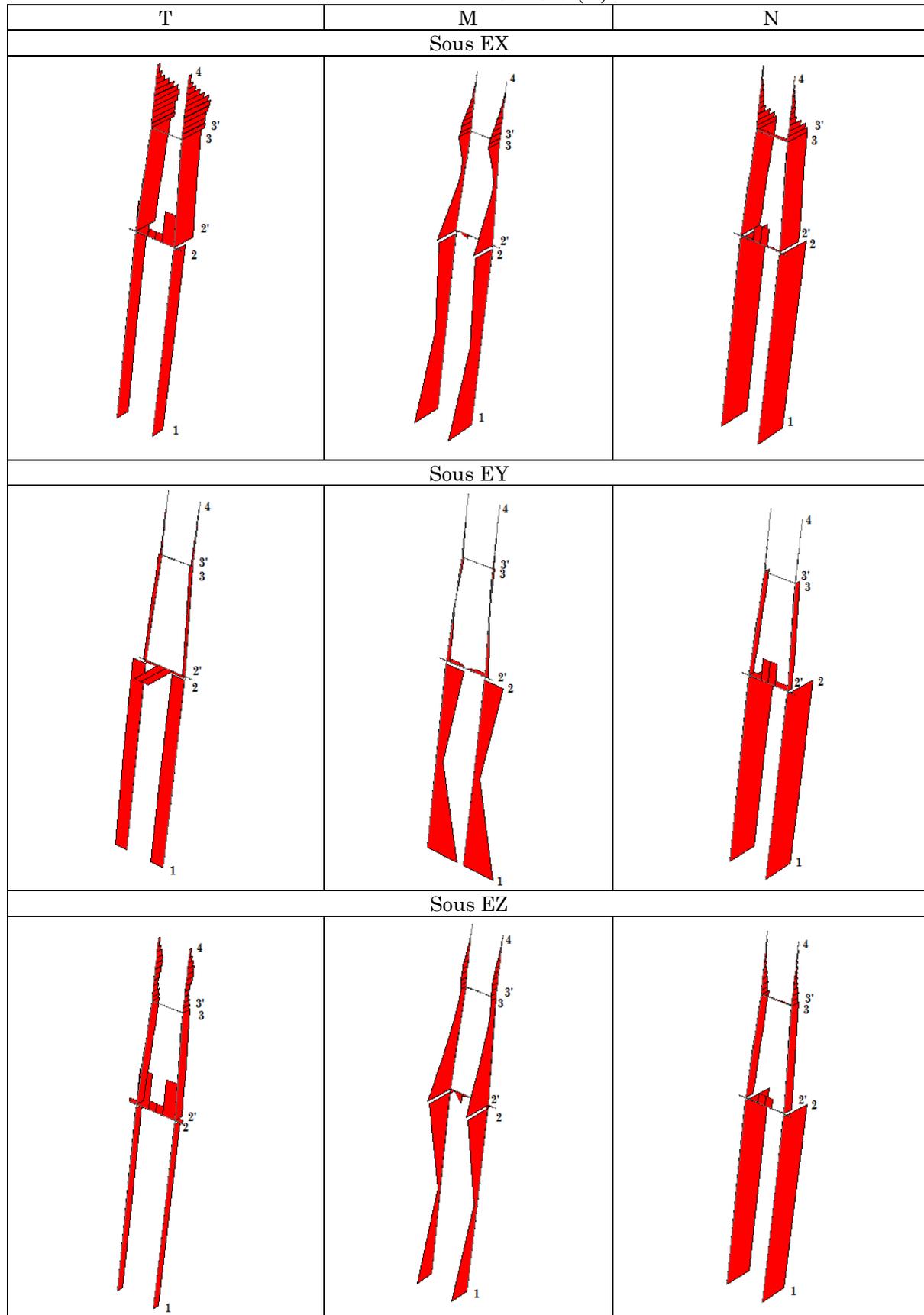


Tableau IV.14 : Valeurs des efforts internes pour les deux pylônes P1 et P2

Points	Sous EX			Sous EY			Sous EZ		
	T (KN)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	M(KN.M)	N(KN)
P1									
1	4558.124	194503.223	2612.433	7833.619	260221.036	25512.287	642.099	15597.398	10000.302
2	4558.124	39155.335	2612.433	7833.619	134395.435	25512.287	642.099	27128.170	10000.302
2'	911.464	36879.263	2137.763	2613.968	68300.414	9103.019	790.583	29611.644	4263.093
3	911.464	21224.892	2137.763	2613.968	37371.248	9103.019	790.583	7207.588	4263.093
3'	2405.507	21224.960	2120.207	1360.107	17454.996	738.613	643.274	7205.382	3494.756
4	107.017	0	29.754	126.142	0	14.948	180.826	0	154.090
P2									
1	668.937	36892.379	3793.462	5526.421	275542.789	25013.440	647.828	22263.588	13582.148
2	668.937	26383.872	3793.462	5526.421	166901.206	25013.440	647.828	29832.296	13582.148
2'	1084.595	28246.335	2680.823	1206.344	30616.555	4527.543	822.559	31871.763	4279.765
3	1084.595	17019.080	2680.823	1206.344	18817.244	4527.543	822.559	6898.297	4279.765
3'	1279.765	17014.619	2647.772	644.717	8353.717	530.805	712.291	6886.560	3482.376
4	124.432	0	58.531	60.492	0	15.665	180.880	0	153.254

Solution 2**Conditions de liaisons avec le milieu extérieur :**

- ✓ Pieds de pylône : ils sont encastés dans le sol en rotation et en translation.
- ✓ Culée 1 et Culée 2 : UX libre, UY libre, UZ bloqué,

A. Déplacements :

- **PYLONE P1, H= 50m**

Tableau IV.15 : Déplacement de P1 en chaque nœud sélectionné dans les trois directions.

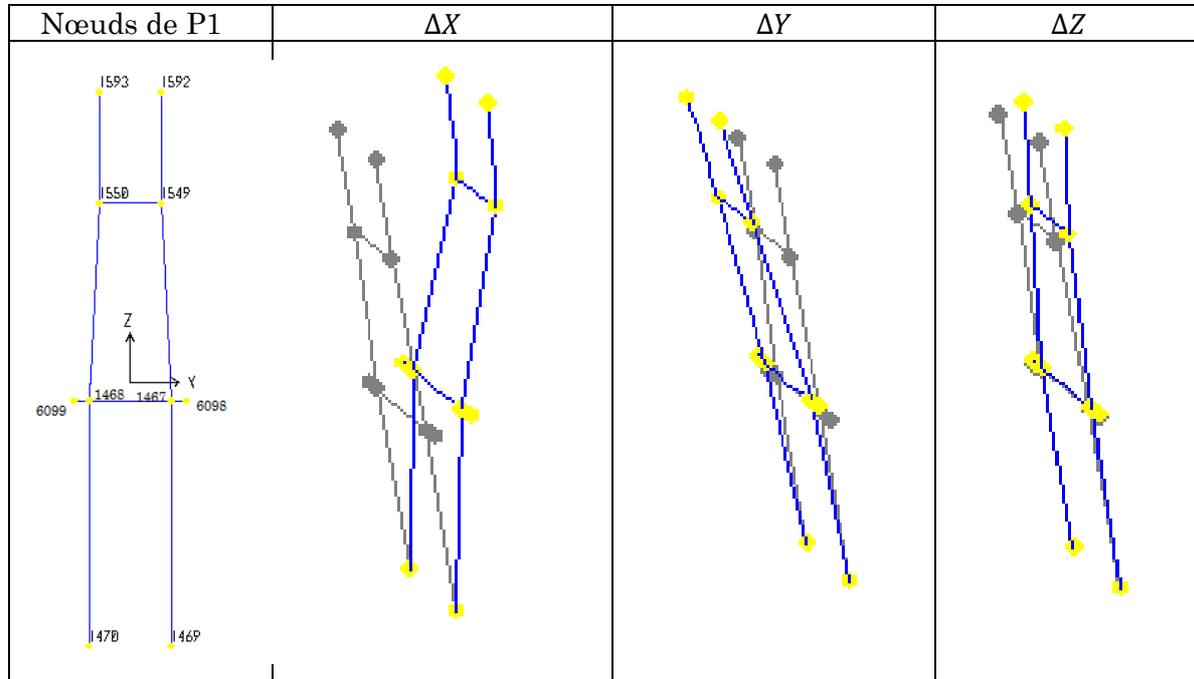
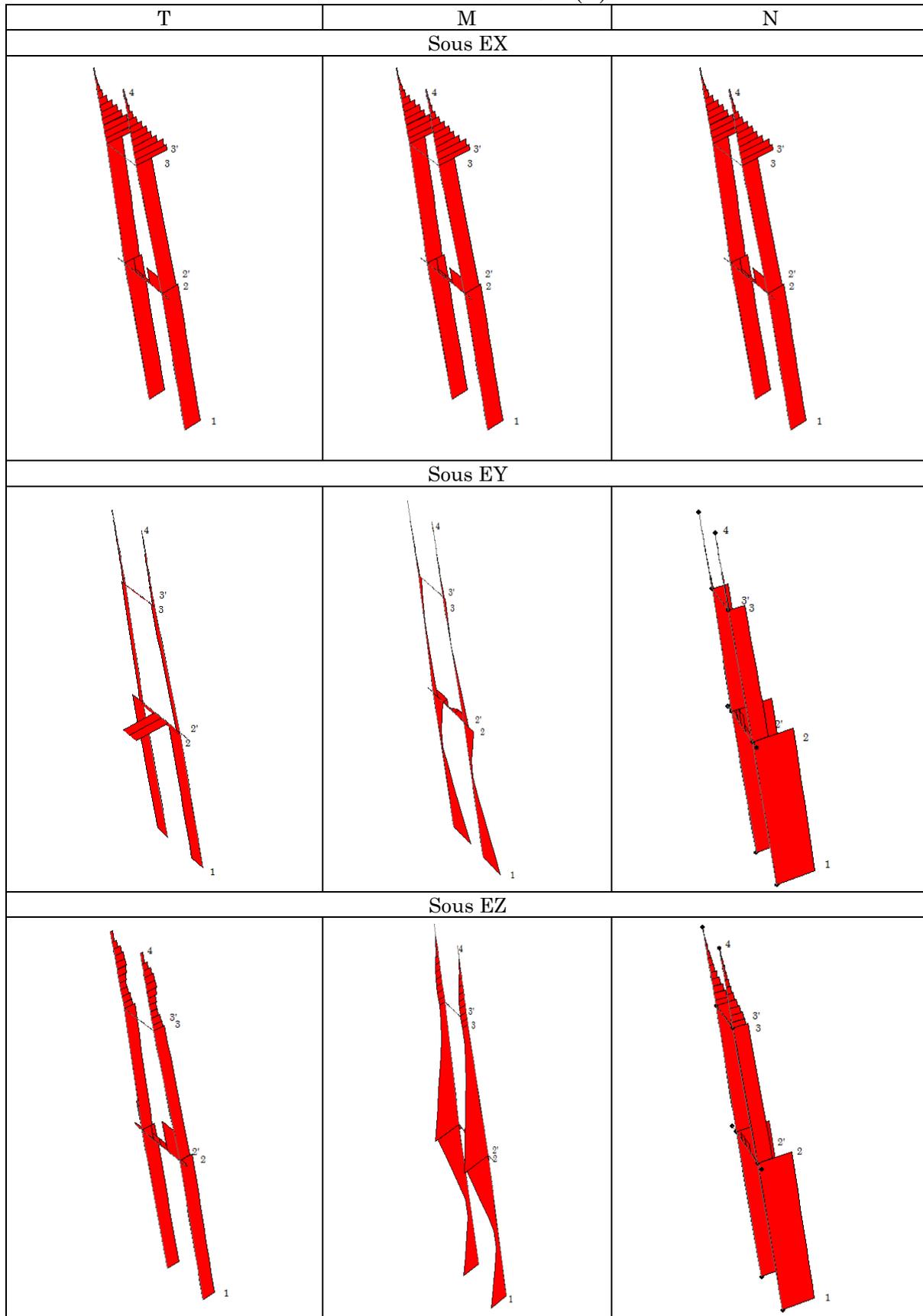


Tableau IV.16 : Valeurs des déplacements de chaque nœud sélectionné du pylône 01 dans les trois directions.

Joint	Sous EX			Sous EY			Sous EZ		
	ΔX	ΔY	ΔZ	ΔX	ΔY	ΔZ	ΔX	ΔY	ΔZ
Nœuds	(cm)								
1467	1,666541	0,000669	0,029198	0,763971	5,573629	0,212383	0,763971	5,573629	0,212383
1468	1,666541	0,000669	0,029198	0,76397	5,573629	0,212383	0,76397	5,573629	0,212383
1469	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1470	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1549	4,626766	0,000511	0,057699	0,743888	16,065453	0,330254	0,743888	16,065453	0,330254
1550	4,626763	0,000512	0,057699	0,743888	16,065453	0,330254	0,743888	16,065453	0,330254
1592	4,903107	0,102232	0,062211	0,703259	21,993673	0,329851	0,703259	21,993673	0,329851
1593	4,903106	0,102232	0,062211	0,703257	21,993672	0,329851	0,703257	21,993672	0,329851
6098	1,678015	0,00067	0,02563	1,023306	5,57364	0,524237	1,023306	5,57364	0,524237
6099	1,678014	0,00067	0,02563	1,023305	5,57364	0,524237	1,023305	5,57364	0,524237

B. Les efforts internes

Tableau IV.17 : Diagramme d'effort tranchant (T), moment fléchissant (M) et effort normale (N).



• Pylone P2, H=80m

Tableau IV.18 : Déplacement de P2 en chaque nœud sélectionné dans les trois directions.

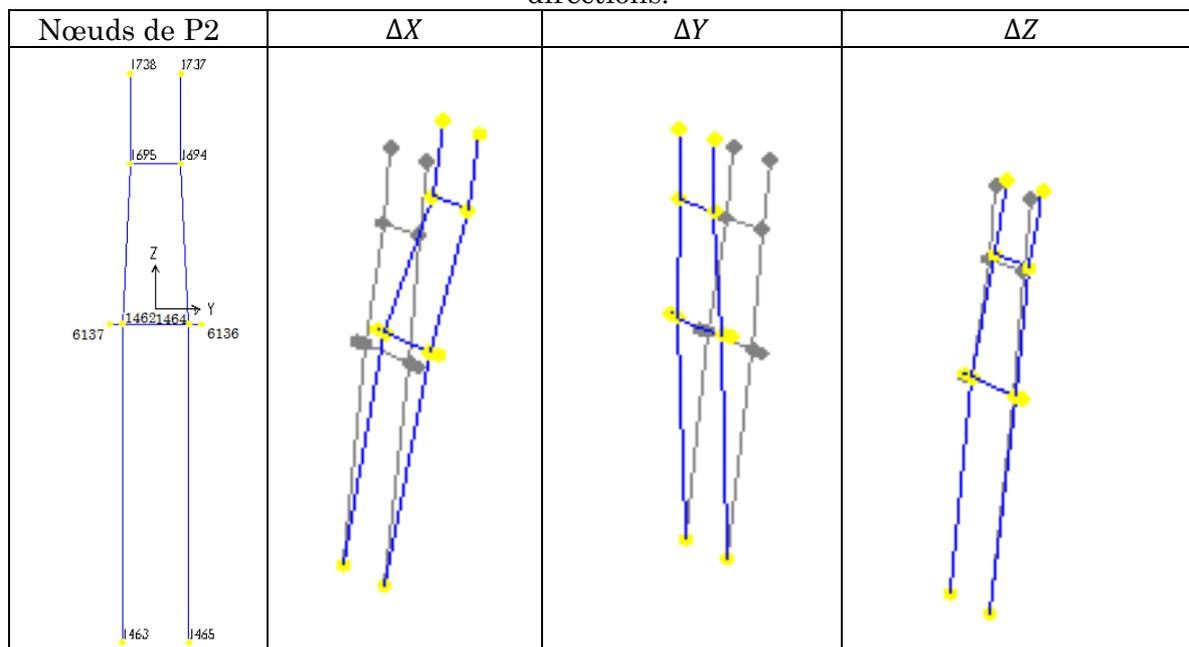


Tableau IV.19 : Valeurs des déplacements de chaque nœud sélectionné du pylône 02 dans les trois directions

Joint	Sous EX			Sous EY			Sous EZ		
	ΔX	ΔY	ΔZ	ΔX	ΔY	ΔZ	ΔX	ΔY	ΔZ
Nœuds	(cm)								
1462	1,950978	0,000851	0,052385	1,950978	0,000851	0,052385	0,333238	0,001521	0,203067
1463	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1464	1,950976	0,000851	0,052384	1,950976	0,000851	0,052384	0,333237	0,001521	0,203067
1465	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1694	4,707015	0,00054	0,081851	4,707015	0,00054	0,081851	3,004764	0,001155	0,263587
1695	4,70701	0,000539	0,081852	4,70701	0,000539	0,081852	3,004764	0,001159	0,263587
1737	5,02748	0,082187	0,086396	5,02748	0,082187	0,086396	5,613005	0,169155	0,277567
1738	5,02748	0,082188	0,086397	5,02748	0,082188	0,086397	5,613005	0,169144	0,277567
6136	1,971444	0,000851	0,047117	1,971444	0,000851	0,047117	0,33339	0,001523	0,196111
6137	1,971448	0,000852	0,047118	1,971448	0,000852	0,047118	0,333391	0,001523	0,19611

B. Les efforts internes

Tableau IV.20 : Diagramme d'effort tranchant (T), moment fléchissant (M) et effort normale (N).

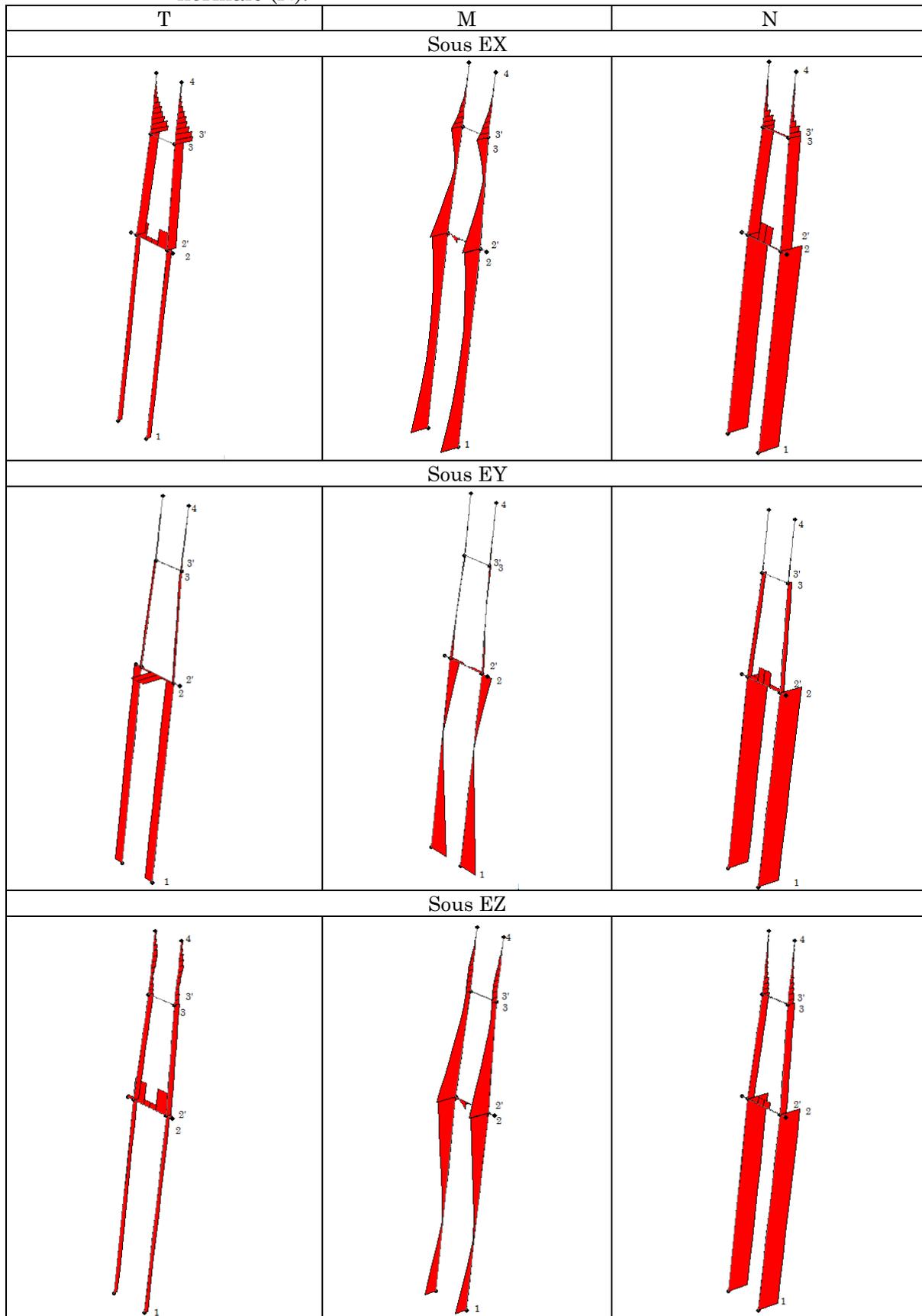


Tableau IV.21 : Valeurs des efforts internes pour les deux pylônes P1 et P2

Noeud	Sous EX			Sous EY			Sous EZ		
	T (KN)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	M(KN.M)	N(KN)
P1									
1	1277,13	55424,52	3131,049	7297,604	29636,76	22774,88	953,79	20884,585	10178,455
2	1277,13	24580,456	3131,049	7297,604	9 414, 875	22774,88	953,79	27451,616	10178,455
2'	1127,793	28330,544	1798,937	2462,425	6 683 ,427	8789,051	765,179	30235,689	4405,471
3	1127,793	18338,43	1798,937	2462,425	1 532 ,871	8789,051	765,179	6706,229	4405,471
3'	2232,941	18332,089	1760,933	1356,019	2 218 ,449	529,209	645,829	6700,735	3601,981
4	63,158	0	32,639	114,970	0	10,886	160,587	0	160,846
P2									
1	604,789	29887,988	3510,921	5525,438	276923,70	24952,158	554,342	17410,784	13609,892
2	604,789	25454,955	3510,921	5525,438	165398,104	24952,158	554,342	27059,99	13609,892
2'	1166,366	29499,906	1883,501	1158,415	28644,70	4509,406	750,495	29129,027	4392,052
3	1166,366	17984,201	1883,501	1158,415	18651,761	4509,406	750,495	6690,924	4392,052
3'	2243,563	17979,441	1831,667	648,634	8136,024	542,974	634,041	6689,034	3569,546
4	57,468	0	33,481	55,019	0	14,998	163,725	0	160,665

Solution 3**Conditions de liaisons avec le milieu extérieur :**

- ✓ Pieds de pylône : Encastré dans le sol.
- ✓ Culée 1 et 2 : Appuis mobiles.
- ✓ Le tablier est encastré sur le pylône

A. Déplacements :

- **PYLONE P1, H= 50m**

Tableau IV.22 : Déplacement de P1 en chaque nœud sélectionné dans les trois directions.

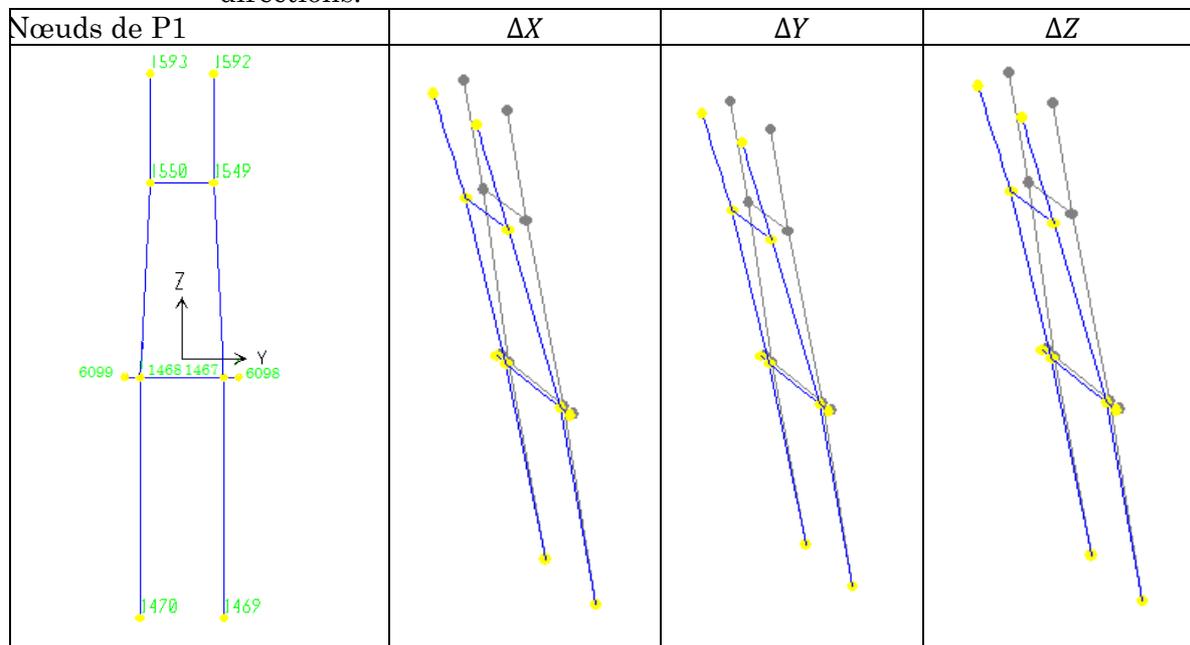
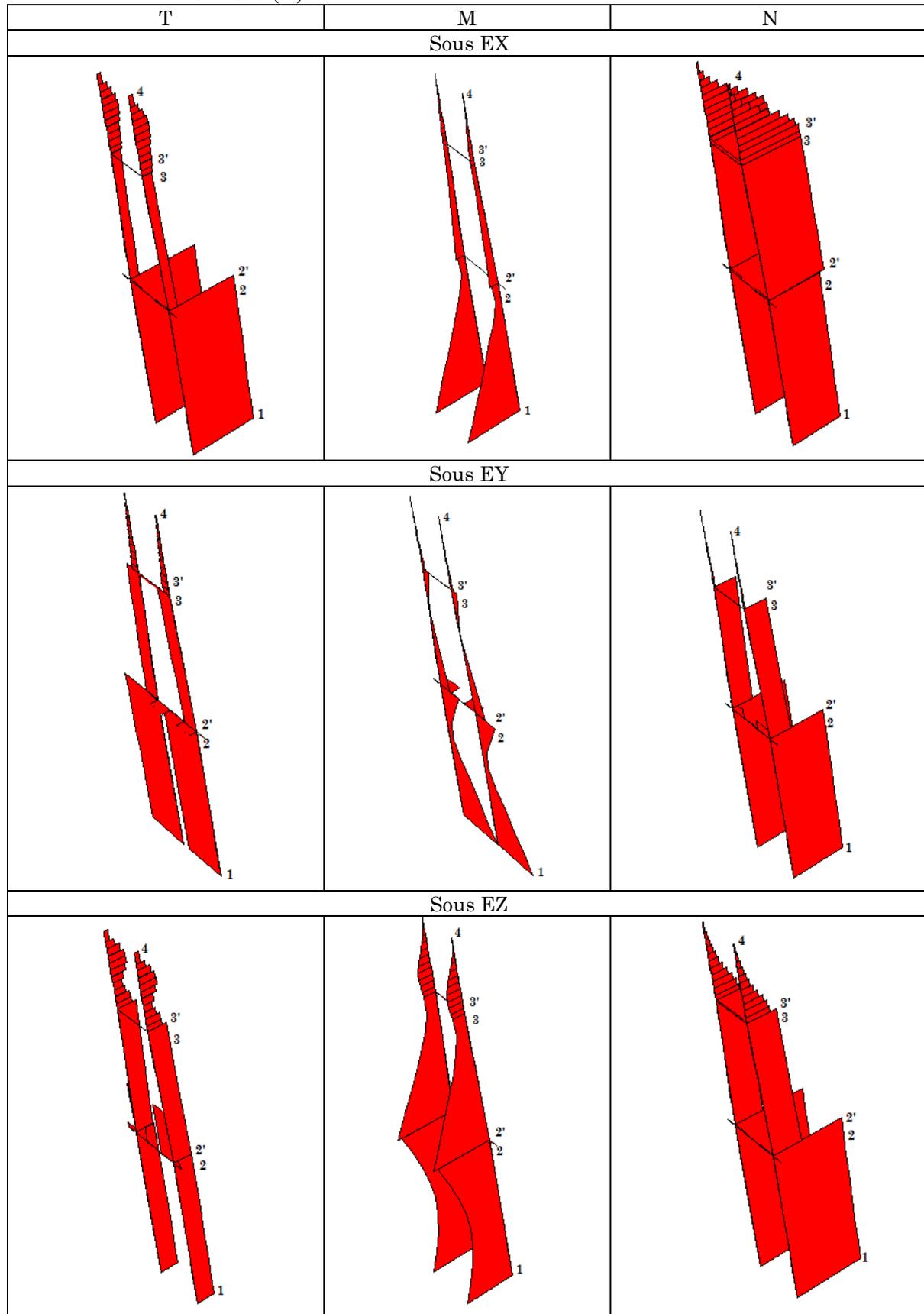


Tableau IV.23 : Valeurs des déplacements de chaque nœud sélectionné de la pile 01 dans les trois directions

Joint	Sous EX			Sous EY			Sous EZ		
	ΔX	ΔY	ΔZ	ΔX	ΔY	ΔZ	ΔX	ΔY	ΔZ
Nœuds	(cm)								
1467	12.888225	0.000072	0.015574	0.72196	5.448075	0.21482	0.7679	0.00012	0.09578
1468	12.888225	0.000072	0.015574	0.72196	5.448075	0.21482	0.767941	0.000125	0.095776
1469	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1470	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1549	22.573268	0.000505	0.043612	0.659353	15.180376	0.282099	3.750953	0.001076	0.154202
1550	22.573269	0.000505	0.043612	0.659357	15.180376	0.282099	3.750953	0.001077	0.154202
1592	22.381615	0.081052	0.057798	0.648999	21.359264	0.2815	6.094701	0.148315	0.170775
1593	22.381616	0.081057	0.057798	0.649	21.359267	0.2815	6.094701	0.148317	0.170775
6098	12.879457	0.000071	0.016091	0.973113	5.448089	0.51935	0.767883	0.000126	0.091861
6099	12.879457	0.000071	0.016091	0.973115	5.448089	0.51935	0.767883	0.000125	0.091861

B. Les efforts internes

Tableau IV.24: Diagramme d'effort tranchant (T), moment fléchissant (M) et effort normale (N).



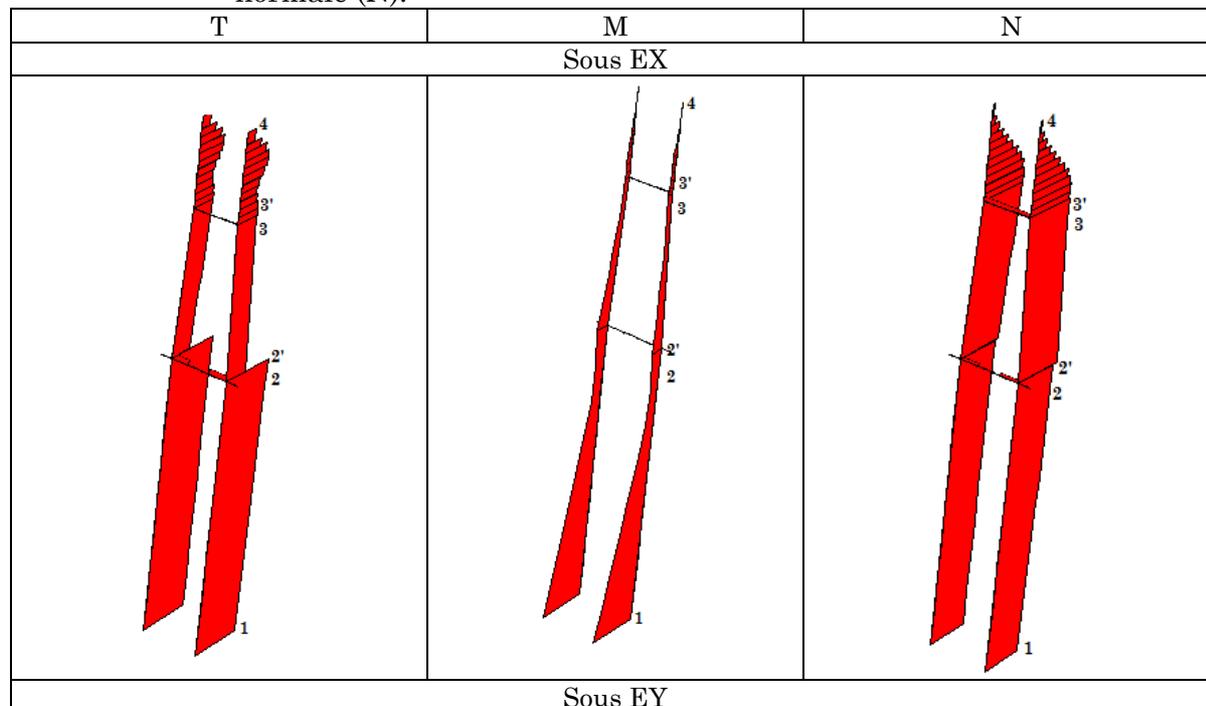
• **PYLONE, H =80m**

Tableau IV.25 : Valeurs des déplacements de chaque nœud sélectionné de la pile 02 dans les trois directions

Joint	Sous EX			Sous EY			Sous EZ		
	ΔX	ΔY	ΔZ	ΔX	ΔY	ΔZ	ΔX	ΔY	ΔZ
Nœuds	(cm)								
1462	13.964782	0.000074	0.027402	1.111388	16.023225	0.413323	0.792175	0.000138	0.200504
1463	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1464	13.964782	0.000077	0.027402	1.11139	16.023225	0.413323	0.792175	0.000138	0.200504
1465	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1694	22.280655	0.000553	0.058415	0.877044	23.392865	0.143184	2.6965	0.001075	0.254797
1695	22.280655	0.000558	0.058415	0.877042	23.392865	0.143184	2.696501	0.001073	0.254796
1737	23.803202	0.094629	0.07502	0.750156	26.5106	0.145284	4.839964	0.15647	0.269222
1738	23.803203	0.094638	0.07502	0.75015	26.5106	0.145284	4.839965	0.156471	0.269221
6136	13.964595	0.000077	0.028182	1.504294	16.023195	0.883053	0.791864	0.000139	0.19496
6137	13.964595	0.000074	0.028182	1.504292	16.023195	0.883053	0.791864	0.000138	0.19496

B. Les efforts internes

Tableau IV.26 : Diagramme d'effort tranchant (T), moment fléchissant (M) et effort normale (N).



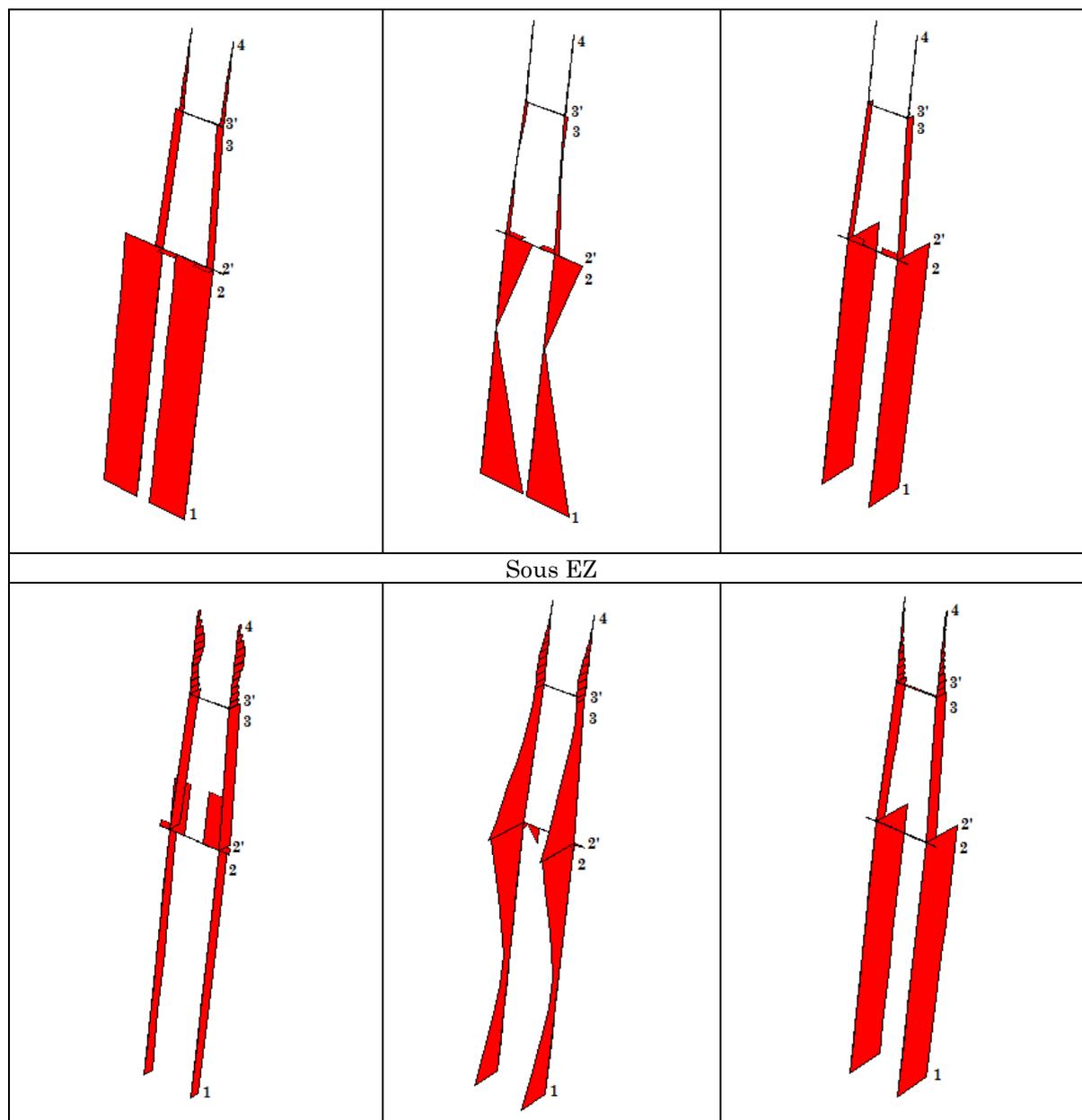


Tableau IV.27: Valeurs des efforts internes pour les deux pylône P1 et P2

Noeud	Sous EX			Sous EY			Sous EZ		
	T (KN)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	M(KN.M)	N(KN)
P1									
1	9569.713	441402.836	1670.060	7159.106	236555.687	23036.146	774.149	24215.310	10270.515
2	9569.713	54105.801	1670.060	7159.106	124257.876	23036.146	774.149	26315.882	10270.515
2'	1275.137	66297.640	1826.112	2505.357	65831.614	8709.171	740.979	28009.898	4145.769
3	1275.137	29586.833	1826.112	2505.357	35422.219	8709.171	740.979	5731.740	4145.769
3'	1506.871	29586.883	1820.790	1319.766	17027.165	587.704	604.092	5729.520	3266.096
4	534.644	0	55.916	124.281	0	14.737	163.661	0	148.801

P2									
1	2737.546	193016.199	1836.545	6035.306	301815.324	27701.588	586.861	21072.469	13438.106
2	2737.546	47189.099	1836.545	6035.306	181212.811	27701.588	586.861	26985.044	13438.106
2'	1212.172	48644.487	2020.192	1124.905	27564.842	4478.612	736.910	28594.298	4107.516
3	1212.172	19121.746	2020.192	1124.905	18541.578	4478.612	736.910	6946.883	4107.516
3'	1219.942	19120.032	2014.339	585.239	7508.063	552.875	597.395	6945.416	3238.901
4	498.591	0	81.690	53.376	0	20.481	159.406	0	146.153

IV.3.4. Comparaison des solutions et solution retenue

	T=3.14(s)		T=3.04(s)		T=2.85(s)	
	Solution 1		Solution 2		Solution 3	
	déplacement	Efforts	déplacements	Efforts	Déplacements	Efforts
Sens X	2	3	3	2	1	1
Sens Y	1	3	2	1	3	2

Tableau VI.28 : Comparaison des trois solutions.

- ✚ **La solution 1** donnant de faibles efforts et moyens déplacements dans les deux sens X et de forts déplacements et faibles efforts dans le sens Y.
- ✚ **La solution 2** donnant de moyen efforts et faible déplacements dans le sens X et les plus grands efforts dans le sens Y et de moyens déplacements dans le sens Y.
- ✚ **La solution 3** donnant les plus grands efforts et déplacements dans le sens X et de faibles déplacements et moyen effort dans le sens Y.

Donc, la solution intermédiaire est à considérer. C'est celle dont le 1^{ère} mode fondamentale est égale à 3,14sec.

IV.2 .3 Analyse de la réponse sismique

IV.2.3.1 Excitations sismiques utilisées

Dans le but d'évaluer les résultats de l'analyse modale spectrale précédente, une étude dynamique temporelle par accélérogramme a été menée en utilisant l'enregistrement de Dar El Beida du séisme de Boumerdes de 2003. Cet enregistrement est montré sur la figure IV.5(a), il a été modifié de sorte à ce que son spectre de réponse corresponde à celui du règlement parasismique RPOA comme montré sur la figure IV.6. Le signal modifié est montré sur la figure IV.5(b). Cet ajustement affecte plus le contenu fréquentiel que les amplitudes de l'enregistrement d'origine.

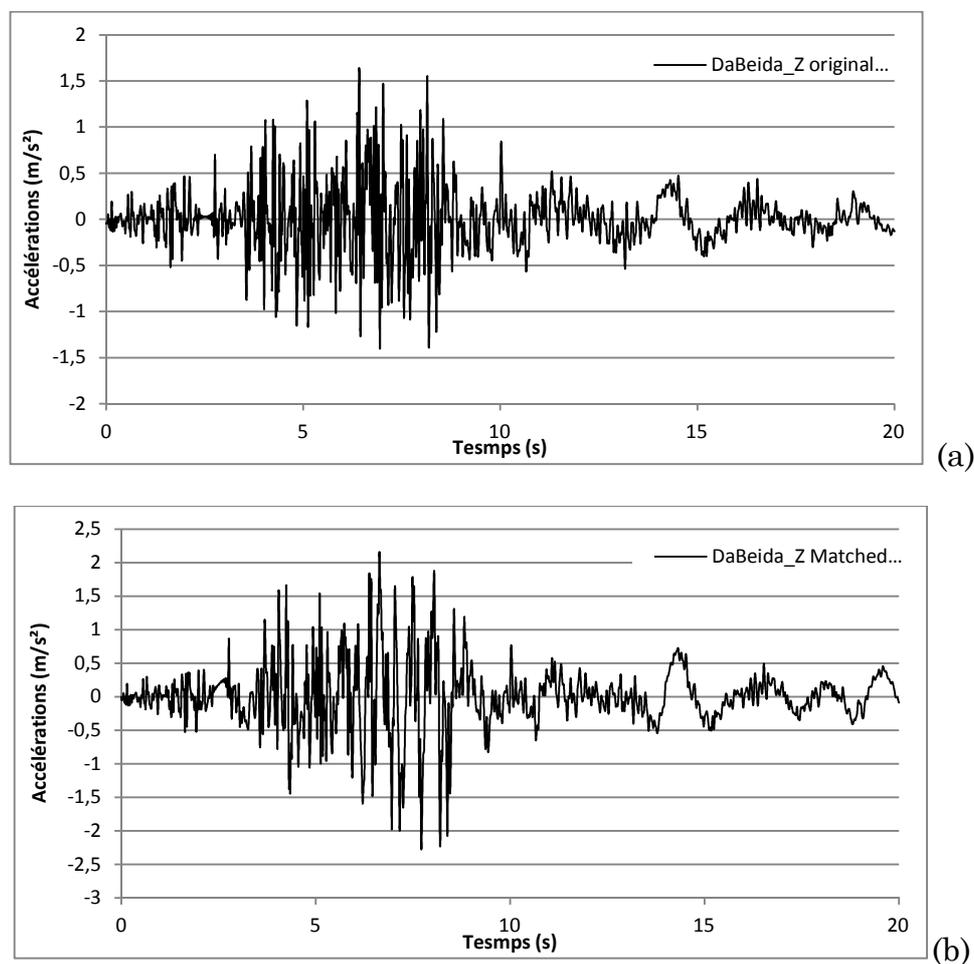


Figure IV.5 Composante verticale de l'accélérogramme de la station de Dar-El-Beida du séisme de Boumerdes du 21 mai 2003.

(a) : Signal original, (b) Signal ajusté au spectre du RPOA

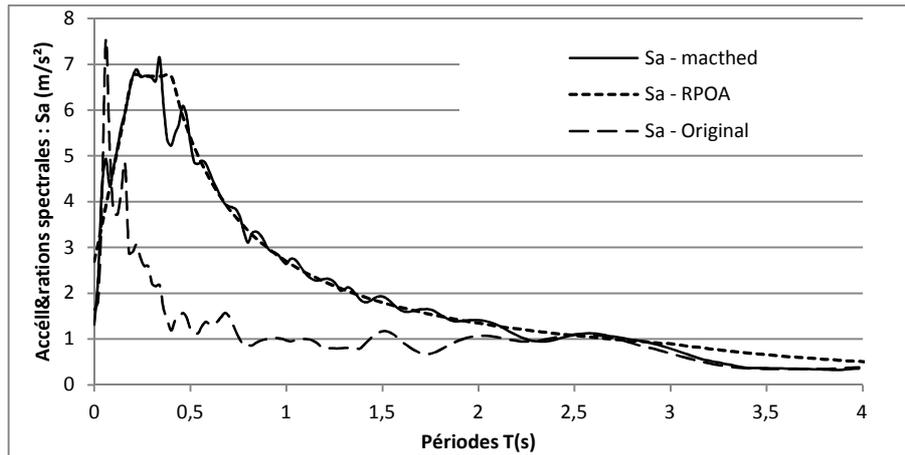


Figure IV.6 Spectre de réponse de l'accélérogramme de Dar El Beida (composante verticale)

IV.2. 3.1 Tension dans les câbles

En raison du comportement des câbles qui ne travaillent qu'en tension, les calculs dynamiques temporels ont été effectués dans le domaine non-linéaire afin de prendre en compte les tensions initiales dues aux charges permanentes. Les variations temporelles des tensions supportées par les quatre câbles N°1, N°11 lié à la culée et N°11 ; N°6 fixés entre piles sont montrées sur les figures IV.7, IV.8, IV.9 et IV.10, respectivement.

Les valeurs initiales ($t=0$ s) des courbes obtenues correspondent aux tensions dues aux charges permanentes, les surtensions dues aux excitations sismiques oscillent autour de ces valeurs initiales. Le câble N°1 étant proche de l'appui (pile), il supporte moins de tension et sa réponse se présente en haute fréquences par rapport à celles des deux autres câbles. Sa surtension sismique atteint la valeur 153KN augmentant la charge totale à 653 KN et la contrainte maximale à 117MPa qui reste largement inférieure à sa contrainte admissible (1500MPa). La valeur trouvée par la méthode modale spectrale sous les combinaisons d'action G+E est de 1007KN (contrainte de 181MPa), elle est largement surestimée par rapport au calcul temporel.

Les tensions maximales dans le câble N°1 sont du même ordre de grandeur mais leurs variations sont complètement différentes à cause des conditions de fixation. Les fluctuations de la tension dans le câble fixé au tablier sont affectées par les vibrations de celui-ci, elles se présentent en plus grandes fréquences par rapport au câble fixé à la culée (appuis fixe) mais les pics sont quelque peu absorbés par la flexibilité du tablier. Les valeurs maximales atteignent 1930KN provoquant une contrainte de 781 MPa qui est sensiblement la même que celle évaluée avec le calcul modale (de l'ordre 796 MPa).

Les variations de la tension dans le câble N°6 sont montrées sur la figure IV.10. Le calcul modal spectral a montré que ce câble est le plus tendu subissant une contrainte de 1030 MPa (une tension de 4173 KN). Le pic de la réponse sous chargement sismique atteint la valeur de 3950 KN soit une contrainte de 975MPa, assez proche du calcul modal.

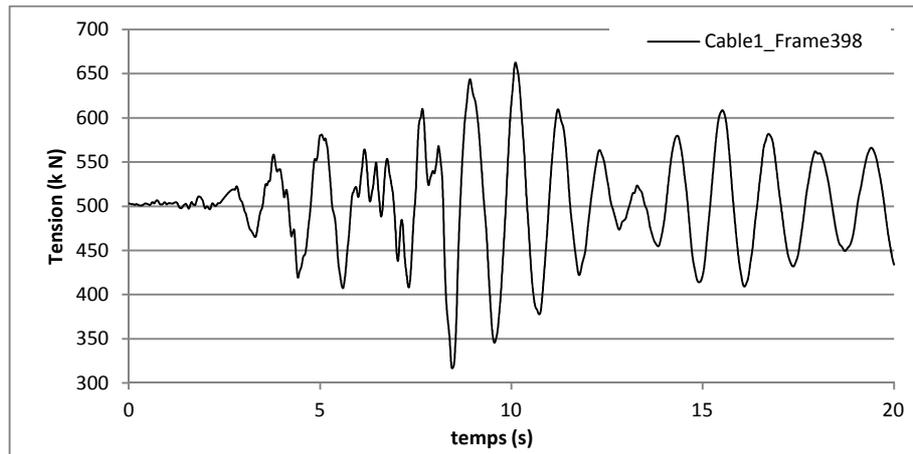


Figure IV. 7 Réponse du câble N°01 fixé au tablier (le plus proche du pylône)

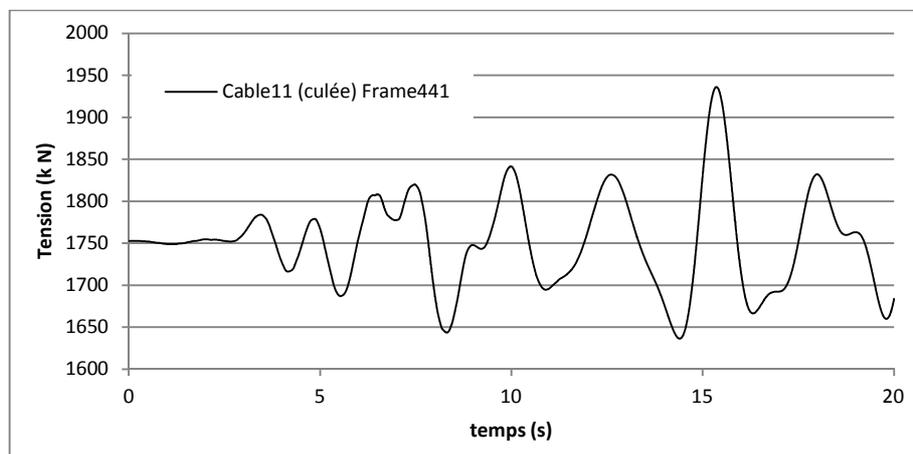


Figure IV.8 Réponse du câble N°11 fixé à la culée

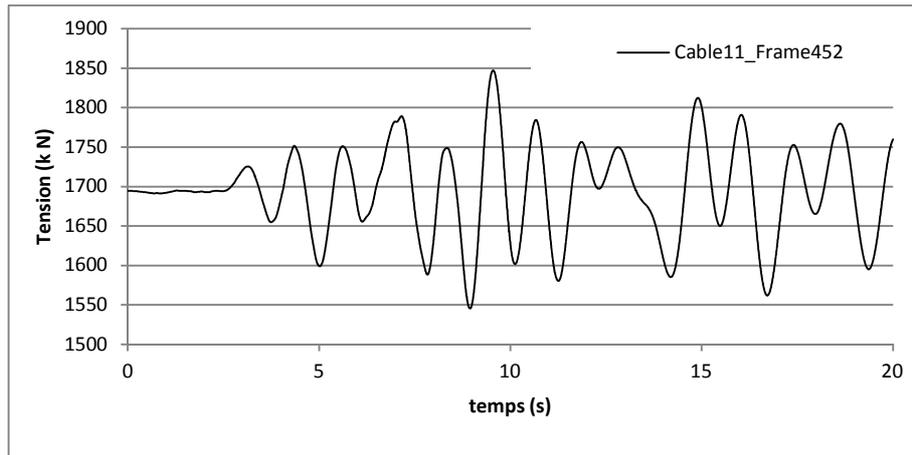


Figure IV.9 Réponse du câble N°11 fixé au tablier (le plus éloigné du pylône)

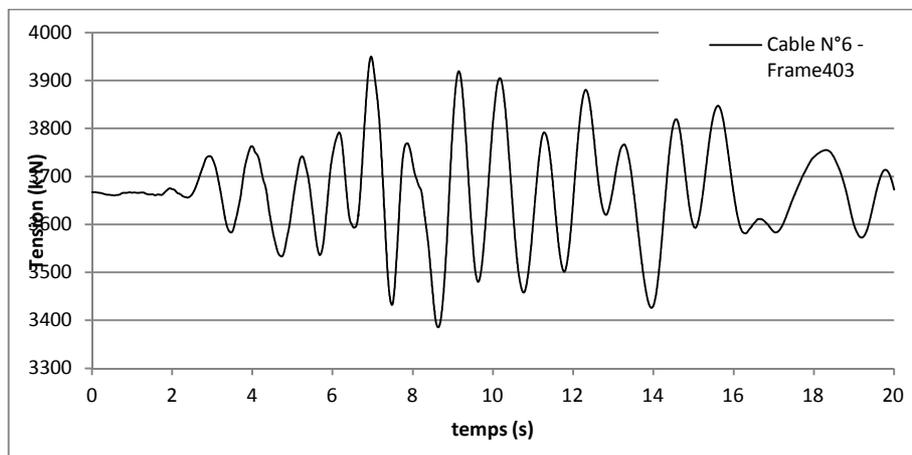


Figure IV.10 : Réponse du câble N°6 Fixé au tablier

IV.2.3.3 Réaction de niveau de la pile

Les variations temporelles des réactions d'appuis à la base de la pile N°1, selon les trois axes (x, y et z) sont montrées sur les figures IV.11, IV.12, IV.13, respectivement. Même si l'excitation sismique est verticale, les déformations du tablier induisent des réactions longitudinales non négligeables. Les valeurs dues uniquement aux excitations sismiques sont de l'ordre de 9000kN, et celles dues aux charges permanentes sont très importantes, de l'ordre de 67000 KN. La réaction totale est 76000 KN qui est très proche de 77100 KN trouvée par le calcul modal spectral avec la combinaison G+E.

Dans le sens transversal (axe y), l'effet de la composante verticale est très faible, la réaction ne dépasse pas les 80 KN ; ce qui est négligeable par rapport aux efforts agissant sur la structure.

Le pic de l'effort de compression axial dans la pile, sous effets sismiques, atteint la valeur de 5800 KN, très légèrement au-dessous de celle évaluée avec le calcul modal (641 KN). L'effort total à la base de la pile sous effets statiques et dynamique, est de 4750kN, elle est aussi très proche de la valeur calculée par la méthode modale spectrale, sous la combinaison G+E (4812 KN). Cette compression donne un effort normal réduit de l'ordre de 16% qui laisse assez de réserve pour la condition de non fragilité limitée par le règlement à 30%.

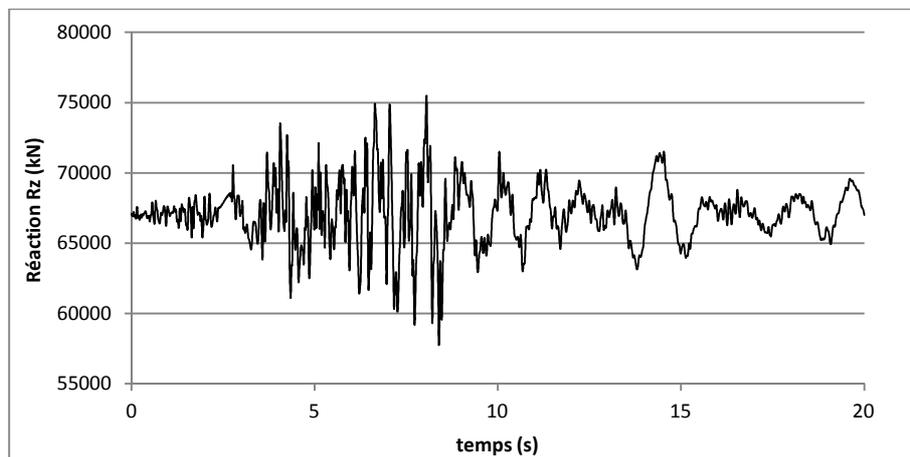


Figure IV11. Réaction verticale (R_z) à la base de la pile

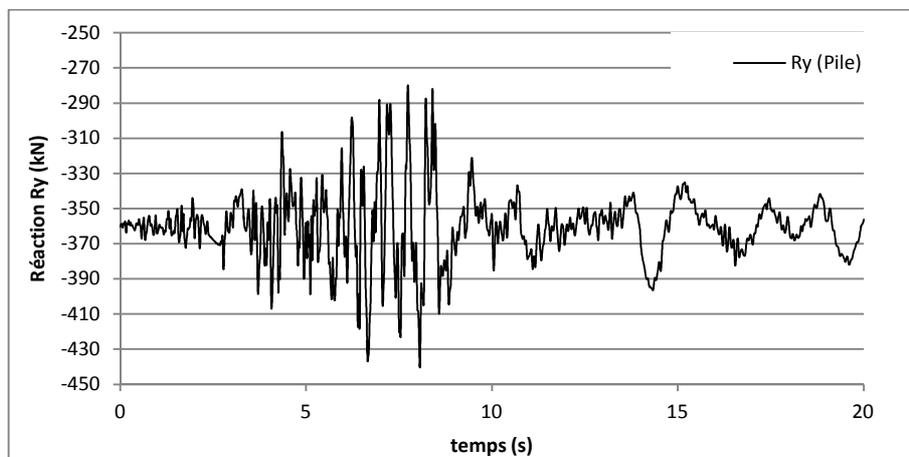


Figure IV12. Réaction transversale (R_y) à la base de la pile

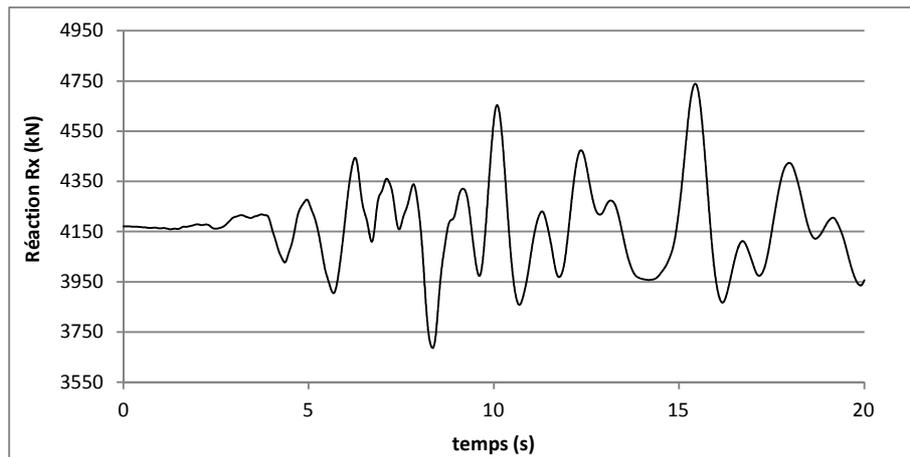


Figure IV.13. Réaction longitudinale (R_x) à la base de la pile

Les variations des moments selon les trois axes (x,y,z) sont représentées sur les figures IV.14, IV.15 et IV.16, respectivement. Le moment autour de l'axe longitudinal (axes x) due au balancement transversal, reste faible par rapport au moment de flexion selon l'axe y. Ce moment d'une valeur de 1885kN ne varie pas trop sous l'effet de la composante verticale. Les fluctuations maximales atteignent les 345 KN alors que le calcul modal donne 423.5 KN.

Le moment de flexion M_2 suivant (l'axe oy) est très important, il atteint le pic de 17105.5 KN dont 8970 KN sont dues à la composante verticale et des accélérations sismiques imposées à la structure. Le calcul modal spectral donne des valeurs beaucoup plus grandes à savoir 23727 KN sous la combinaison G+E et 15591 KN sous le spectre Ez. Il semble que l'action statique des charges surestime la réponse en termes des moments de flexion.

La figure IV.14 montre que le moment de torsion induit par la composante verticale n'est pas tout à fait négligeable mais reste faible devant le moment de flexion. Il atteint un pic de 7256kN sous charges verticales sismiques et statiques et les variations dues aux charges dynamiques atteignent la valeur de 1296 kN. Les valeurs du moment de torsion obtenues avec le calcul modal spectral sont 7927 KN sous la combinaison G+Ez et 1967 KN sous Ez.

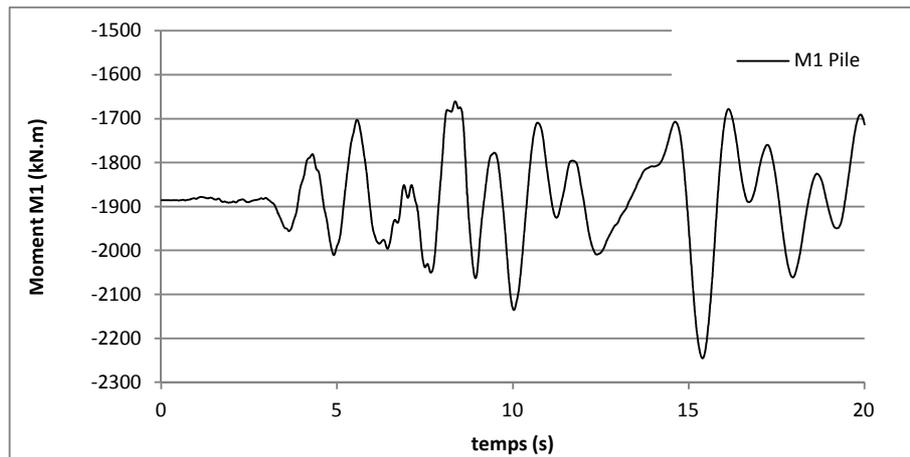


Figure IV14. Moment par rapport à l'axe x (M1 - flexion) à la base de la pile

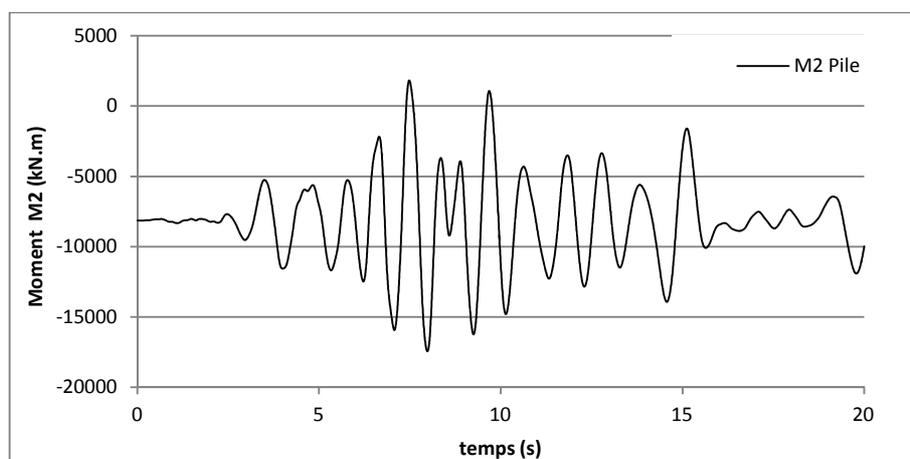


Figure IV15. Moment par rapport à l'axe y (M2 - flexion) à la base de la pile

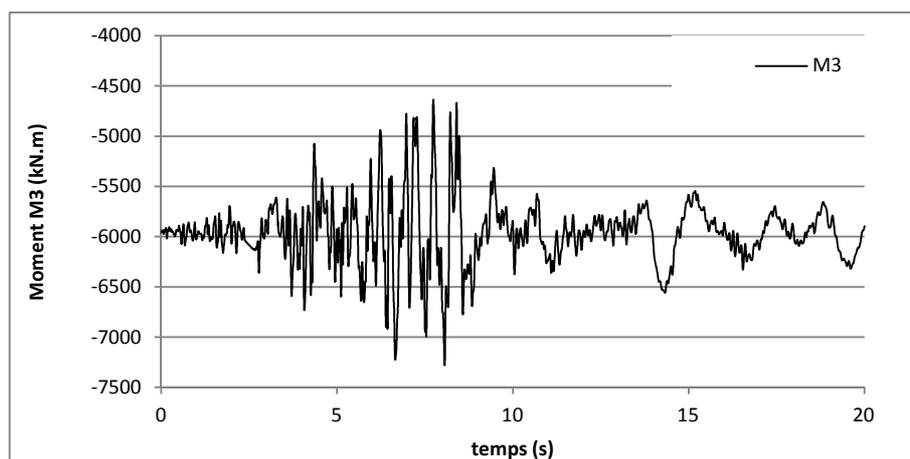


Figure IV16. Moment par rapport à l'axe z (M3 - torsion) à la base de la pile

IV.2.3.4 Efforts à la base du mât

Les figures IV.17, IV.18 et IV.19 montrent l'effort axial, et les efforts tranchants agissant dans les deux sens longitudinal et transversal. A l'instar des moments, l'effort tranchant dans la direction transversale sous l'effet des charges verticales statiques et dynamiques est négligeable. Dans le sens longitudinal, la composante de l'effort tranchant est très importante comme effet d'une charge verticale ; les déformations irrégulières du tablier qui se répercutent sur les tensions des câbles sont reprises par le mât sous forme d'effort tranchant. Cet effort atteint la valeur maximale de 4827 KN dont 860 KN sont dues à la composante sismique. Le calcul modal spectral donne des valeurs de 790 KN sous Ez et 4757 KN sous G+Ez. Contrairement à ce qui a été trouvé concernant les tensions dans les câbles et les efforts à la base de la pile les valeurs de l'effort tranchant évaluées avec la méthode modale spectrale sont inférieures à celles extraites de la solution dynamique temporelle. Par contre cette tendance n'est pas observée dans le cas de l'effort axial. Les valeurs du calcul modal sont de l'ordre de 4286 KN sous Ez et de 35730 KN sous G+Ez alors que le calcul dynamique donne 42270 KN sous la composante sismique et les charges statiques et 2700 KN sous la composante sismique. Ces valeurs donnent un effort normal réduit de 18.5% largement inférieur à 30% réglementaires.

Les moments de flexion selon les deux directions (ox et oy) sont montrés sur les figures IV.20 et IV.21 respectivement. Le même constat concernant le renversement se reproduit ici, le moment suivant (ox) est négligeable alors que les moments selon l'axe (oy) induits par les tensions des câbles sont de l'ordre de 248000 KN.m qui est très proche de celle obtenue par le calcul modal spectral (246310 KN.m)

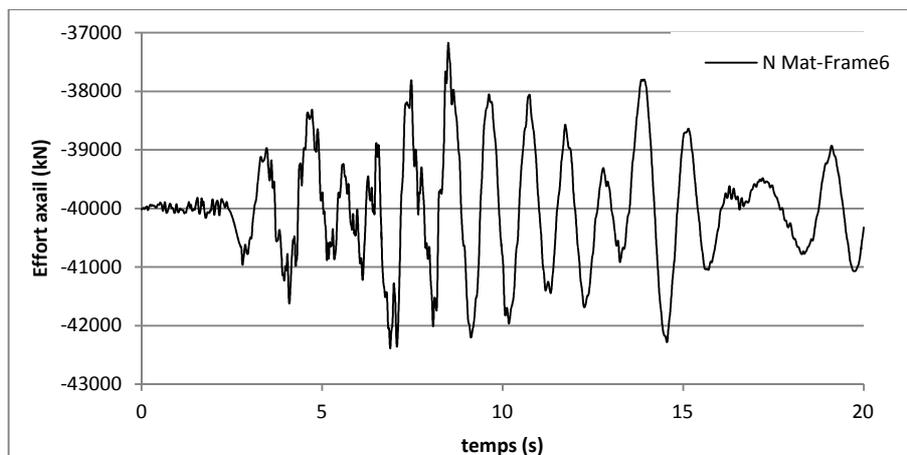


Figure IV.17 : Effort axial à la base du mât

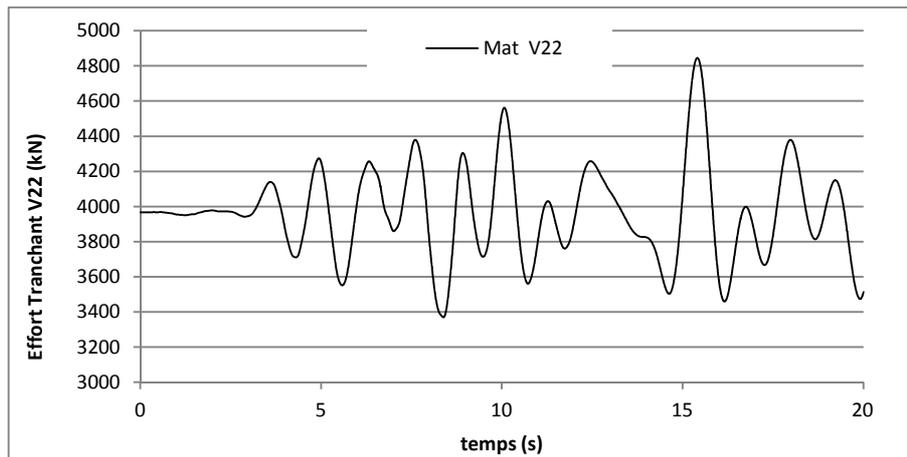


Figure IV.18 : Effort tranchant dans le sens longitudinal (ox) à la base du mât

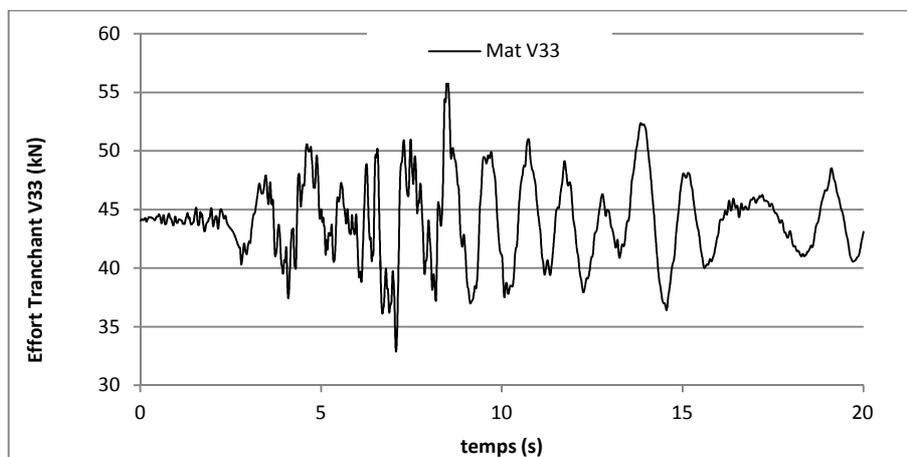


Figure IV.19 Effort tranchant dans le sens transversal (oy) à la base du mât

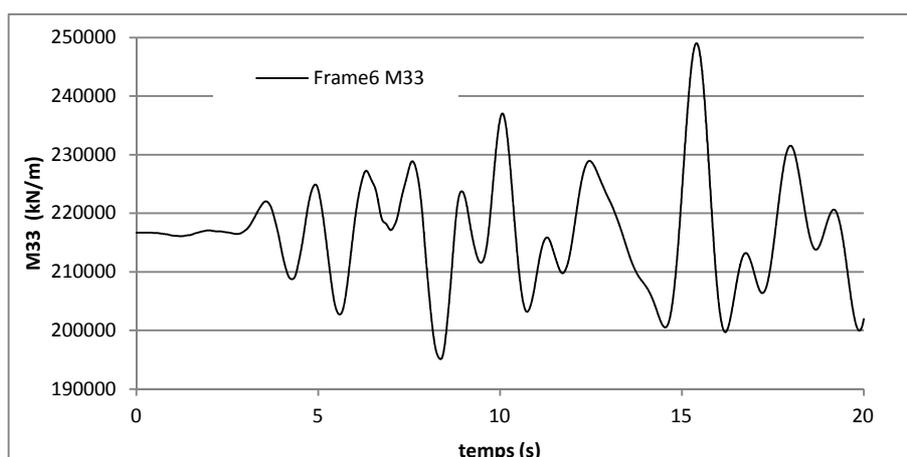


Figure IV.20 : Moment selon l'axe y (M33) à la base du mât

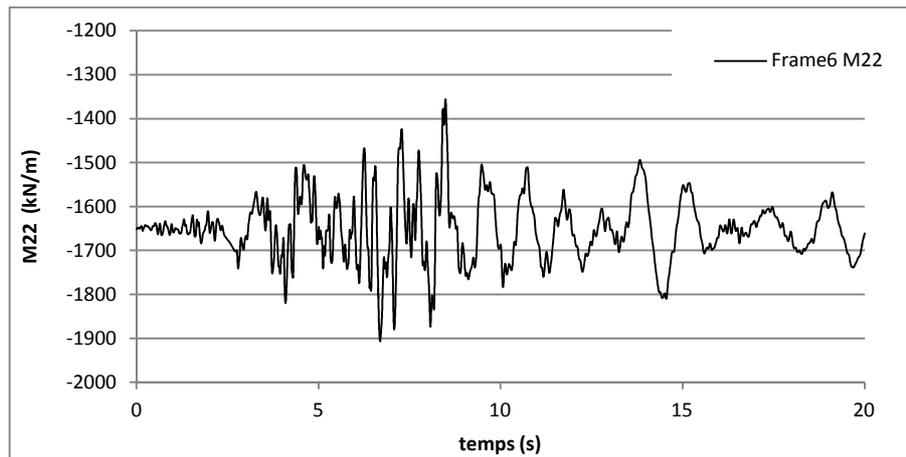


Figure IV.21 Moment selon l'axe x (M22) à la base du mât

IV.2.3.5 Conclusion

Dans cette partie, nous nous sommes intéressés au calcul dynamique temporel du pont. Nous avons utilisé à cet effet la composante verticale de l'accélérogramme de Dar El Beida du seime de Boumerdes 2001. Avant de l'utiliser, nous avons modifié cet accélérogramme afin d'ajuster son spectre de réponse à celui du RPOA dans le but de comparer les résultats de l'étude dynamique et celle du calcul modale spectral. L'étude a montré que la méthode modale spectrale fournit des résultats globalement plus importants que ceux du calcul dynamique temporel mais les écarts entre valeurs restent relativement assez faibles. L'utilisation d'un seul accélérogramme même ajusté au RPOA ne nous permet pas de généraliser les constatations faites lors de cette étude, d'autres calculs avec plusieurs accélérogrammes sont nécessaires pour dégager des conclusions tangibles.

CONCLUSION

Conclusion générale

La conception et l'étude d'un pont dépend de plusieurs facteurs d'ordre naturel et fonctionnel liés au site de construction. L'outil informatique nous a offert des solutions quant au choix et l'étude de modèles convenables du pont réel.

Dans le présent travail de fin d'études, nous avons fait une analyse dans la mesure du possible du pont à Haubans implanté en zone sismique dans la wilaya de Mila. Pour se faire, une méthodologie de travail a été suivie, c'est un cheminement logique défini par nos encadreurs pour à la fois comprendre les problématiques (complexité de la structure de pont, recours à l'outil informatique en l'occurrence le logiciel SAP2000, analyse statique et dynamique,...) et pouvoir répondre par des solutions adéquates tout en mettant en pratique les connaissances acquises durant notre cursus universitaires (résistance des matériaux, dynamisme des structures, béton).

Après une première partie où nous avons fait des généralités sur les ponts, leur analyse, etc..., Nous avons présenté le pont à étudier ainsi que ses données structurelles, géotechniques et climatiques. Il s'agit du pont à haubans reliant les deux wilaya: (Jijel et Mila) qui a été construit dans la fin des années 90. En ayant quelques informations sur la géométrie, les matériaux et la géotechnique du site, nous avons essayé d'analyser cette structure dans une première partie et de fournir tous les résultats pour une suite éventuelle d'analyse et de vérification .

Pour enrichir nos connaissances, nous avons commencé notre étude par une évaluation et une analyse du comportement du pont sous sollicitations statiques (charges verticales) avec les différentes combinaisons et l'effet de la précontrainte. Nous avons présenté quelques résultats en termes de distribution des efforts internes surtout le long du tablier. Les efforts les plus défavorables ont servi à la proposition de tracés de nombre de câbles de précontraintes.

Suite à cette analyse statique, une analyse dynamique du pont a été faite. Cette analyse a commencé par le choix de système d'appui entre les éléments verticaux (culées et piles) et le tablier. Trois modèles ont été analysés. Bien sûr, pour chaque modèle, l'analyse modale est faite et celle du modèle retenu a été détaillée.

CONCLUSION GENERALE

A titre d'information, le pont à haubans que nous avons étudié est relativement flexible, comme attendu au vue de sa longueur, il vibre fondamentalement autour de 3 secondes, son premier mode est vertical,...

Dans une première étape, la recherche des réponses dans le pont a été effectuée par analyse par spectre de réponse (RPOA). Quelques réponses le long du tablier et des deux pylônes ont été déterminées et commentées, il s'agit de réponses en termes de déplacements et d'efforts internes.

Dans une deuxième étape, la détermination des réponse dans le domaine temporel par accélérogramme a été effectuée. Une brève analyse a été faite et les résultats dans les câbles ont été montrés.

A la fin, nous émettons quelques recommandations et perspectives pour la suite de ce travail, que nous résumons à:

- ✓ Nous savons que le pont a été construit dans les années 90 conformément à un aude de calcul étranger puisqu'à cette époque, le RPOA n'existait pas. Une vérification de la vulnérabilité du pont part rapport aux nouvelles exigences règlementaire est nécessaire.
- ✓ Le pont est étendu (502m) et appuyé sur un sol ferme/rocheux aux culées et sur un sol alluvionnaire aux piles, l'excitation sismique ne peut être uniforme à tous les appuis mais variable par les effets de site, de déphasage,..., une analyse sous excitation variable nous semble intéressante.
- ✓ Le système de fondation est relativement massifs (pieux) et le sol est meuble, le phénomène d'interaction sol structure peut modifier les réponses, une prise en charge de ce phénomène est à envisager dans des travaux futurs.
- ✓ Le pont traverse le barrage de Ben Haroun, le piles sont noyée, l'effet de l'ineraction fluide/piles est à analyser de près.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] CALGARO J. A et BERNARD-GEL A "**Cours de l'Ecole Nationale Des Ponts et Chaussées**". Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris 1994.
- [2] BOUCHIR Y et HADJADJ "**Conception et étude d'un pont ferroviaire à poutre précontrainte**". PFE ENSTP, Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, Alger 2013.
- [3] Document SETRA "**Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes**". Septembre 2003
- [4] HEFFAR M.A et HENNEB M.A "**Etude d'un pont suspendu**". PFE ENPT, Ecole Nationale Polytechnique, Alger 2008
- [5] FAH-CHEN W et DUAN L "**Bridge Engineering Handbook, Cable Stayed Bridge**". Chap 19, CRC Press, Washington D.C 2000
- [6] CREMER J.M "**Conception des Ponts**". Cours de l'université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées, Module Pont, 2003-2004
- [7] CHATTERJEE S "**The Design of Modern Steel Bridges**". 2nd Edition, Blackwell Science, USA 2003
- [8] Ponts Mixtes Acier-Béton "**Guide de Conception**". SETRA, Octobre 1985
- [9] ABDELAZIZ Y, **Cours de Béton Précontraint**, Centre Universitaire de Bechar, Institut De Génie Civil, 2005-2006
- [10] CLOUGH R. W et PENZIEN J "**Dynamics Of Structures**". 3rd Edition, Computers and Structures, INC, USA 2003
- [11] PECKER A "**Dynamique des Structures et des Ouvrages**". Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Chap 01 Edition 2007
- [12] CHOPRA A.K "**Dynamics of Structures**". Prentice Hall, 2nd Edition, New Jersey 2000
- [13] RPOA "**Règles Parasismiques Applicables Au Domaine Des Ouvrages d'Art**". DTR, CGS, Alger 2008
- [14] Ponts Courant En Zone Sismique "**Guide de Conception SETRA**". Janvier 2000
- [15] MEZOUAR N, **Cours de Dynamique des Structure**, ENSTP Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, Alger 2012
- [16] Lestuzzi, **Cours de Génie Parasismique**, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2005

- [17] BENJEDDOU M et BESAFI A **"Evaluation de la Performance et Analyse du Comportement Non-Linéaire des Piles des Ponts Soumises à une Action Sismique"**. PFE Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, Alger 2011
- [18] GALY B **"Effet de la Catégorie Sismique des Sites Sur l'Evaluation de la Vulnérabilité Sismique des "**. Mémoire Présenté à l'Ecole de Technologie Supérieure comme Exigence Partielle à l'Obtention de la Maîtrise en Génie de la Construction, MARS 2009
- [19] THOMAS W **" Evaluation Parasismique Des Ponts-Routes Existants". Office Fédérale des Routes"**, Berne 2005
- [20] OUKELIA A.B et BOUZIANE M **"Etude Statique et Dynamique d'un Pont à Poutre Multiple en Béton Précontraint"**. PFE ENSTP, Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics 2010
- [21] BERKANE S.A et NEDJAR A.E **"Application des Règles Parasismiques Applicables Au Domaine Des Ouvrage d'Art pour l'Etude d'un Pont à Poutre en Béton Précontraint"**. PFE ENSTP Ecole Nationale des Travaux Publics 2014
- [22] PETRANGELI M.P, **"The Bridge over the Wadi-Dib in Algeria, L'industria Italiana del Cemento"**, LXIX, 1999, 362-379
- [23] KIBBOUA A., **"Analyse dynamique sous vibrations ambiantes d'un pont à haubans sur l'oued Dib à Mila"**, Thèse de Magister, ENTP 2006
- [24] LNHC, **"Rapport géotechnique de l'étude du site de la culée nord du viaduc de Beni Haroun, Mila"**, 1999
- [25] LCTPEst, **" Rapport d'étude géotechnique, viaduc Oued Dib, Wilaya de Mila"**, 1996.
- [26] BENACHOUR Y. et AIMEUR A., **" Etude de stabilité du versant du viaduc Oued Dib culée coté Constantine Wilaya de Mila"**, 1996.5
- [27] RCPR, D.T.R **"Règles définissant des Charges à Appliquer pour le Calcul et les Epreuves des Ponts Routes "**.
- [28] **" Logiciel SAP 2000.version 14.2.2"**.