

TABLE DES MATIERES

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
Les objectifs principaux destinés au projet sont :	2
1. AVANTAGES DE L'ECHANGEUR :	2
2. LES INCONVENIENTS DE L'ECHANGEUR :	3
<u>CHAPITRE I</u> : Présentation du projet	
1. INTRODUCTION :	4
2. LOCALISATION DE L'OUVRAGE :	4
3. CONTRAINTES GENERALES DE CONCEPTION :	7
4. DONNEES RELATIVES A LA VOIE PORTEE :	8
4.1. Le trace en plan :	8
4.2. Le profil en long :	8
4.3. Le profile en travers :	8
5. PRINCIPAUX MATERIAUX :	9
5.1. Le Béton :	9
5.1.1 Densité :	9
5.1.2. Résistance caractéristique à la compression :	9
5.1.3. Résistance caractéristique à la traction :	9
5.1.4. Contrainte de calcul pour l'E.L.U :	9
5.1.5. Contrainte limite de service :	9
5.1.6. Coefficient de poisson :	10
5.1.7. Module de déformation longitudinale du béton E :	10
5.1.8. Déformation transversale du béton :	10
5.2. L'acier :	10
5.2.1. Acier passif :	10
5.2.2. Acier actif :	11
<u>CHAPITRE II</u> : Prédimensionnement et calcule des charges et surcharges	
1. PREDIMENSIONNEMENT :	18
1.1. Largeur des voies sur le tablier :	18
1.2. Longueur des travées :	18

TABLE DES MATIERES

1.3. Hauteurs des poutres précontraintes :	18
1.4. Détermination de nombre d'espacement des poutres :	18
1.5. Epaisseur de l'âme :	18
1.6. Largeur du talon de la poutre :	19
1.7. Membrure supérieure de la poutre :	19
1.8. Epaisseur du hourdis :	20
1.9. L'entretoise :	20
2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS BRUTES :	20
2.1. Caractéristique de la section médiane :	20
2.2. Caractéristique de la section d'about :	21
3. ETUDE DES CHARGES ET SURCHARGES APPLIQUEES SUR LE PONT :	21
3.1. Généralité :	21
3.2. Classification des ponts routiers :	22
3.2.1. Première classe :	22
3.2.2. Deuxième classe :	22
3.3. Calcul des charges permanentes :	22
3.3.1. Poutres :	22
3.3.2. Revêtement de la chaussée :	23
3.3.3. Garde-corps et glissière :	23
3.3.4. Corniche et trottoirs :	23
3.3.5. Dalle :	23
3.3.6. L'entretoise :	24
3.4. Calcul des surcharges :	24
3.4.1. Surcharge « A (l) » :	24
3.4.2. Application de coefficients de réduction de A(l) :	24
3.4.3. Surcharges « B » :	26
a- Sous système de surcharge B_c :	26
b- Sous système de surcharge B_t :	27
c- Sous système de surcharge B_r :	29
3.4.4. Surcharges Militaires :	29
3.4.5. Surcharges exceptionnelles :	30

TABLE DES MATIERES

3.4.6. Surcharge du trottoir :.....	31
3.4.7. Efforts de freinage :.....	31
3.4.7.1. Efforts de freinage dû à A (I) :.....	31
3.4.7.2. Efforts de freinage dû à Bc :.....	32
3.4.8. Efforts sismiques :.....	32
3.4.9. Effort du vent :.....	32
4. DIMENSIONNEMENT DES D'APPAREILS D'APPUIS :.....	32
4.1. Dimensions en plan :.....	32
4.2. Hauteur nette de l'élastomère :.....	32
4.3. Epaisseur des frettes :.....	33

CHAPITRE III: Modélisation

1. INTRODUCTION :.....	35
2. PRESENTAION DE LOGICIEL:.....	35
3. ETAPES DE MODELISATION :.....	36
3.1. Le choix de type de l'ouvrage :.....	36
3.2. La modélisation du tablier :.....	37
3.3. Détermination des charges et leurs combinaisons :.....	39
3.4. Détermination des rigidités :.....	43
a. Au niveau des piles :.....	44
b. Au niveau des culées :.....	44
3.5. Détermination des actions et combinaisons sismiques :.....	46

CHAPITRE IV : Interprétation des résultats

1. ETUDE STATIQUE :.....	48
1.1 Introduction :.....	48
1.2. Valeurs des coefficients de combinaisons selon le BPEL :.....	48
1.3. Moments fléchissant dans les poutres :.....	49
1.3.1. Moments fléchissant due au poids propre :.....	49
1.3.1.1. Poutre de rive :.....	49
1.3.1.2. Poutre intermédiaire :.....	50
1.3.2. Moments fléchissant due à la surcharge Δ (I) :.....	50
1.3.2.1. Poutre de rive :.....	50
1.3.2.2 Poutre intermédiaire :.....	51

TABLE DES MATIERES

1.4. Efforts tranchants dans les poutres :	56
1.4.1. Efforts tranchant due au poids propre :	56
1.4.1.1. Poutre de rive :	75
1.4.1.2. Poutre intermédiaire :	75
1.4.2. Effort tranchant à l'état limite ultime (ELU) :	85
1.5. Moments fléchissant dans la dalle :	62
1.6. Efforts tranchant dans la dalle :	63
2. ETUDE DYNAMIQUE	64
2.1. Introduction :	64
2.1.1. L'objectif :	64
2.2. Analyse modale :	65
2.3. Analyse dynamique spectrale :	68
2.3.1. Les Combinaisons d'action :	72
2.4. Moments fléchissant dans les poutres :	72
2.4.1. Moments fléchissant de la combinaison sismique $G+Ex+0.3Ey+0.3Ez$:	72
2.4.1.1. Poutre de rive :	72
2.4.1.2. Poutre intermédiaire :	73
2.5. Effort tranchant dans les poutres :	74
2.5.1. Effort tranchant de la combinaison sismique $G+Ex+0.3Ey+0.3Ez$:	74
2.5.1.1. Poutre de rive :	74
2.5.1.2. Poutre intermédiaire :	74
2.6. Moments fléchissant dans la dalle :	75
2.7. Efforts tranchant dans la dalle :	76
2.8. Moment fléchissant dans les piles :	77
2.9. Efforts tranchant dans les piles :	78
2.10. Tableau Comparatif :	78
Conclusion :	80
CHAPITRE V: Etude de l'appareil d'appui	
1. INTRODUCTION :	82
2. VERIFICATION DE L'APPAREIL D'APPUI :	85
2.1. La répartition des efforts horizontaux :	85
a) Les efforts horizontaux dus à des charges dynamiques:	85

TABLE DES MATIERES

b) efforts dus à des charges statiques :	85
C) Variation linéaire du tablier :	86
d) Evaluation du point fixe:.....	87
E) Efforts horizontaux dans les appuis :	91
3. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS :	93
3.1. Variation linéaire du tablier :.....	93
3.2. Variation linéaire +freinage	93
4. CONCLUSION :	97

INTRODUCTION GENERALE

Le développement du réseau routier à TLEMCEN a connu une grande évaluation dans les dernières années. Le réseau est maintenant à maturité. L'augmentation incessante des déplacements et du nombre de véhicules sur les autoroutes et les routes de TLEMCEN a entraîné la saturation d'une certaine partie du réseau routier, ce qui a eu pour conséquence de rendre ainsi le trafic moins fluide et d'augmenter les retards. Dans le domaine de la gestion du trafic routier, le concept de carrefour trémie, comme solution à ce type de problème, refait surface dans une version plus moderne que l'on peut adapter au milieu.

Le carrefour de l'intersection de la RN35 et la RN22 suite sur l'axe ORAN-MAGHNIA représente un intérêt important dans le cadre socio-économique de la capitale, ainsi que le cadre politique.

Le carrefour se trouve dans une zone urbaine, très sollicité par les usagers, ce qui a conduit à sa saturation depuis des années.

Nous sommes obligés à travailler dans les conditions les plus extrêmes, il y en a plusieurs qu'on ne peut pas les désigner dans un nombre bien précis, parmi ces contraintes on prend en considération la présence des écoles et des universités et même des commerçants surtout à MAGHNIA qui provoquent un pourcentage important du trafic, car on remarque les centres commerciaux, les arrêts de transport et les zones de plaisances. Pour tous cela, un aménagement du carrefour est indispensable afin d'assurer une meilleure fluidité du trafic et plus de sécurité pour ses usagers avec une réduction des temps de parcours et coûts de transport, et la meilleure solution à faire, c'est de réaliser un échangeur à l'intersection des deux routes.

Les objectifs principaux destinés au projet sont :

- Relie la RN22 avec la RN35.
- Gain de temps.
- Garantir une meilleure fluidité de la circulation.
- Assurer la sécurité sur ce tronçon.

Il a plusieurs définitions :

Un échangeur est un ensemble de bretelles routières permettant de s'engager sur une autoroute ou de la quitter soit pour prendre une autre autoroute soit pour emprunter le réseau routier ordinaire.

Les échangeurs se trouvent donc aux intersections entre autoroutes, ou entre une autoroute et un autre type de route. Ils permettent d'éviter tout croisement à niveau et également tout ralentissement sur les chaussées principales de l'autoroute.

Un échangeur autoroutier compte au minimum un pont permettant à une Autoroute d'enjamber l'autre dans les cas les plus complexes, les chaussées peuvent s'étagé sur Quatre niveaux différents (échangeur dit "Four-stack").

1. LES AVANTAGES DE L'ÉCHANGEUR :

Les avantages de l'échangeur sont :

- ❖ Faciliter aux usagers un déplacement dans de bonne condition de confort et de Sécurité.
- ❖ Eviter les points de conflits qui peuvent être la cause de graves accidents.
- ❖ Eviter les points d'arrêt qui provoque des pertes de temps considérable.

2. LES INCONVENIENTS DE L'ECHANGEUR :

L'inconvénient majeur, entraîne un investissement financier volumineux, c'est pour quoi son utilisation comme solution aux problèmes d'un carrefour doit être justifiée.

Notre plan de travail concernant cette étude va être comme suit :

- Présentation du projet.
- Charges et surcharges.
- Modélisation.
- Analyse dynamique (RPOA).
- Interprétation des résultats.

1. INTRODUCTION :

Notre projet consiste sur l'étude statique et dynamique d'un échangeur, situé à l'intersection de la RN 22 avec la RN 35 et appartenant au projet d'aménagement des carrefours pour rendre la circulation plus fluide.

2. LOCALISATION DE L'OUVRAGE :

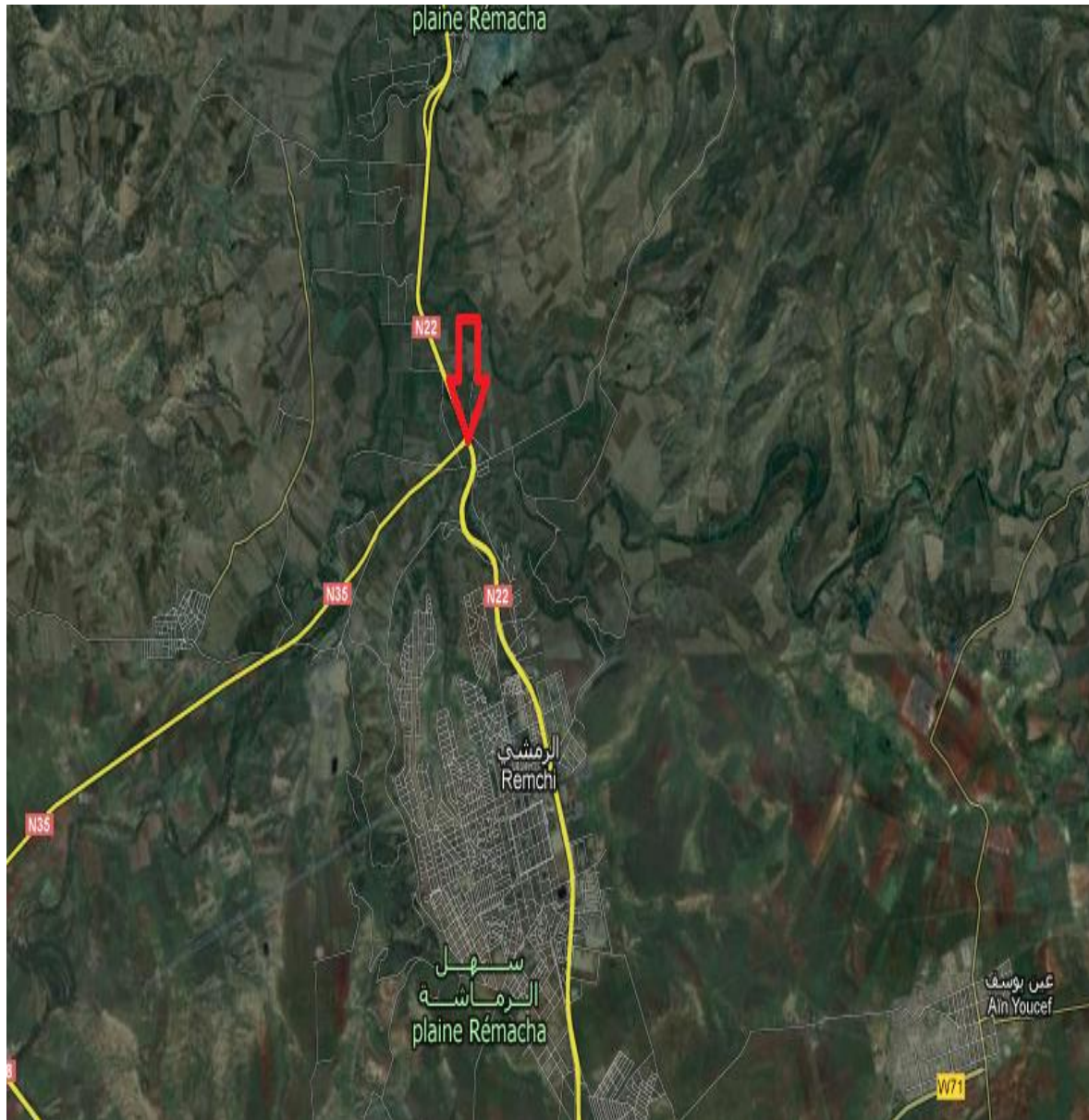


Figure 1.1 : Localisation du projet par Google Earth. [2]

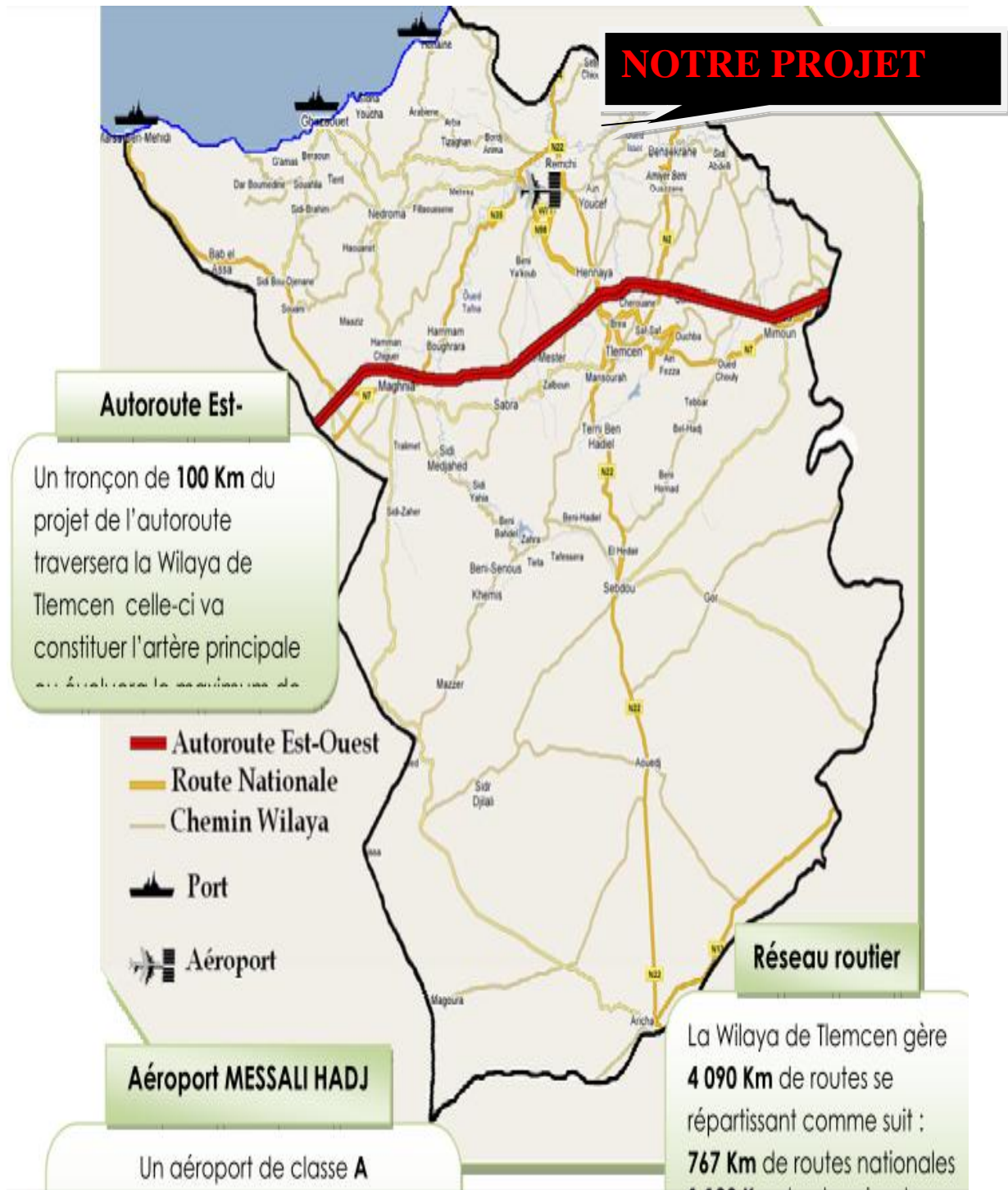


Figure 1.2 : Carte de la wilaya de TLEMCEN avec situation du projet. [2]

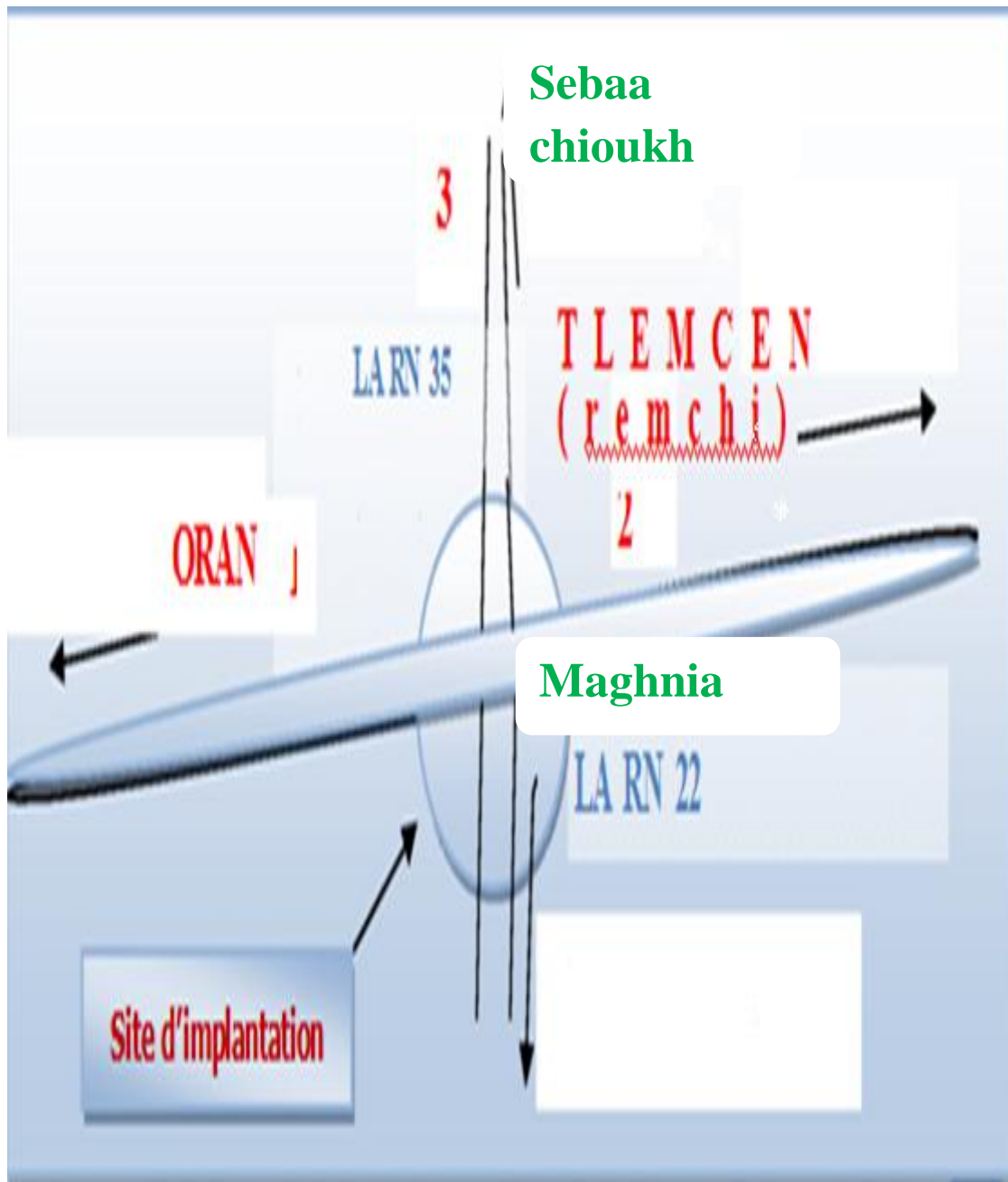
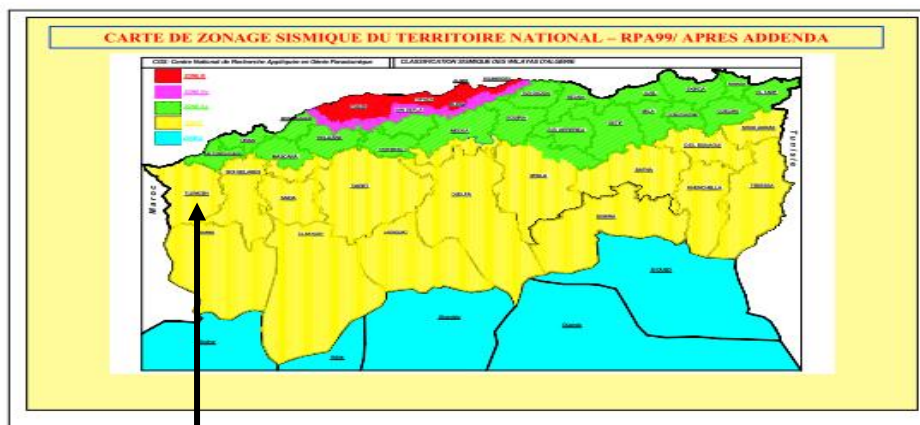


Figure 1.3 : Situation détaillée du projet. [2]

3. CONTRAINTES GENERALES DE CONCEPTION :

- Catégorie de ponts : classe A ;
- Zonage météorologique : zone B (tempère ou sec) ;
- Humidité d'environnement : $\rho_h=55\%$;
- Surcharges prévues : charges routières A et B, convoi militaire M120 et surcharges exceptionnelles D280 ;
- Protection contre les inondations : cru centennale (1/100) ;
- Selon la classification sismique des wilayas et des communes d'Algérie la wilaya de TLEMCEM Est classée en zone I. La valeur d'accélération sismique pour une période de retour de 100 ans est de 0,12g. [3]

Carte de zonage sismique du territoire national.



Les valeurs du coefficient d'accélération de zone "A" sont révisées comme suit :

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

Figure 1.4 : valeur du coefficient d'accélération. [3]

4. DONNEES RELATIVES A LA VOIE PORTEE :

Les caractéristiques fonctionnelles de la voie portée sont le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.

4.1. Le trace en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques. [8]

Cet axe a un caractère conventionnel: il n'est pas forcément l'axe de symétrie de la structure ou de la chaussée. (à voir ANNEXE)

Dans toute la mesure du possible, il convient d'éviter les tracés en plan qui conduisent à des ouvrages courbes ou mécaniquement biais. En plan nous pouvons distinguer que notre ouvrage est constitué de deux travées indépendantes identiques.

4.2. Le profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement mise en œuvre) définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement. [8]

En règle générale, il convient d'éviter les ouvrages plats et horizontaux, pour des raisons architecturales et d'écoulement des eaux pluviales. A fortiori, un profil en long en forme de cuvette doit être proscrit: un point bas au milieu d'un pont crée une impression particulièrement disgracieuse. Sur le plan esthétique, la géométrie du profil en long est souvent perçue à travers celle de la corniche dont la qualité d'exécution doit être irréprochable. (à voir ANNEXE)

4.3. Le profile en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier (par exemple, de l'élargir) si une telle possibilité n'a pas été prévue lors de la conception de l'ouvrage. [8] (à voir ANNEXE)

Le profil en travers de notre ouvrage est défini par :

- ✓ 02 voies de 3,75m pour chacune ;
- ✓ 02 Trottoirs de 1.25 m ;
- ✓ La largeur roulable $L_r = 7.5$ m ;
- ✓ Sur le pont en alignement, la pente des versants est de 2,5%.

5. PRINCIPAUX MATERIAUX :

5.1. Le Béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28} .

Le béton est dosé à 400 kg/m³ de ciment CPA 325, avec un contrôle strict.

5.1.1 Densité :

La masse volumique du béton armé : $\gamma = 2,5$ t/m³

5.1.2. Résistance caractéristique à la compression :

Pour notre ouvrage, le béton utilisé B20, et B35, leurs résistances caractéristiques à la compression à 28 jours est :

B20 : $f_{c28} = 20$ Mpa pour le béton de propreté.
 B35 : $f_{c28} = 35$ Mpa pour le béton du tablier ; élévation des piles ; les culées et fondations.

Pour un béton âgé de mois de 28 jours on utilise la formule suivante: [5], [7]

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$$

5.1.3. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression : [5], [7]
 $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$

5.1.4. Contrainte de calcul pour l'E.L.U :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \dots [5], [7]$$

Le coefficient θ est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h,
- à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h,
- à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

5.1.5. Contrainte limite de service :

$$\sigma = \begin{cases} 0,5 f_{c28} \text{ en service.} \\ 0,6 f_{c28} \text{ en construction.} \end{cases}$$

5.1.6. Coefficient de poisson : [5], [7]

Donc : $\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré.
 $\nu = 0$ pour un béton fissuré.

5.1.7. Module de déformation longitudinale du béton E :

- Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures).

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (\text{MPa})$$

- Module de déformation différée (longue durée).

$$E_{ij} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (\text{MPa}) \quad [7], [8].$$

5.1.8. Déformation transversale du béton :

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante : [7], [8]

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

ν : Coefficient de poisson.

5.2. L'acier :

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limite La fissuration.

5.2.1. Acier passif :

Les valeurs de la limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE50, avec une limite d'élasticité de **500Mpa**. [5], [8]

$$\text{Pour } \Phi \leq 20\text{mm} : \begin{cases} \sigma_e = 4200 \text{ kg/cm}^2. \\ \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2. \end{cases}$$

$$\text{Pour } \Phi \geq 20\text{mm} : \begin{cases} \sigma_e = 4000 \text{ kg/cm}^2. \\ \sigma_a = 2670 \text{ kg/cm}^2. \end{cases}$$

Le module d'élasticité de l'acier est de : $E_s = 200.000 \text{ MPa}$.

5.2.2. Aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

- Les armateurs actifs de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

- Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, Torons.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante : [7]

$$P = (0,85f_{prg} ; 0,95 f_{peg})$$

f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

5.3. Les appareils d'appuis :

Lorsqu'un tablier repose sur des appareils d'appui en élastomère fretté, ce sont ces derniers qui apportent le plus de souplesse à l'ouvrage.

Il est donc primordial de les prendre en compte dans le modèle dynamique permettant de calculer les périodes propres. En théorie, l'appareil d'appui doit être modélisé par un ressort multidirectionnel, fonctionnant aussi bien en traction-compression qu'en rotation, c'est-à-dire par six raideurs.

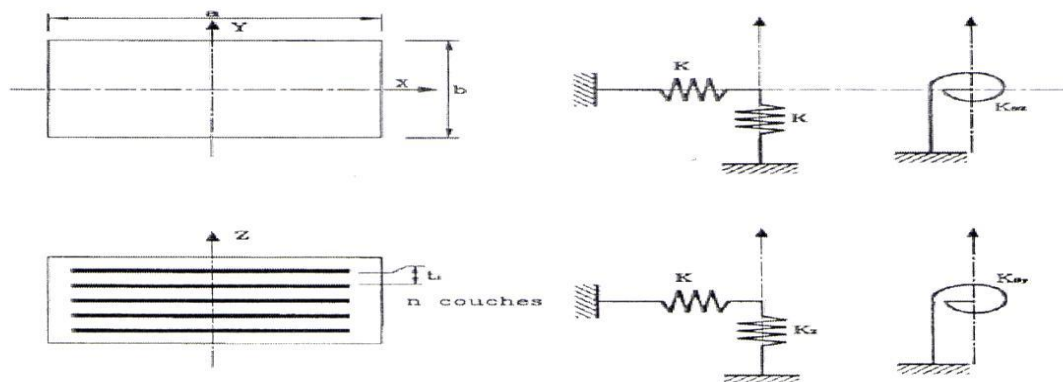


Figure 1.5 : Présentation de la modélisation par ressort. [9]

Les raideurs doivent être calculées comme cela est indiqué dans le tableau suivant. Dans la grande majorité des cas, l'appareil d'appui peut être considéré comme infiniment rigide en direction verticale et infiniment souple en rotation, ce qui conduit à la formulation simplifiée de la troisième colonne : [9]

Tableau 1.1 : Les raideurs des appareils d'appuis. [9]

Raideur	Formule complète selon les notations de NF EN 1337-3	Formule simplifiée
K_x et K_y	$\frac{A G_b}{T_e}$	$\frac{A G_b}{T_e}$
K_z	$\left[\sum \frac{t_i}{A'} \left(\frac{1}{5 * G_b * S_i^2} + \frac{1}{E_b} \right) \right]^{-1}$	∞
K_θ rectangulaire	$Gb \frac{a'^5 b'}{n * t_i^3 * K_s}$	0
K_θ circulaire	$Gb \frac{\pi * D'^6}{512 * n * t_i^3}$	0
$K_{\theta z}$	-	0

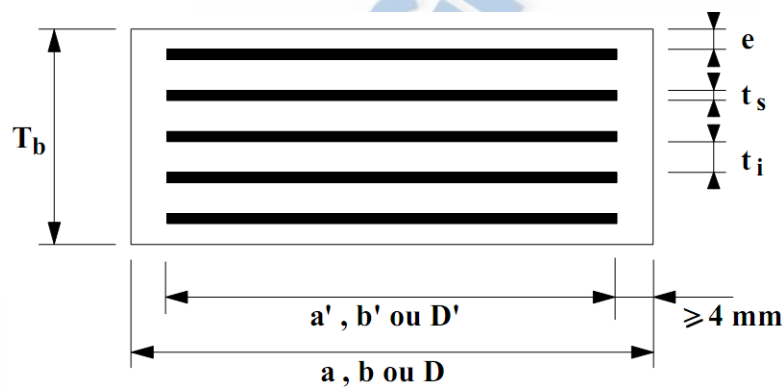


Figure 1.6 : Définition Géométrique De L'appareil D'appuis. [9]

Pour notre cas on prend les formules simplifiées :

$$K_x = K_y = \frac{A G_b}{T_e}$$

Avec : $A = 0.12 \text{ m}^2$ (la surface d'élastomère)

$$G_b = 120 \text{ t/m}^2 ;$$

$$T_e = 0.082 \text{ m} ;$$

$$K_x = K_y = \frac{0.12 * 120}{0.082}$$

$$K_x = K_y = 175.61 \text{ t/m.}$$

1. PREDIMENSIONNEMENT :

1.1. Largeur des voies sur le tablier :

Avec les exigences dimensionnelles et fonctionnelles fixé par le maître d'ouvrage, on adopte les mesures prises par le maître d'œuvre comme suit : [1] [10]

-2 fois 2 voies de 7.5m chacune (nous savons que la largeur roulable sur une route nationale est de 3.75m, donc on aura 2fois 2 voies de 3.75m chacune).

-2 trottoirs de 1.25 m chacun dans l'extrémité, et 0.55 m au milieu des 2 côtés.

-1 terre-plein central (TPC) de 2 m.

1.2. Longueur des travées :

Notre ouvrage est un pont à travées indépendantes à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension. Il est composé de 5 travées de 33,4 m de longueur.

1.3. Hauteurs des poutres précontraintes :

Avec l'élancement normal et la portée réel : [9]

$$[1/22, 1/15] \text{ et } L = 33,4\text{m} \Rightarrow 1.52 \leq H \leq 2.22$$

$$H=1.6 \text{ m}$$

1.4. Détermination de nombre d'espacement des poutres :

On a la largeur importante du tablier ($L_t = 20 \text{ m}$), on se fixe un nombre des poutres 12.

$$\text{Alors pour } N=6, \text{ l'espacement « e » égale : } e = \frac{L_t}{N-1} = \frac{9,3}{5} = 1.86\text{m}, [9]$$

On prend donc un espacement de **1.5 m**.

On peut noter que lorsque l'espacement des poutres croit à hauteur constante (c'est-à-dire la hauteur des poutres est identique) :

- L'épaisseur du hourdis augmente ainsi que les armatures transversales entraînant une augmentation du poids de l'ouvrage.
- La précontrainte longitudinale augmente très légèrement du fait de l'augmentation d'épaisseur du hourdis.

1.5. Epaisseur de l'âme :

L'épaisseur de l'âme doit tenir compte du respect de la couverture règlementaire avec : $E_p \geq 3 * \Phi$ où Φ est le diamètre extérieur des gaines des câbles. [9]

$$\Phi = 7,5 \text{ cm pour notre cas} \Rightarrow E_p = 3 * 7.5 = 22.5 \text{ cm.}$$

En général, l'emploi des coffrages métalliques par la vibration du béton permet la réalisation d'âmes minces comprises entre 18 et 22 cm.

On tiendra pour épaisseur d'âme : $E_p = 22$ cm en section médiane.

$E_p = 47$ cm en section d'about.

1.6. Largeur du talon de la poutre :

La largeur du talon doit permettre d'accueillir tous les câbles nécessaires dans l'axe de travée tout en vérifiant les contraintes admissibles de compression.

En se référant au document technique de la **S.E.T.R.A**, cette largeur est donnée par la formule suivante :

$$b_{tT} = (1/k_t) * (L^2 * h^2).$$

Avec l : largeur du tablier = 7.50 m.

L : longueur de la poutre = 33.40 m.

K_t : coefficient sans dimension : $950 \leq K_t \leq 1200$.

On prend $K_t = 1200$.

$$b_{tT} = \frac{7.6}{1200} * \left(\frac{(33.4)^2}{1.6^2} \right) = \frac{7.6}{1200} * \frac{1115.56}{2.56} \Rightarrow b_{tT} = 2.72 \text{ m}$$

et donc on a l'épaisseur d'un talon est : $bt = \frac{b_{tT}}{N} = \frac{2.72}{6} \Rightarrow bt = 0.453 \text{ cm}$.

On prend dans notre cas : $bt = 47 \text{ cm}$.

H_{pied} : sera généralement comprise entre 0.10 m et 0.20 m pour les largeurs du talons variant de 0.60 à 0.80 m .

On adopte $H_{\text{pied}} = 15 \text{ cm} = 0.15 \text{ m}$ et un gousset de $53^\circ \Rightarrow h_0 = 20 \text{ cm}$.

1.7. Membrane supérieure de la poutre :

Largeur de la table de compressions :

La valeur pour « b » suffisante est de l'ordre de : $[0.6h ; 0.8h]$.

$$0.6h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 0.96 \leq b \leq 1.28 \text{ m}$$

On adopte une membrane supérieure de largeur $b = 1.03 \text{ m}$. L'épaisseur extrême h_c de la table de compression est prise dans notre cas égale à 0,1 m. D'après le guide **S.E.T.R.A**, la face inférieure de la membrane présente une pente variante de 1/10 à 1/15.

On prend alors dans notre cas une épaisseur de **6 cm**.

1.8. Epaisseur du hourdis :

On adopte une épaisseur de : 0.25 m

1.9. L'entretoise :

La largeur de l'entretoise est prise égale à 30 cm, sa hauteur est :

$$H_{\text{entretoise}} = H_{\text{poutre}} - 30 \text{ cm} = 1.6 - 0.3 = 1.30 \text{ m}$$

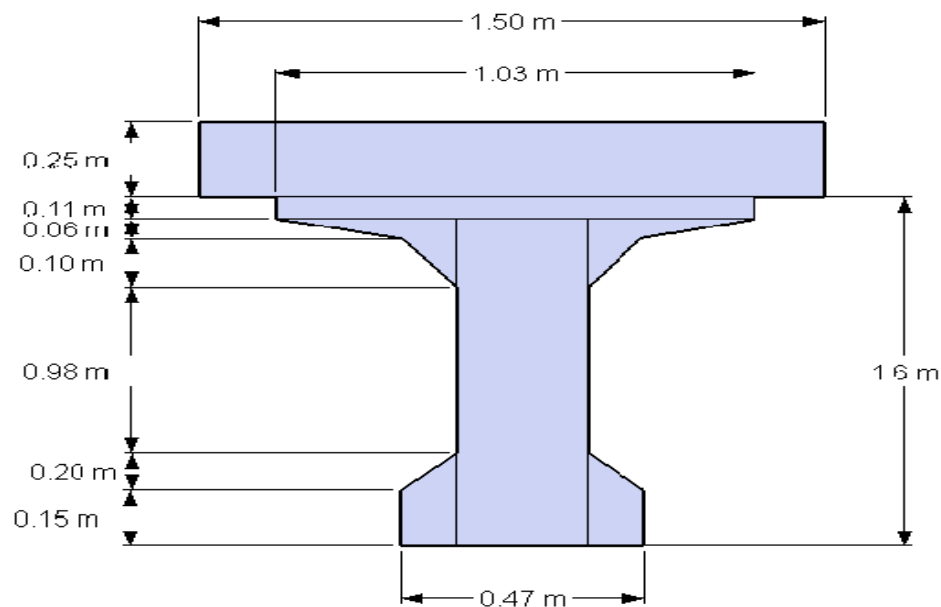
2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS BRUTES :**2.1. Caractéristique de la section médiane :**

Figure 2.1 : section de la poutre avec hourdis en travée

2.2. Caractéristique de la section d'about :

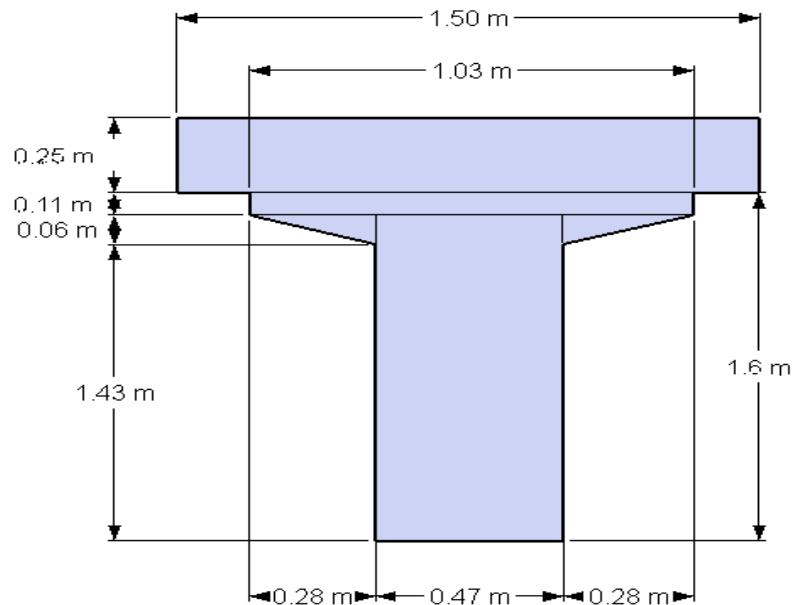


FIGURE 2.2 : section de la poutre avec hourdis à l'about.

3. ETUDE DES CHARGES ET SURCHARGES APPLIQUEES SUR LE PONT :

3.1. Généralité :

Le calcul d'un pont a pour objet de vérifier que le dimensionnement adopté lui confère le niveau de fiabilité pendant et après exécution.

Comme toutes les autres structures, il s'agit d'étudier les charges sur les chaussées et leurs effets annexes, les charges sur les trottoirs, les charges du vent, les charges sismiques, les charges sur les garde-corps et sur les dispositifs de sécurité applicables au calcul des ponts-routes. [4]

D'autres charges sont prises en compte telles que :

- Charges permanentes ;
- Charges appliquées en cours d'exécution ;
- Actions accidentelles ;
- Action de la Température.

3.2. Classification des ponts routiers :

Suivant la fonction de la largeur roulable L_R et l'importance de l'itinéraire, les ponts sont rangés en trois (3) classes. [6]

L_R : Largeur mesurée entre bordures ou dispositifs de retenue.

3.2.1. Première classe :

- Tous les ponts supportant des bretelles d'accès à des chaussées dont $L_R \geq 7m$;
- Tous les ponts pour lesquels $L_R \geq 7m$;
- Les Ponts de $L_R < 7m$, qui sont désignés par le C.C.T.P (Documents types édits par la S.E.T.R.A) à cause de leurs accumulations de poids propre.

3.2.2. Deuxième classe :

- Ponts portants des chaussées à deux voies avec $5.5 < L_R < 7m$;

3.2.3. Troisième classe :

- Pont portant des chaussées à une ou deux voies avec $L_R \leq 5.5 m$;

D'après le fascicule 61 titre II, on adopte les surcharges à utiliser pour le dimensionnement :

- La surcharge de type A (L) ;
- Système B ;
- La surcharge militaire ;
- Le convoi exceptionnel ;
- Les surcharges sur trottoirs ;
- La Surcharge due au séisme et au vent ;

3.3. Calcul des charges permanentes :

3.3.1. Poutres :

Le poids propre de la poutre à section variable sera : [10]

$$g = (B_1 * L_1 + B_2 * L_2) * \rho_b$$

B_i : surface des différents sections ;

L_i : longueur par mètre linéaire de la poutre ;

ρ_b : masse volumique du béton = 2.5 t/m^3 ;

$$\implies g = [(0.8319 * 6.68) + (0.5589 * 26.72)] * 2.5 \implies g = 51.227 \text{ t}$$

On a pour les 6 poutres : $g_1 = 12 * g = (6 * 51.227)$

$$\implies g_1 = 703.36 \text{ t} \implies g_1 = 703.36/33.4 \implies g_1 = \mathbf{21.05 \text{ t/ml}}$$

3.3.2. Revêtement de la chaussée :

Le revêtement est non divisé (on considère que le pont se trouve sur un alignement droit). [10]

$g_2 = e_r * L_r * \rho_r$; avec :

e_r : Epaisseur du revêtement = 0.08m ;

L_r : La longueur du revêtement = 7.5 m ;

ρ_r : La masse volumique du revêtement = 2.2 t/ m³ ;

$$g_2 = 0.08 * 7.5 * 2.2 = 1.32 \text{ t/ml} \implies g_2 = 1.32 * 33.4$$

$$\implies g_2 = \mathbf{44.088 \text{ t}}$$

3.3.3. Garde-corps et glissière :

D'après le C.P.C (le cahier des prescriptions communes), on a les charges données par 0.1 t/ml :

$$g_3 = 2 * 0,1 * 33,4 \implies g_3 = \mathbf{6,68 \text{ t}}$$

3.3.4. Corniche et trottoirs :

Le CPC donne leur poids par 1 ml égale à 1.12t/ml , et donc :

$$g_4 = 2 * 1.12 * 33.4 \implies g_4 = \mathbf{74.81 \text{ t}}$$

3.3.5. Dalle :

$g_5 = e_b * I_b * \rho_b$, avec : [10]

e_b : l'épaisseur de la dalle = 0.25 m ;

I_b : la largeur de la dalle = 9.3 m ;

ρ_b : le poids volumique du béton = 2.5 t/m³ ;

$$g_5 = 0.25 * 2.5 * 9.3 = 5.8125 \text{ t/ml} \implies g = 5.8125 * 33.4$$

$$\implies g_5 = \mathbf{194.137 \text{ t}}$$

3.3.6. L'entretoise :

On a : $g_6 = b * H * L * \rho_b$, sachant que :

b : la largeur d'entretoise = 0.30 m ;

H : hauteur d'entretoise = 1.3 m ;

L : longueur d'entretoise = 1.1 m ;

$$\implies g_6 = 0.3 * 1.3 * 1.1 * 2.5 \implies g_6 = 1.072 \text{ t}$$

Pour 10 entretoises on a : $g_6 = 10.72 \text{ t}$

Et donc la charge permanente total de la travée est :

$$G_t = \Sigma g = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 + g_5 + g_6 \implies G_t = 637.81 \text{ t}$$

3.4. Calcul des surcharges :

Le Fascicule 61 titre II du C.P.C, fait intervenir deux (2) systèmes de surcharges (A) et (B) distincts et indépendants qui peuvent être disposés sur les chaussées des ponts. La comparaison de leurs effets dépend non seulement de la classe du béton, mais aussi de la largeur roulable de la nature de la structure porteuse. [4]

Ces facteurs se traduisent par des coefficients de sécurité (coefficients de majoration dynamique) et surtout des coefficients d'excentrement différents sous charges non concentrées sur l'axe mécanique de la structure.

Ainsi dans notre cas, la largeur totale roulable sur le pont est de $l_0 = 7.50 \text{ m}$, d'où le pont est de classe 1.

3.4.1. Surcharge « A (I) » :

Ce système est constitué d'une charge uniformément répartie, dont l'intensité est en (kg/m^2) et dépend de la largeur surchargée.

Sachant que le nombre de voies égales à 2 fois 2 (4) et la largeur d'une voie est 3,50 m, le système est donné par :

$$A(I) = 230 + \frac{3600}{L+12} [\text{kg/m}^2] \quad ; \quad \text{avec } L = 33.40 \text{ m (la longueur chargée)} \quad [6]$$

$$\implies A(I) = 1022.95 \text{ kg/m}^2 \implies A(I) = 1.023 \text{ t/m}^2.$$

3.4.2. Application de coefficients de réduction de A(I) :

La charge A est dégressive dans le sens transversal. La valeur donnée dans la formule précédente est multipliée par un coefficient de réduction a_1 décroissant en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées. [4]

En se référant un tableau donné par le C.P.C :

Tableau.2.1 : classification des ponts [6]

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du Pont	1 ^{ère}	1	1	0.9	0.75	0.70
	2 ^{ème}	1	0.9	-	-	-
	3 ^{ème}	0.9	0.8	-	-	-

En outre, lorsque la valeur de la charge calculée après l'application du coefficient a_1 est inférieure à $(400 - 0.2 L)$, on prend en compte cette dernière valeur.

Il s'agit notamment d'un autre coefficient multiplicateur a_2 qui permet d'ajuster la valeur de la charge de manière qu'elle soit indépendante de la largeur exacte de chaque voie de circulation. [6] [10]

Avec : $a_2 = \frac{V_0}{V}$; V : est la largeur d'une voie et V_0 ayant les valeurs suivantes :

$$V_0 \begin{cases} 3.50 \text{ m pour les ponts de première classe ;} \\ 3.0 \text{ m pour les ponts du deuxième classe ;} \\ 2.75 \text{ m pour les ponts du troisième classe ;} \end{cases}$$

D'après le tableau : $\begin{cases} \text{Classe 1} \\ \text{Nombre de voies} = 2 \times 2 = 4 \end{cases}$

Et donc : $a_1 = 0,75$; tenant compte de la largeur d'une voie $V_0 = 3.50 \text{ m}$

$a_2 = \frac{3.75}{3.5} \implies a_2 = 0.933$; Par suite la surcharge par mètre linéaire est :

$$S_{A(l)} = A(l) \times a_1 \times a_2 \times l_0 = 1.023 \times 0.75 \times 0.933 \times 7.5$$

$$\implies S_{A(l)} = 5.368 \text{ t/ml}$$

3.4.3. Surcharges « B » :

Le système « B » comprend trois (3) systèmes distincts à appliquer séparément, et indépendant l'un de l'autre : [4], [6]

- Le système B_c qui se compose de camions types (30t) ;
- Le système B_t se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandem » ;
- Le système B_r se compose d'une roue isolée (10t) ;

a- Sous système de surcharge B_c :

Ce système est composé d'un ensemble de camions type, et trois (3) essieux à roues simple munies de pneumatiques.

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circulant dans l'axe d'une bande longitudinale de 2.50 m de largeur, et il faut que l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré. Ainsi, dans le sens longitudinal, le nombre de camion par file est limité à deux (2). [6]

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, un coefficient de majoration b_c est multiplié par les valeurs de charges du système B_c , donné par le tableau suivant :

Tableau 2.2 : classification des ponts [6]

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe Du Pont	1 ^{ère}	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
	2 ^{ème}	1.00	1.00			
	3 ^{ème}	1.00	0.8			

Dans notre cas : $\left\{ \begin{array}{l} \text{le nombre de files est} = 2 \\ \text{la classe du pont est} = 1 \end{array} \right. \implies b_c = 1.10$

On peut placer trois files de deux (2) camions B_c :

Le poids d'un camion B_c est = 30 t

$$\implies B_c = 2 \times 2 \times 30 = 120 \text{ t (2 longitudinal et 2 transversal) ;}$$

$$\implies S = b_c \times B_c = 1.1 \times 120 = 132 \text{ t}$$

Le système B_c étant affecté par la majoration dynamique δ_{bc} tel que: [6]

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4(G/S)} \quad \text{sachant que :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L : 33.4 \text{ m} \\ G : 637.81 \text{ t} \\ S : 132 \text{ t} \end{array} \right. \quad \Longrightarrow \quad \delta_{bc} = 1.0823$$

$$\delta_{Bc} = S \times \delta_{bc} = 132 \times 1.0823 \quad \Longrightarrow \quad \delta_{Bc} = 142.86 \text{ t}$$

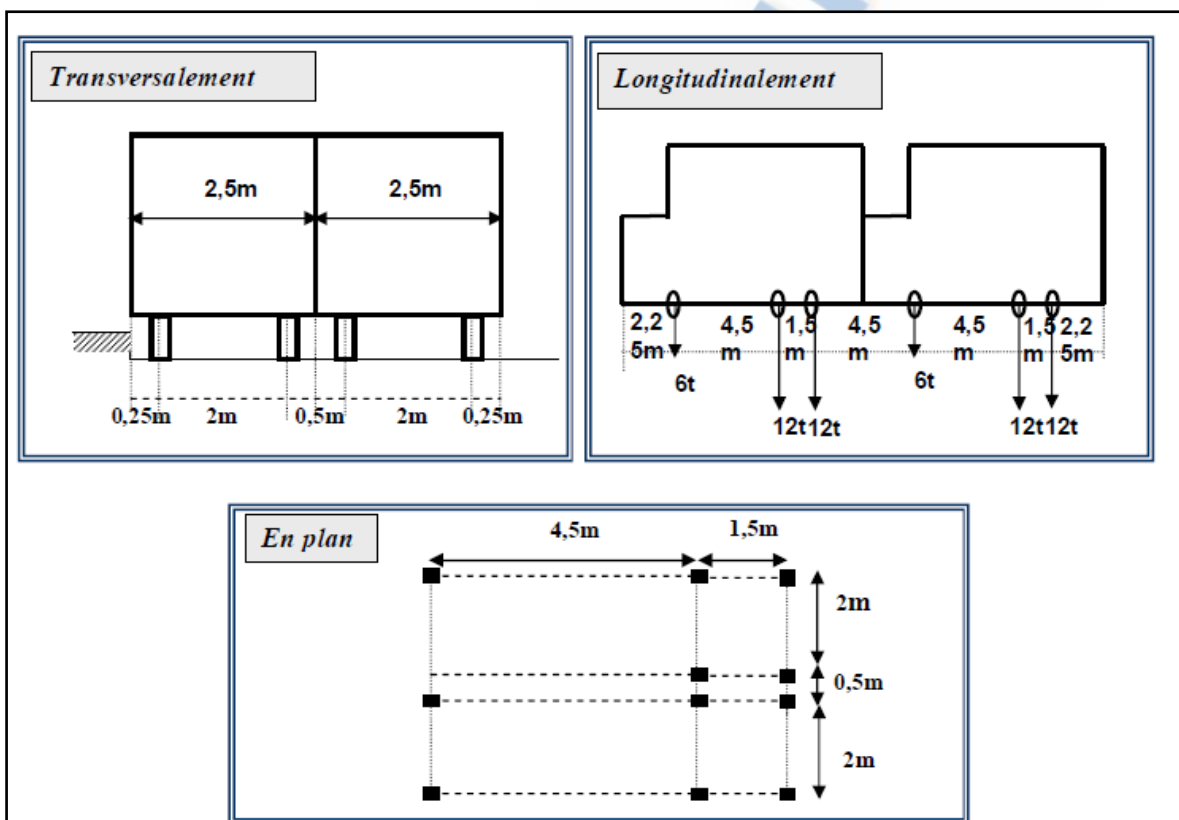


Figure 2.3 : Disposition du système B_c [6] [10]

b- Sous système de surcharge B_t :

Ce sous système ne s'applique qu'aux ponts de première et deuxième classe. Il est composé de deux (2) tandems à deux (2) essieux de quatre roues chacun, dont le poids de chaque essieu est fixé de 32 t.

Le nombre de camions est limité à deux (2) dans le sens transversal. [6]

Un coefficient de pondération b_t est multiplié par la valeur de la surcharge B_t , qui dépend de la classe du pont :

Tableau 2.3 : coefficient de pondération des ponts. [6]

Classe Du Pont	Première	Deuxième
Coefficient	1,0	0,9

Dans notre cas le pont est de classe 1 alors : $b_t = 1.0$

Le poids d'un essieu tendeur = 32 t d'où :

$$B_t = 2 \times 32 \quad \Rightarrow \quad B_t = 64 \text{ t}$$

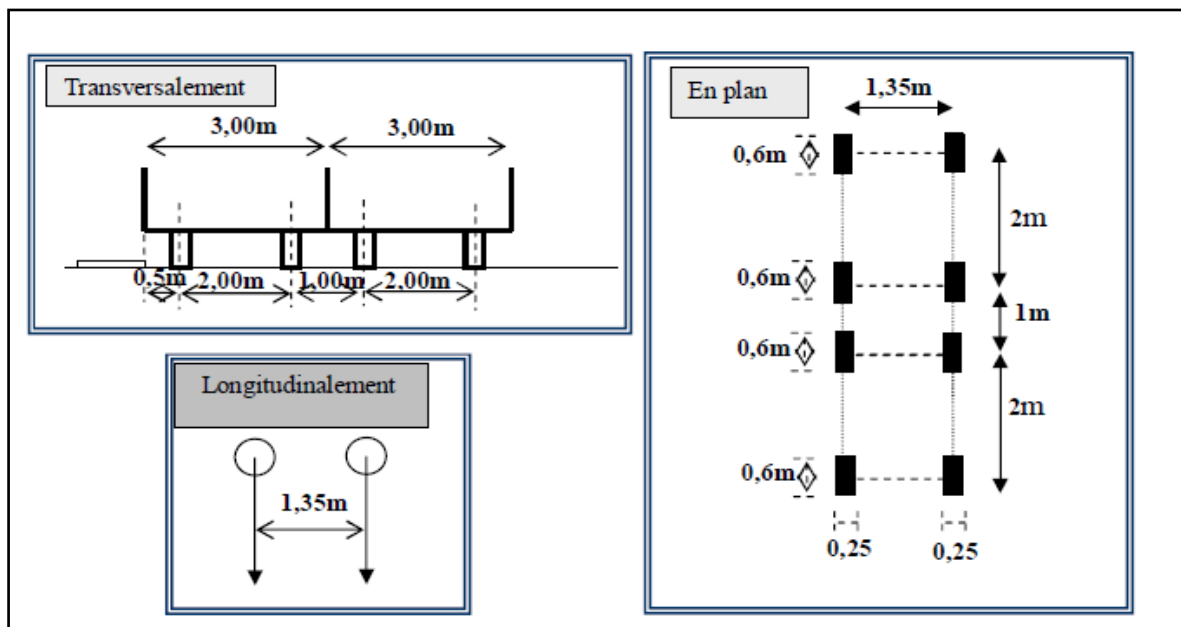
$$S_{B_t} = B_t \times b_t \quad \Rightarrow \quad S_{B_t} = 64 \text{ t}$$

Le coefficient de majoration dynamique est de :

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4(G/S_{B_t})} \quad \text{sachant que :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L : 33,4 \text{ m} \\ G : 637.81 \text{ t} \\ S_{B_t} : 64 \text{ t} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad \delta_{bt} = 1.067$$

$$\delta_{B_t} = S_{B_t} \times \delta_{bt} = 64 \times 1.067 \quad \Rightarrow \quad \delta_{B_t} = 68.29 \text{ t}$$

Figure 2.4 : Disposition du système B_t [6] [10]

c- Sous système de surcharge Br :

Cette surcharge B_r est constituée d'une roue isolée de 10 t, le rectangle d'impact peut être placé de façon quelconque sur la largeur roulable. Le coefficient de majoration dynamique est donc égale à :

$$\delta_{br} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4(\frac{G}{S_{Br}})} \quad \text{avec : } S_{br} = 10 \text{ t ;}$$

$$\Rightarrow \delta_{br} = 1.055 \quad \Rightarrow \delta_{Br} = 1,055 \times 10$$

$$\Rightarrow \delta_{Br} = 10.55 \text{ t}$$

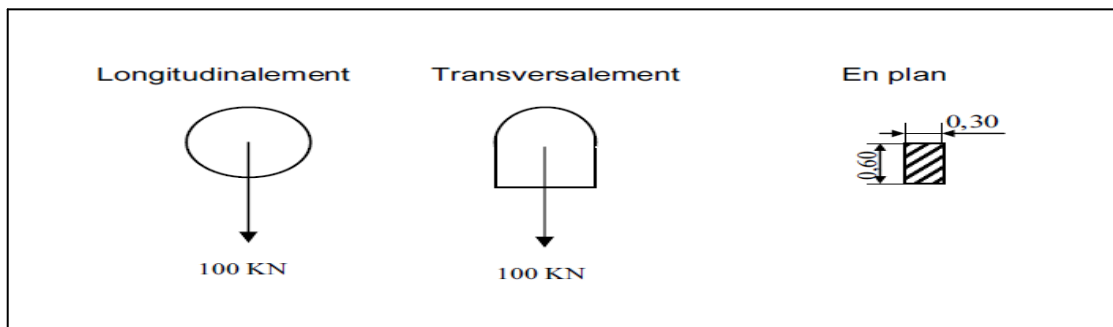


Figure 2.5 : Disposition du système B_r [10]

3.4.4. Surcharges Militaires :

Les véhicules types militaires sont souvent plus défavorables que les systèmes A et B pour les éléments de couverture (dalles) ou d'ossature (entretoises, longerons et pièces de pont) des tabliers. On considère deux (2) convois militaires : [4], [6]

- Le convoi M 80 donnant un système de charge M_{c80} .
- Le convoi M 120 donnant un système de charge M_{c120} .

Le convoi M120 est le plus défavorable, qui est égale à 110t.

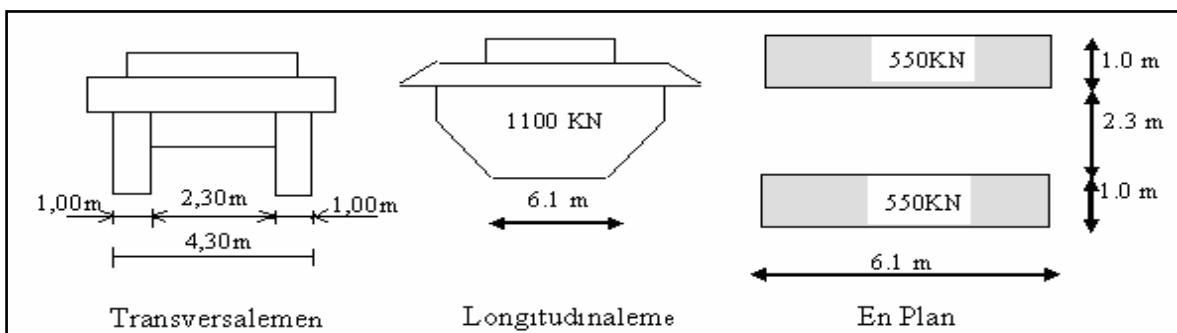


Figure 2.6 : Surcharges militaire M_{c120} [6]

M_{c120} est majorée dynamiquement par : $\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4(G/S)}$

Avec $S = 110t$ et donc $\delta_{Mc120} = 1.0776$

$$\Delta_{Mc120} = 110 \times 1.0776 \implies \Delta_{Mc120} = \mathbf{118.53 \text{ t}}$$

3.4.5. Surcharges exceptionnelles :

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées par le coefficient de majoration dynamique. Les véhicules types D sont souvent plus défavorables que les systèmes A et B pour les éléments de couverture ou d'ossature des tabliers. [4]

Le convoi type « D₂₄₀ » comporte une remorque de trois (3) éléments de quatre (4) lignes à deux (2) essieux de 240t de poids total, ce poids est supposé uniformément réparti sur un rectangle de (3.2m×18.6m). [6]

$$D_{240} = 240 / 18.6 \implies D_{240} = 12.9 \text{ t/ml}$$

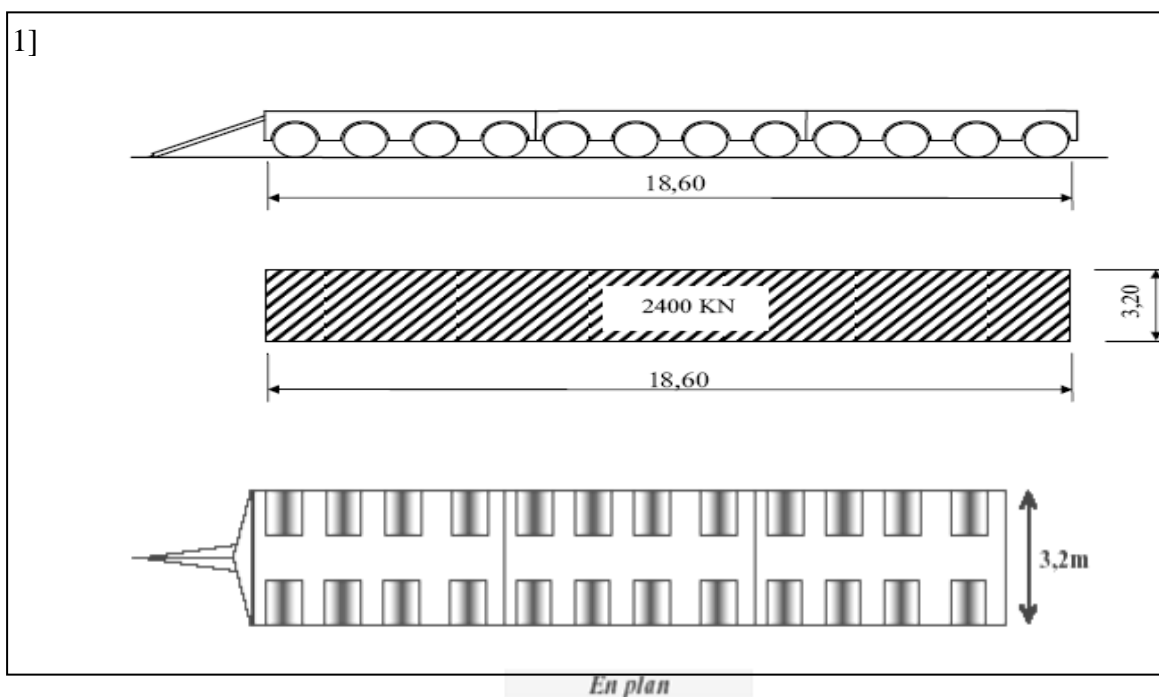


Figure 2.7 : Disposition du système D₂₄₀ [10]

Le convoi type « D₂₈₀ » comporte deux (2) remorques supportant chacune 280t, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.30m de large et 11m de long .La distance entre axes des deux rectangle est de 19 m. [6]

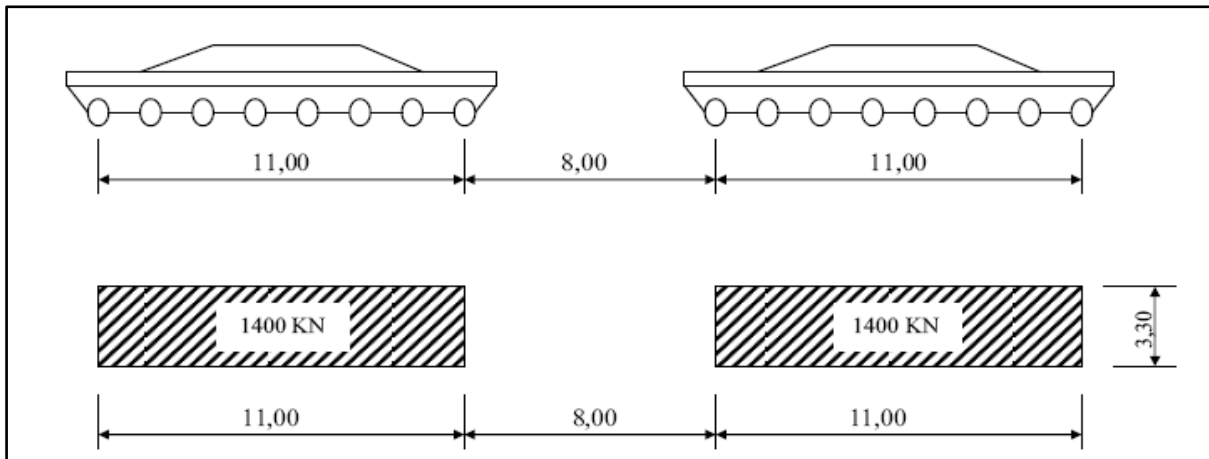


Figure 2.8 : Disposition du système D280 [6]

Le système D_{280} est majoré dynamiquement par :

$$\delta_D = 1.112 \text{ t avec : } \begin{cases} L = 33.4 \text{ m} \\ G = 637.81 \text{ t} \\ S = 280 \text{ t} \end{cases} \quad \text{d'où : } \delta_{D280} = 311.36 \text{ t}$$

3.4.6. Surcharge du trottoir :

C'est une charge uniformément répartie de 150 Kg/m^2 produisant l'effet maximal envisagé pour chaque trottoir.

$$S_{tl} = 0.15 \text{ t/m et sa largeur} = 1.25\text{m}$$

$$\text{Pour 2 trottoirs on a: } St = 0.15 \times 1.25 \times 2 \quad \Longrightarrow \quad St = 0.375 \text{ t/ml}$$

Les surcharges de trottoirs ne sont pas majorées dynamiquement. [6]

3.4.7. Effort de freinage :

Les efforts de freinage sont considérés pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appuis. [6]

3.4.7.1. Efforts de freinage dû à A (I) :

Le C.P.C permet d'écrire :

$$HF_{(A(I))} = \frac{Q_{A(I)}}{20 + 0.0035 \times S} ; S : \text{surface surchargée en m}^2.$$

$$Q_{A(I)} = S_{A(I)} \times L = 5.351 \times 33.4 \quad \Longrightarrow \quad Q_{A(I)} = 178.72 \text{ t}$$

$$HF_{(A(I))} = \frac{178.72}{20 + 0.0035 \times 33.4 \times 9.3} \quad \Longrightarrow \quad HF_{(A(I))} = 8.47 \text{ t}$$

3.4.7.2. Efforts de freinage dû à Bc :

Lorsque le pont est composé de plusieurs tabliers, un seul camion peut freiner, et l'effort de freinage égale à son poids : [6]

$$HF_{(bc)}=30t$$

3.4.8. Effort du vent :

Le vent souffle horizontalement, normalement à l'axe longitudinal de la chaussée.

Lorsque le vent souffle, aucune charge ne doit être appliquée sur le tablier. Cet effort est négligeable vu l'intensité des autres charges et de la surface soumise à cet effort, et vu aussi du type de notre ouvrage qui est un ouvrage en béton précontrainte sur des appareils d'appuis. [6] [10]

4. DIMENSIONNEMENT DES D'APPAREILS D'APPUIS :

4.1. Dimensions en plan : [9]

$$a \times b > \frac{N}{\sigma_{\text{moy}}}$$

Avec :

N : réaction verticale maximale sur l'appui = 1043,43 KN (effort tranchant maximal, à voir le tableau 4.10).

σ_{moy} : Contrainte moyenne de compression = 150 bars

$$a \times b > \frac{1043,43 \times 100}{150}$$

$$a \times b > 695.6 \text{ cm}^2$$

On choisit : a=40 ; b=30.

$$a \times b = 1200 \text{ cm}^2 > 695.6 \text{ cm}^2.$$

4.2. Hauteur nette de l'élastomère :

Elle est désignée par (t) et fixer selon une condition de non flambement : [9]

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \text{ soit : } 4 \leq T \leq 8 \text{ cm}$$

On prend T = 60mm or T = n × t et t = 12mm (fixée par les normes) ; [9]

n = 5 (nombre de feuillet).

4.3. Epaisseur des frettes :

$$e \geq \frac{a}{\beta} \cdot \frac{\sigma_m}{\sigma_e} : e < 3 \text{ mm ou } \sigma_e : \text{ limite élastique des frettes ;}$$

$\sigma_e = 2150 \text{ Kg/cm}^2$ pour l'acier E24 ; [9]

β : coefficient de forme ;

$$\beta = \frac{a.b}{(a+b)2t} = \frac{40 \cdot 30}{(40+30)2 \cdot 1,2} = 7,143$$

$$\sigma_m = \frac{Rm}{a.b} = \frac{1023,43 \times 10^2}{40.30} = 85,28 \text{Kg/cm}^2$$

$$e \geq \frac{40}{7,143} \cdot \frac{85,28}{2150} \quad \text{Soit } e \geq 0,222 \text{cm}$$

$$2.31 \leq e \leq 3 \text{mm.}$$

On prend $e = 2,5 \text{mm}$

Donc la désignation de l'appui est $400 \times 300 \times 5 \times (12 + 2,5)$

5. CONCLUSION :

Le tablier est composé de différents éléments structuraux tels que : les poutres en T et en I (de la section d'about et médiane respectivement), la dalle en hourdis et les appareils d'appuis. Afin de leur prédimensionnement, nous avons utilisé le guide technique SETRA et le règlement Algérien RPOA.

Dans ce chapitre, nous avons fait ainsi l'étude des charges et surcharges à l'aide du Fascicule 61 titre II.

1. INTRODUCTION :

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (**MEF**) ne permet généralement l'économie de temps, et met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus (**MMC**), la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

La (**MMC**) apporte un cadre mathématique et physique en assimilant la matière à un milieu continu, et permet de définir les notions de déformations, de contrainte et de la loi de comportement.

La rhéologie permet par l'étude expérimentale des matériaux, de formuler et de valider une description du comportement d'un échantillon du volume représentatif.

La (**MEF**) est basée sur une idée simple : discrétiser une forme complexe en un grand nombre de sous domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds.

Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soit satisfaite de chaque nœud. La (**MEF**) utilise des approximations simples des variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques. Les nœuds et les éléments n'ont forcément de signification physique particulière, mais sont basés sur des considérations de précision de l'approximation.

Avec la diversité des logiciels disponibles dans le monde de génie civil, on a adopté à travailler avec le **Sap2000v14** ; qui nous permettra un passage fiable de l'état physique à l'état numérique.

2. PRESENTATION DE LOGICIEL:

Le **SAP 2000** est un logiciel de conception et de calcul des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique dans un environnement à trois (3) dimensions des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'éléments qui donne une approche de comportement du type de structure choisie.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

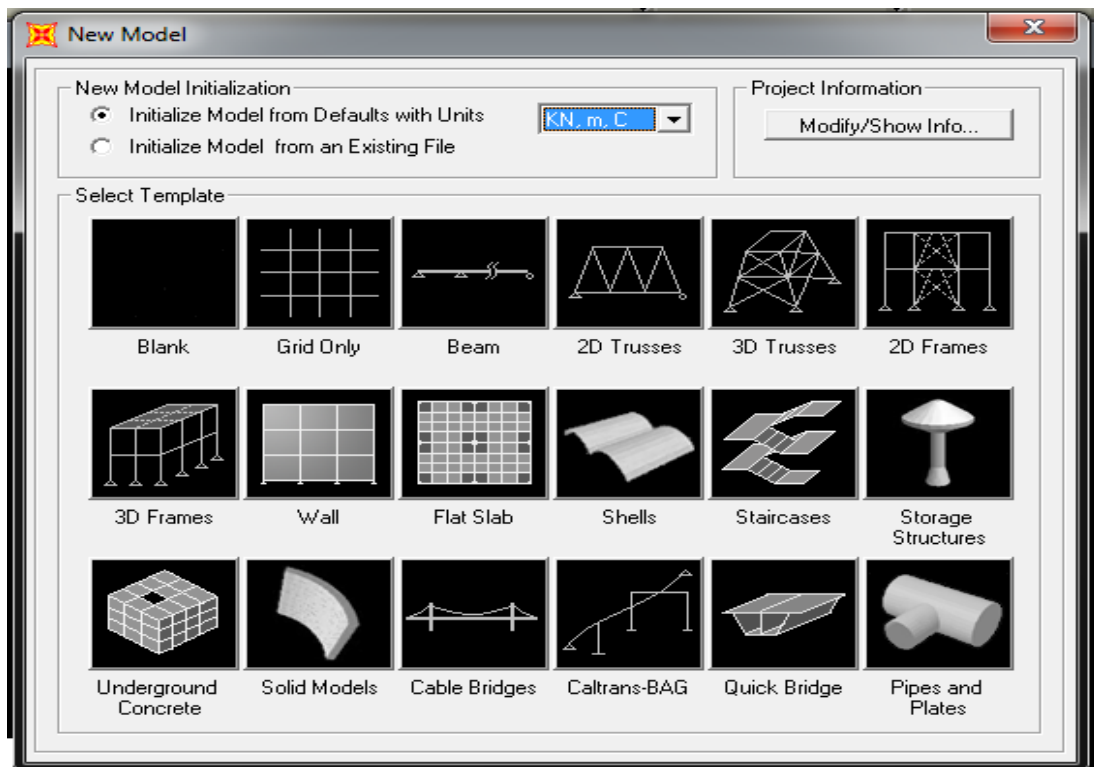


Figure 3.1 : Présentation de logiciel Sap2000

3. ETAPES DE MODELISATION :

Pour la modélisation du pont dans le **cas statique**, étant donné que l'ouvrage est isostatique avec cinq (5) travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 25cm d'épaisseur avec 6 poutres).

3.1. Le choix de type d'ouvrage :

L'ouvrage a été réalisé en choisissant le modèle « **Blank** », les étapes suivies pour la modélisation sont indiquées comme suit :

Avant de choisir notre modèle avec lequel nous analysons la travée, on doit d'abord changer l'unité au « **KN, m, C** » et ensuite le choix du modèle « **Blank** » est sélectionner soit immédiatement par la barre des tâches ou en cliquant sur « **File** » \Rightarrow « **New Model** ».

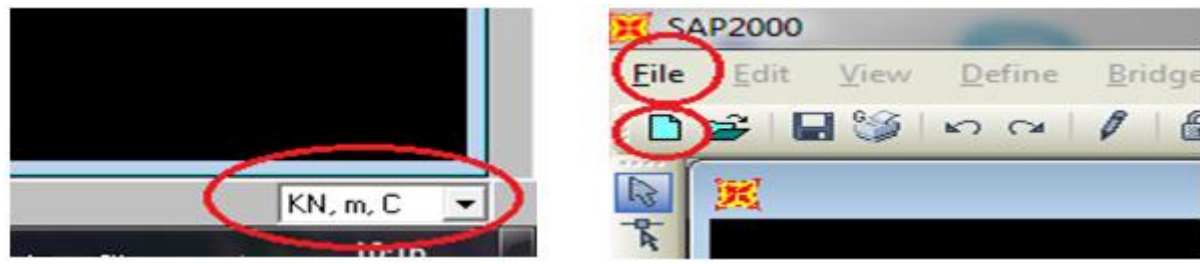


Figure 3.2 : Choix d'unité et de nouveau modèle.

Dans ce cas, le modèle « **Blank** » est pris comme choix. On passe ensuite par la description « **Bridge** » pour le choix de la sous-tâche « **Bridge Wizard** », dans laquelle on trouve tous les étapes nécessaires pour la modélisation du pont.

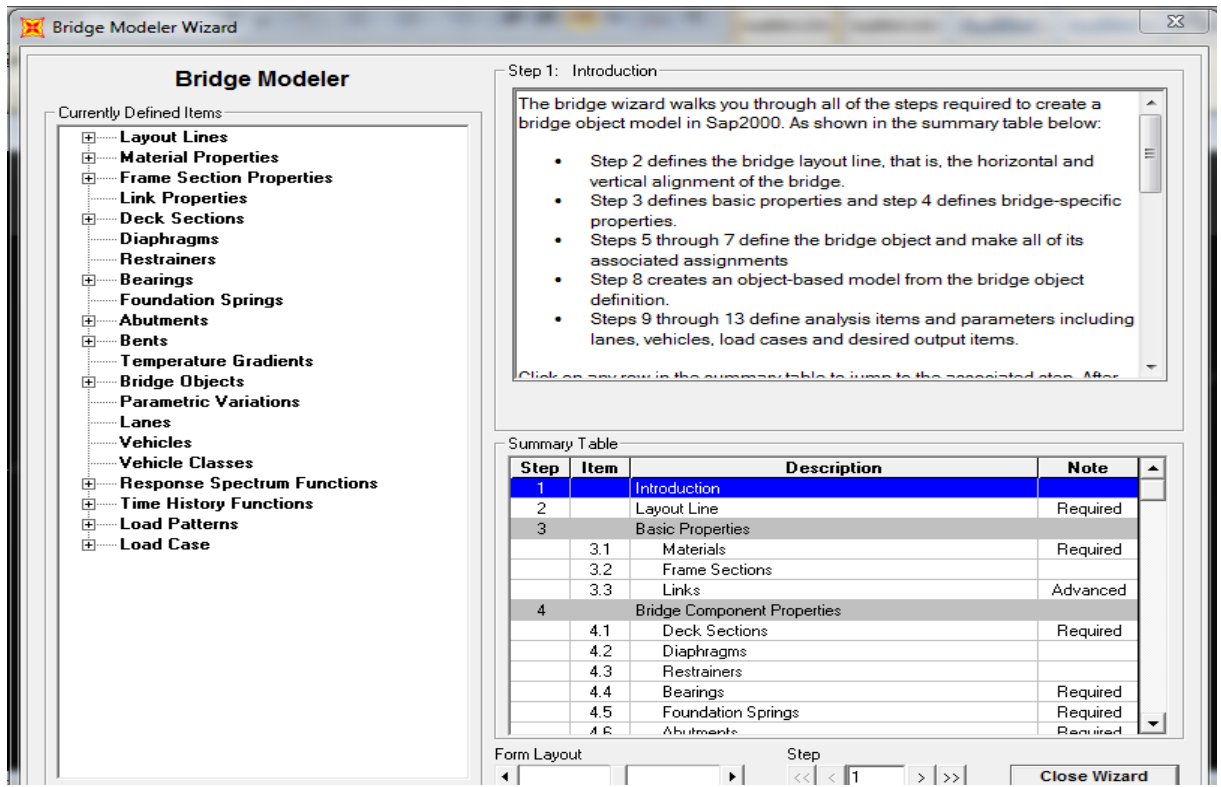


Figure 3.3 : Représentation de la fenêtre « Bridge Wizard ».

3.2. La modélisation du tablier :

Le tablier est définie par la description « **Layout Line** » représenté dans le tableau de la fenêtre précédente, et dans laquelle on fait entrer la valeur initial et final de toute longueur du tablier, comme indiqué dans la figure suivante :

Figure 3.4 : Affectation de la longueur du tablier

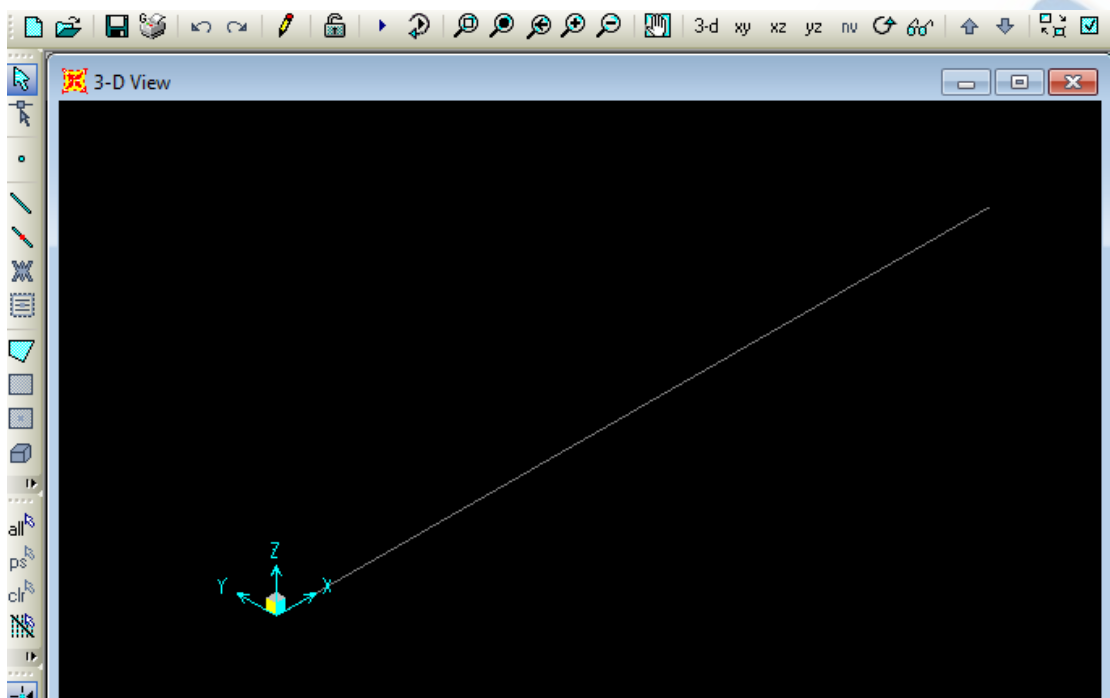


Figure 3.5 : Représentation de la longueur du tablier

L'étape qui suit, est de définir les caractéristiques des matériaux nécessaires pour l'étude (à voir le Chapitre II), en choisissant la description « **Materials** » et par suite on définit les propriétés des sections du tablier, poutres en T (dans les deux extrémités) et en I (dans la section Médiane).

Pour cela, on passe par « **Frame section** » et dans laquelle on choisit le type « **concrete** » signifiant le Béton, et la forme « **Precast I** », donc on fait entrer le dimensionnement de chaque poutre (à voir le chapitre II).

La description « **Deck Section** » nous permet de définir le tablier, par entrant les valeurs des dimensions de ce dernier dans les cases appropriés. Alors on définit deux (2) types de tabliers, le premier caractérise un tablier de poutres en T et un deuxième pour les poutres en I.

Le choix de type de section des poutres en T ou en I est donné par cliquant dans la case représentant l'item « **Girder Section** ».

En suite on doit séparer les différentes sections du tablier, de quel façon qu'on aura la section d'about en T et la section médiane en I. Pour cela on choisit « **Bridge Object** » du tableau, et on donne les longueurs variantes des différentes sections indépendantes, représentés comme suit :

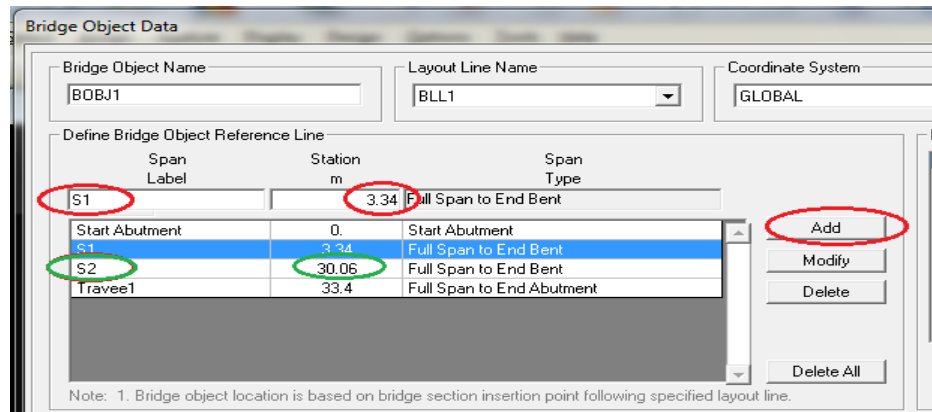


Figure 3.6 : Séparation des différentes sections du tablier

Les différentes variantes sections du tablier en mètre (m), sont notées dans le tableau suivant :

Tableau 3.1 : Les différentes variantes sections du tablier en (m)

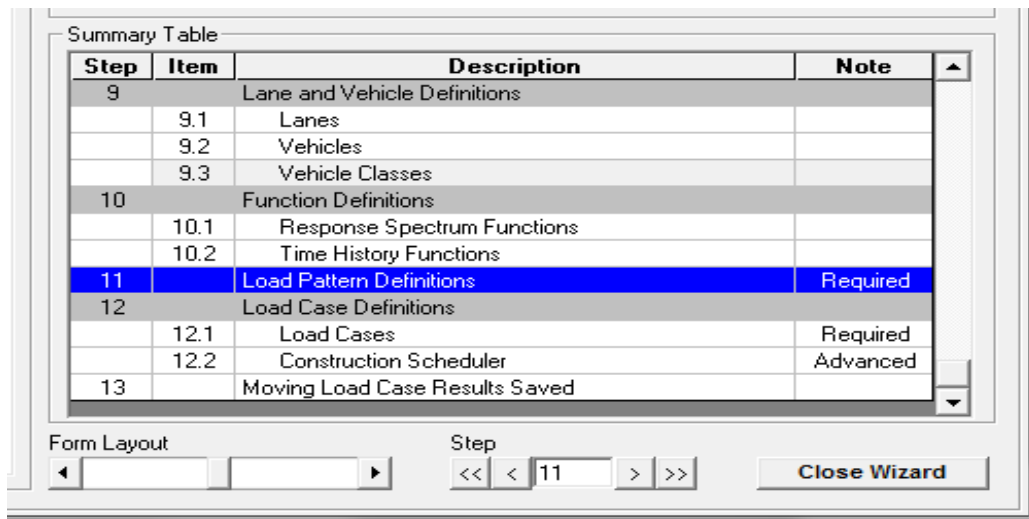
S0	S1 (Section en T)	S2 (Section en I)	Travée1 (Section en T)
0	3.34	30.06	33.4

L'assignement « **Spans** » nous permet de décomposer notre tablier aux sections en I et en T dans la même travée.

Finalement on peut avoir notre tablier comme modèle, en choisissant la sous-tâche « **Update linked bridge model** », soit représenter le modèle structural comme élément « **Frame** » ou élément « **Shell** ». (sachant que « **Frame** » signifie une charpente et « **Shell** » signifie une carcasse).

3.3. Détermination des Charges et leurs combinaisons :

Pour bien analyser le tablier, on a besoin des combinaisons dans l'Etat Limite Ultime (ELU) et autres dans l'Etat limite de Service (ELS), et pour les définir on doit passer d'abord par la notation des chargements nécessaire dans l'étude, calculé dans le Chapitre précédent (II). Pour cela, on choisit la description « **Load Pattern Definitions** » du tableau indiqué dans la figure (3.3) et ajouter à chaque fois la charge et son type en cliquant sur « **Add New Load Pattern** », représenté comme suit :



Les combinaisons sont définies en choisissant « **Define** » de la barre des tâches, et puis « **Load combinations** » (ces derniers sont représentés dans le Chapitre IV), et puis définir le cas de chargements dans « **Load Cases** », soit linéaire et statique, ou pour certains surcharges, comme ceux de camion, on choisit le type « **Moving Load** ».

Ensuite, On représente les lignes de voie sur la travée, par la sous-tâche « **Lanes** » qui est adoptée soit par la description « **Lanes** » de même tableau de la figure (3.3), ou par passant de « **Define** » \Rightarrow « **Bridge Loads** » \Rightarrow « **Lanes** ».

Donc par suite on peut faire entrer la valeur de chaque surcharge et sa classe de véhicule, soit directement du tableau de « **Bridge Wizard** » ou par la tâche « **Define** », comme représente la figure si après :

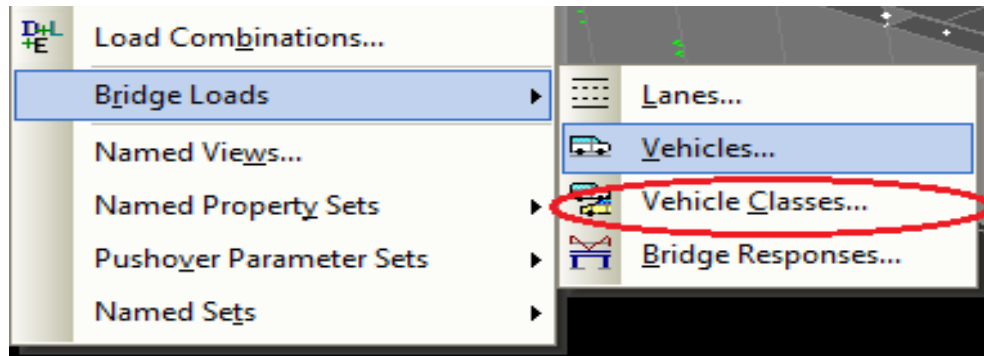


Figure 3.7 : Affectation des valeurs des surcharges

Comme dernier modèle, le voici représenté, le tablier du pont dans l'état statique :

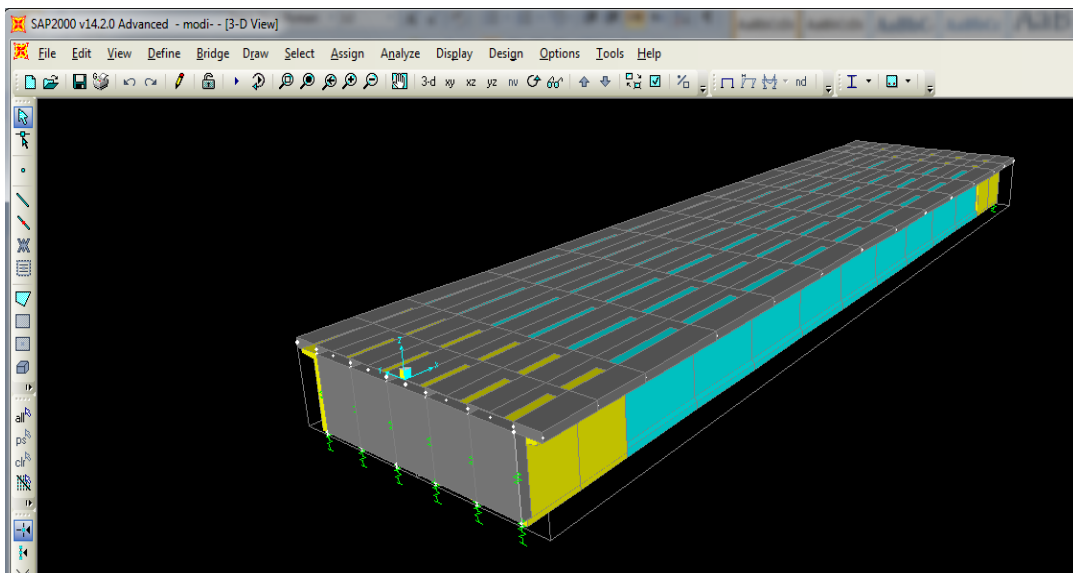


Figure 3.8 : Modèle du tablier à une seule travée

Passons ensuite, à la modélisation du pont dans le cas dynamique. En utilisant les mêmes étapes au cas Statique en passant par « **Bridge Wizard** » de la tâche « **Bridge** ».

On définit les piles et le chevêtre comme élément « **Frame** » (leurs caractéristiques et dimensionnements à voir dans le Chapitre II). Après la définition des matériaux nécessaires à la construction et les propriétés de chaque section (Pile, Chevêtre, Poutre en I et Poutre en T), on change la longueur totale du tablier dans la sous-tâche « **layout lines** » par 167m.

Dans ce cas là, la description « **Bridge Objects** » est choisie directement par le tableau précédent représenté dans la figure (4.4), et on définit les différentes sections du tablier avec leurs longueur, représenté en mètre (m) dans le tableau suivant :

Tableau 3.2 : sections du tablier avec leur longueur en (m)

S0	S1	S2	Travée1	S3	S4	Travée2	S5
0	3.34	30.06	33.4	36.74	63.46	66.8	70.14
S6	Travée3	S7	S8	Travée4	S9	S10	S11
96.86	100.2	103.54	130.26	133.6	136.94	163.66	167

Une fois les sections sont déterminées, on décompose le tablier en variantes sections (en T et en I) avec l'assignement « **Spans** ».

Quand les propriétés des sections sont données, on passe à l'étape afin de définir la culée, sachant que la description « **Abutement** » représente cette dernière, comme suit : « **Bridge** » \Rightarrow « **Abutement** » \Rightarrow « **Add New Bridge Abutement** », et donner un nom pour l'élément :

Figure 3.10 : Définition des culées

L'étape qui suit, est définir les piles par la sous-tâche « **Bents** », sachons qu'on a 4 piles de différentes hauteurs préfabriqués de 3 fûts intermédiaires, on ajoute donc 4 Bents dans notre modèle Bent1, Bent2, Bent3 et Bent4 de 3.9m, 4.6m, 4.5m et 3.1m en succession.

Les propriétés de chaque pile sont données par entrant dans le cadre « **Modify/Show column data** » existant dans la description « **Bents** », et on fait entrer les dimensions et les valeurs qu'on a pour chaque colonne (La figure est représentée au-dessous).

Par suite, et dans la même tâche, il existe des données sur les appareils d'appuis (éléments **Bearing**) soit en double ou singulier, avec la distance entre l'axe des appareils et celui de la pile. Notre pont comporte deux (2) appareils d'appuis symétrie par rapport à l'axe de la pile, c'est-à-dire « **Double Bearing Line** » et une distance de 55cm entre axes de la pile et l'appareil d'appui.

Le terrain destiné à servir pour la réalisation du pont est meuble (d'après le rapport géotechnique), à ce titre, le mode d'infrastructure proposé est de passer par un système de fondations profondes sur pieux, et pour cette raison on considère dans notre modèle un encastrement à la base des piles.

3.4. Détermination des rigidités :

L'élément intéressant qu'on doit vérifier surtout, est la rigidité de l'appareil d'appuis (à voir le Chapitre I et Chapitre VI), et pour faire entrer leurs valeur dans le logiciel **SAP**, on passe par la description « **Bearings** » \implies « **Add New Bridge Bearings** ».

Les appareils d'appuis se trouvent au niveau des chevêtres pour chaque pile et chaque culée. Pour cela, on donne deux « **Bearings** » de différents noms, un pour pile et autre pour culée. Leurs types est ressemblant, et donc leurs rigidités sont égaux. Après le choix de nouveau « **Bearing** », la fenêtre qui suite nous oblige de donner les valeurs des déplacements suivant x, y et z et les rotations pour les mêmes repères (R1, R2 et R3).

On a un déplacement suivant x et y, et celui pour z est considéré comme infiniment rigide, donc on donne les valeurs pour chaque'un des deux U1 et U2 après changer le type de la réalisation au « **Partial Fixity** » et on libère toutes rotations. (Le calcul des raideurs est représenté dans la chapitre II).

Le travail n'est pas arrêté là, en cliquant sur le (+) qui se trouve juste au-dessous du nom de Bering, et on modifie les propriétés de ces derniers, par cochant les cases des 3 directions U1, U2 et U3, et considérer cette fois U1 et U2 infiniment rigide, et on donne la valeur pour U3, sachant que U1 \longrightarrow z, U2 \longrightarrow y et U3 \longrightarrow x et les rotations restent libres.

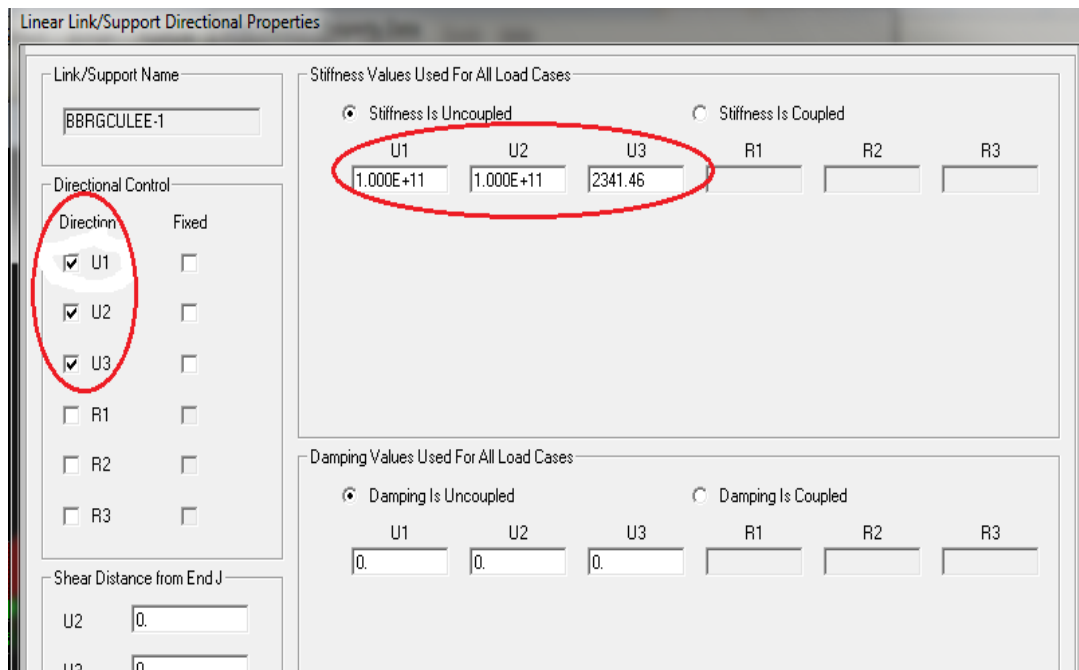


Figure 3.11 : Affectation rigidités (Raideurs linéaires des appareils d'appuis)

Les mêmes étapes sont suivies pour les ressorts intermédiaires, sauf qu'on doit donner les valeurs de rigidité pour x et y dans les directions 2 et 3, et reste considéré infiniment rigide dans la direction suivant z.

On passe ensuite à la sous-tâche « **Bridge Objects** » pour modifier les assignements de chaque élément d'appui, et mettre les données des appareils séparément.

a. Au niveau des piles :

On doit d'abord vérifier si les conditions de la superstructure des sections intermédiaires sont continues, et celles qui restent d'extrémités soient discontinues. Selon le cas, on peut noter les étapes à suivre comme suit :

« **Bridge Objects** » \iff « **Bents** » \iff changer le nom de la travée dans la considération « **Bent is At the End of this Span** » par celui de la première de la petite longueur, ensuite passer à « **Bent property** » et choisir « **None** », on continue avec cette méthode pour le reste mais sauf là où il y'a une pile, on choisit dans les propriétés des « **Bents** » la pile considérée.

Continuons notre travail avec les appareils d'appuis, pour les piles, leurs propriétés vont être modifiés sur la droite de la fenêtre (existent uniquement là où il y'a une pile).

b. Au niveau des culées :

Pour les culée d'autre part, les propriétés sont ajoutées dans l'assignement « **Abutments** », dans laquelle on observe qu'il existe deux fenêtre assimilés, une représente toutes propriétés

de la première culée, et autre qui est pour celle de l'extrémité. On modifie alors les données pour chacun d'eux dans le « **Bearing Property** ».

L'élévation « At layout Line » dans notre cas égale à (-1.85) m et celle globale suivant z est égale à (-2.4) m.

Dès qu'on fait entrer tous les données et les propriétés nécessaires de notre pont, on passe aux combinaisons (à voir le Chapitre IV). Les étapes pour les définir sont pareils que ceux dans le cas statique.

L'étude dynamique comporte uniquement les combinaisons sismiques, et pour cette raison on doit définir les spectres de réponses horizontal et vertical comme suit :

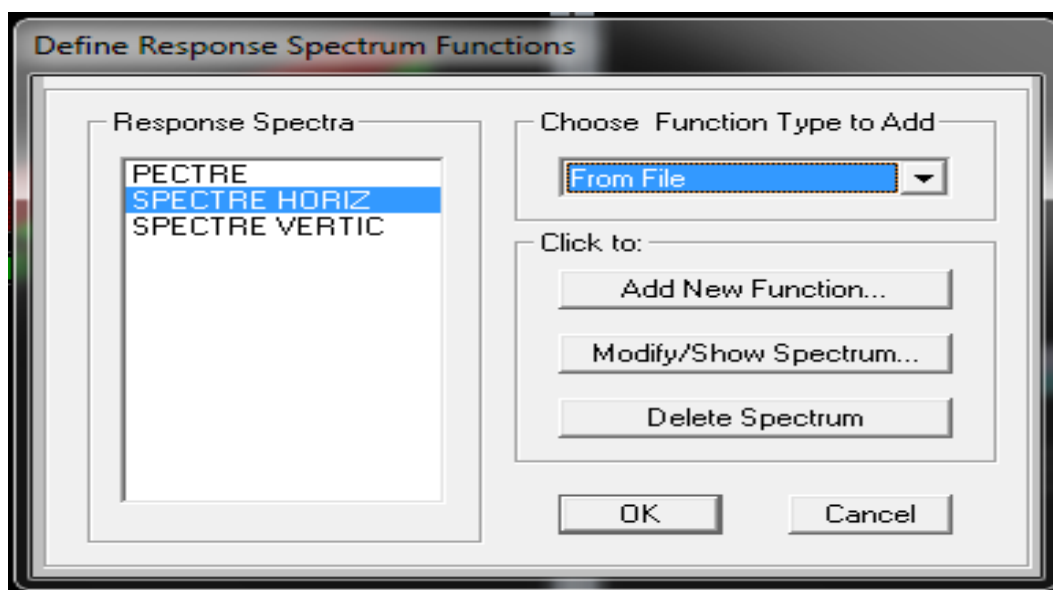
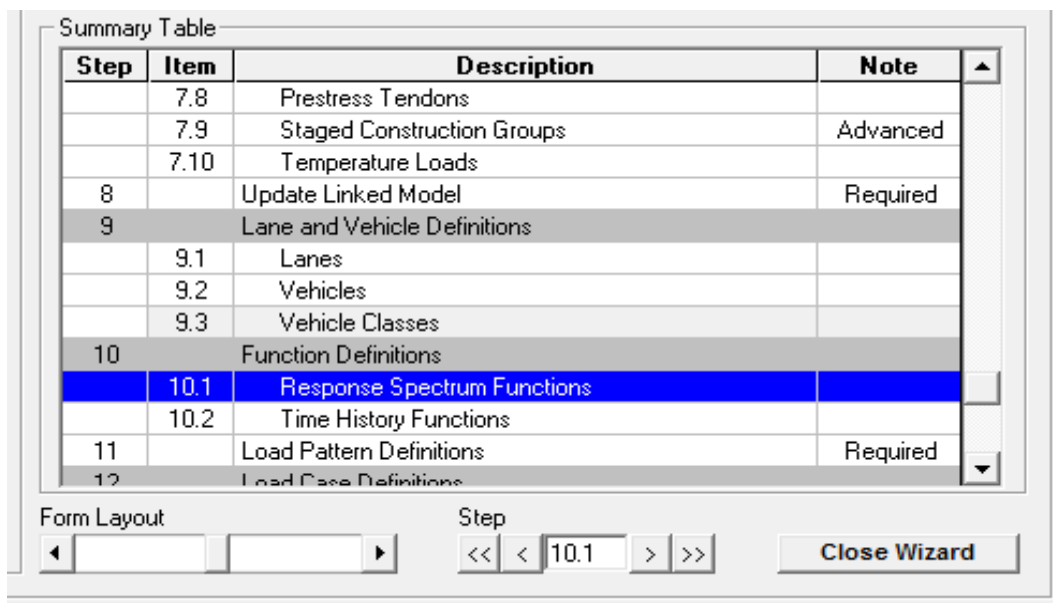


Figure 3.12 : Détermination des Spectres Horizontal et Vertical

Les valeurs des spectres horizontal et vertical doivent être enregistrés déjà sous un fichier, pour pouvoir les ajouter en utilisant la signification « **Browse** ».

3.5. Détermination des actions et combinaisons sismiques :

Les combinaisons sismiques Ex, Ey et Ez sont définies également dans « **Load Cases** » en modifiant leur type par « **Response Spectrum** », et choisir leur combinaisons Modale et directionnelles (**CQC**) et (**SRSS**), ensuite changer la fonction de chaque déplacement et multiplier par le facteur qui est égale à 9.81.

Bref, on fait l'analyse de notre modèle et on fait sortir les Moments Max et Efforts Tranchants pour chaque combinaison, afin de faire l'étude de notre intitulé, et interpréter les résultats dans le Chapitre suivant.

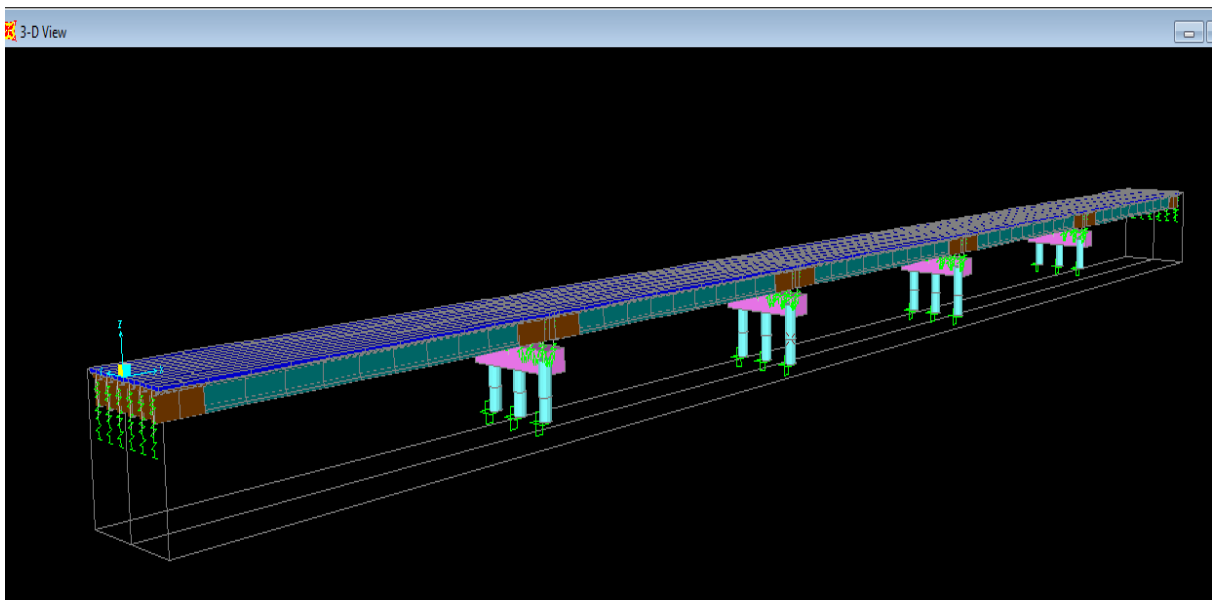


Figure 3.13 : Modèle finale du Pont

4. CONCLUSION :

La modélisation SAP2000 permet la saisie graphique dans un environnement à 3 dimensions des ouvrages de BTP, et les éléments structuraux définis pour l'étude statique sont appliqués de même manière pour celle de dynamique.

1. ETUDE STATIQUE :

1.1 Introduction :

A partir des charges et surcharges déterminés, on effectue par la suite une analyse statique de pont.

1.2. Valeurs des coefficients de combinaisons selon le BPEL : [7]

Tableau 4.1 : Coefficients des combinaisons.

Actions	ELU	ELS
G (charges Permanentes)	1.35	1
Q	1.35	1
Surcharges A(l)	1.6	1.2
Surcharges Bc	1.6	1.2
Surcharges Bt	1.6	1.2
Mc120	1.35	1
D240	1.35	1
D280	1.35	1

Les charges citées précédemment sont introduites en considérant :

- G : charge permanente, définie comme une charge statique ;
- Q : surcharge de trottoir+corniche+garde corps et glissière+revêtement ;
- A(l) : surcharge uniformément répartie sur la largeur roulable, définie comme charge linéairement statique ;
- Bc, Bt: surcharges des camions type, définie comme charges mobile (moving load) ;
- MC₁₂₀ : surcharge militaire, définie comme une charge mobile (moving load) ;
- D₂₄₀, D₂₈₀ : convois exceptionnels (moving load) ;

Combinaison à prendre en considération pour l'étude :

➤ A l'Etat Limite Ultime (ELU) : [7]

1.35G+1.5Q+Max [1.6A(I) ; 1.6Bc ; 1.6Bt ; 1.35Mc120 ; 1.35D240 ; 1.35D280].

➤ A l'Etat Limite de Service (ELS) :

G+Q+Max [1.2A(I) ; 1.2Bc ; 1.2Bt ; Mc120 ; D240 ; D280].

1.3. Moments fléchissant dans les poutres :

1.3.1. Moments fléchissant due au poids propre :

D'après le calcul avec logiciel SAP2000, On a trouvée les résultats présentées sous forme de diagramme suivant :

1.3.1.1. Poutre de rive :

Le Moment en KN.m

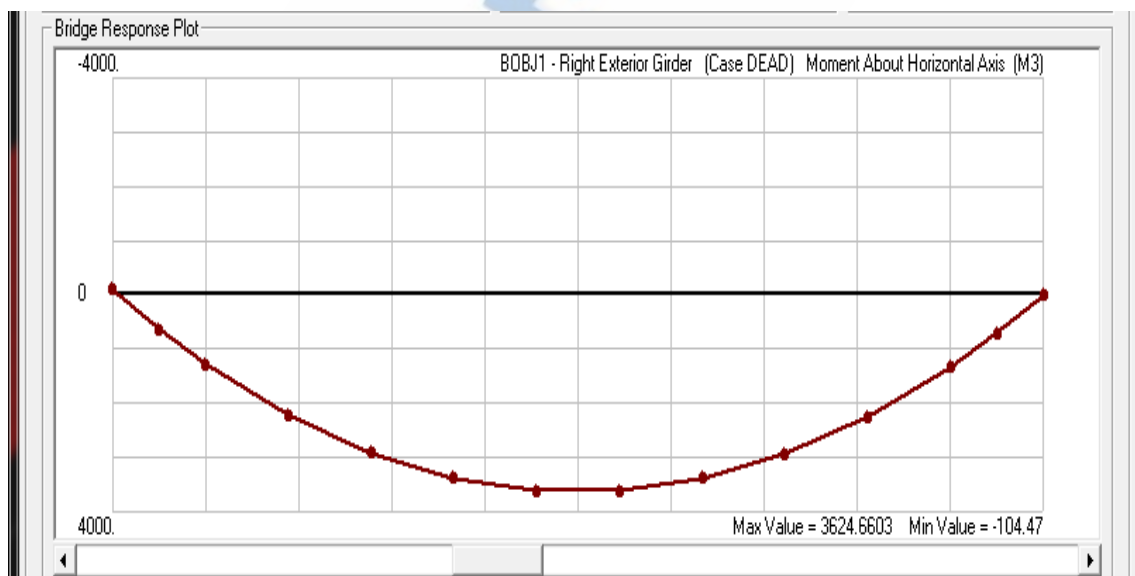


Figure 4.1 : Diagramme de Moment Fléchissant Due au poids propre.

1.3.1.2. Poutre intermediaire :

Le Moment en KN.m

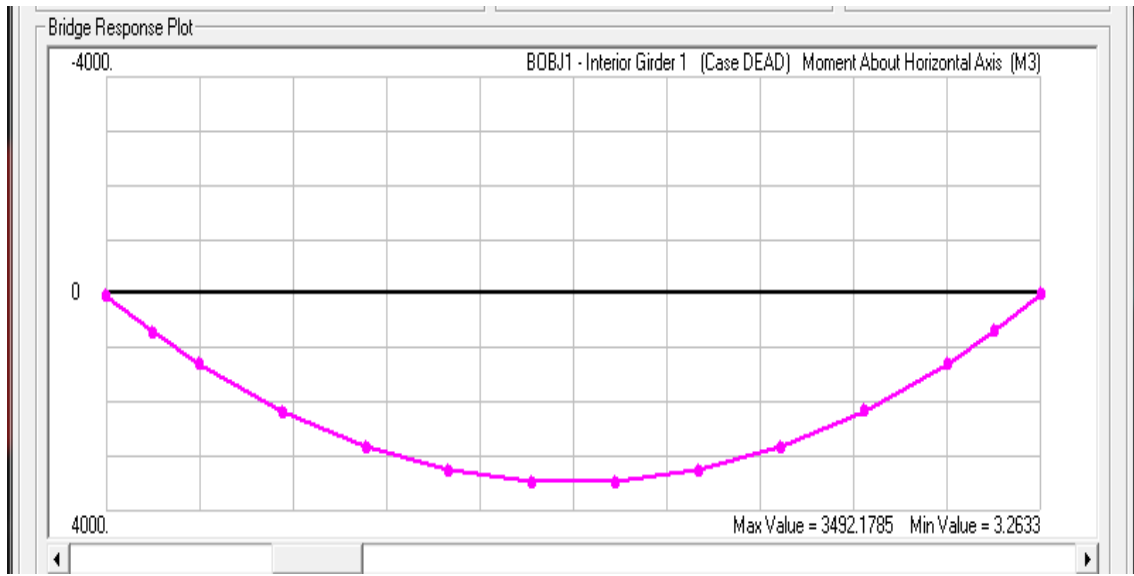


Figure 4.2 : Diagramme de Moment Max Due au poids propre.

1.3.2. Moments fléchissant due à la surcharge A (I) :

1.3.2.1. Poutre de rive :

Le Moment en KN.m

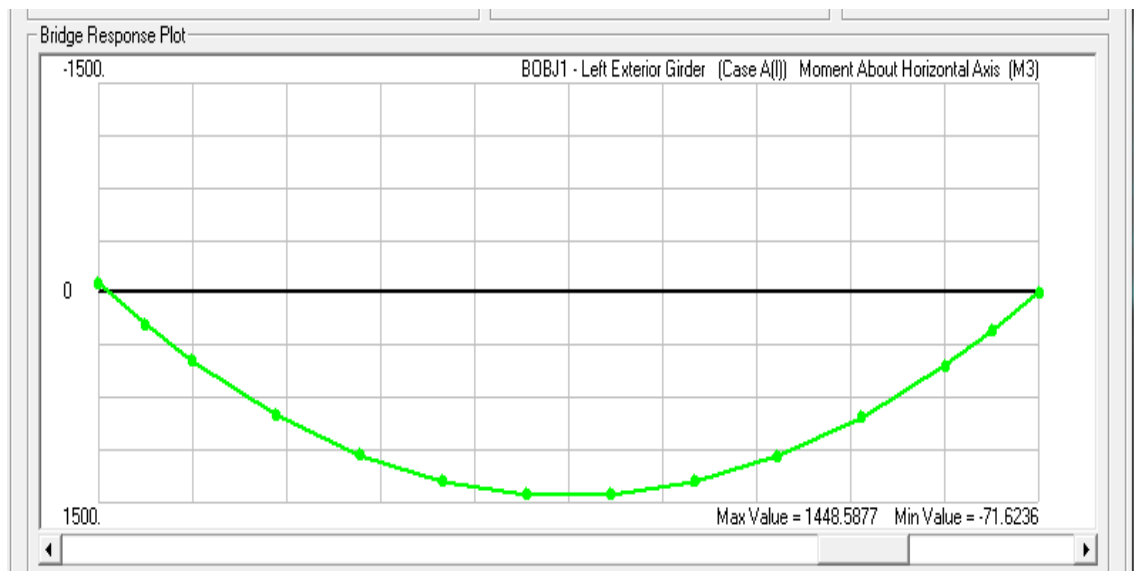


Figure 4.3 : Diagramme de Moment Max Due au surcharge A(I).

1.3.2.2 Poutre intermédiaire :

Le Moment en KN.m

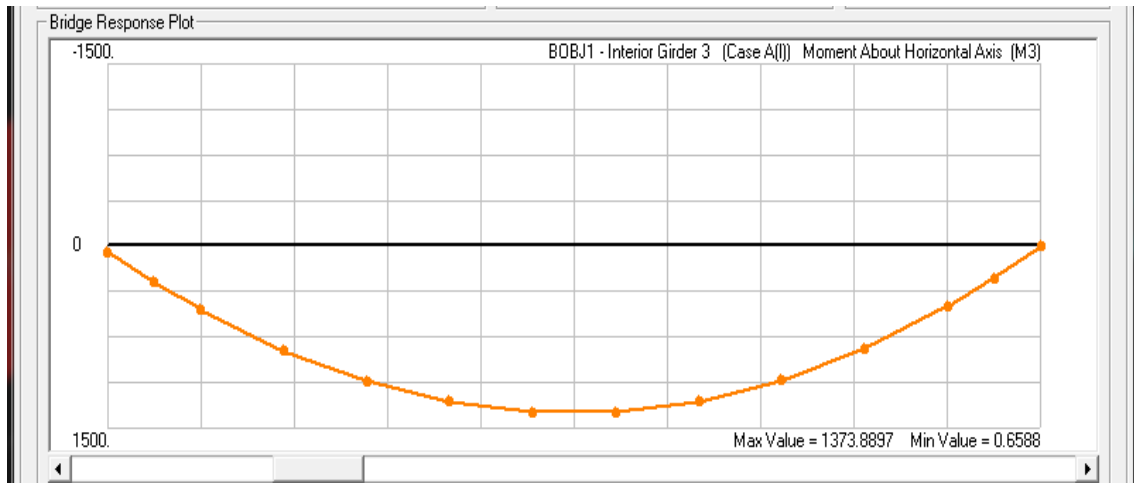


Figure 4.4 : Diagramme de Moment Max Due au surcharge A(I).

On résume tous les résultats des Moments fléchissant maximum en (KN.m) obtenus à partir du SAP2000 :

Tableau 4.2 : Moments fléchissant Max des sollicitations Individuelles (KN.m).

Poutres	G	Surcharges A(I)	Surcharge Bc (centrée)	Surcharges Bt (centrée)	Mc120 (excentré e)	D240 (excentré e)	D280 (excentré e)
Gauche	3624.66	1448.58	1166.35	772.38	214.22	584.11	478.36
1	3492.17	1385.59	1281.15	938.58	247.03	533.51	420.40
2	3475.53	1373.88	1379.07	1018.86	323.97	686.69	510.16
3	3475.53	1373.88	1379.07	1018.86	396.04	852.23	625.64
4	3492.17	1385.59	1281.15	938.58	432.99	999.47	740.57
Droite	3624.66	1448.58	1166.35	772.38	439.64	1146.94	857.38

A ce titre, on peut noter le Moment Maximum de chaque cas de charge :

Tableau 4.3 : Tableau récapitulatif les Moments fléchissant maximum en (KN.m)

Cas de Charge	Moment fléchissant Maximum
Charge permanente G	3624.66
Surcharge A(I)	1448.58
Surcharge Bc (centrée)	1379.07
Surcharge Bt (centrée)	1018.86
Surcharge Mc120 (excentrée)	439.64
Surcharge D240 (excentrée)	1146.94
Surcharge D280 (excentrée)	857.38

Les résultats des Moments fléchissant d'après l'application des coefficients des combinaisons d'actions (voir tableau 4.1) sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau 4.4 : Tableau récapitulatif les Moments maximum aux ELU (KN.m).

Poutres	1.35G+1.5Q	1.35G+1.5Q+1.6A(I)	1.35G+1.5Q+1.6Bc centrée	1.35G+1.5Q+1.6Bc excentrée
Gauche	5063.14	7380.88	6922.68	6368.52
1	4848.27	7065.22	6897.51	6362.32
2	4809.31	7007.52	7010.86	6813.66
3	4809.31	7007.52	7010.86	7134.56
4	4848.26	7065.22	6897.51	7349.56
Droite	5063.14	7380.88	6922.68	7616.62
Poutres	1.35G+1.5Q+1.6Bt centrée	1.35G+1.5Q+1.6Bt excentrée	1.35G+1.5Q+1.35Mc120 centrée	1.35G+1.5Q+1.35Mc120 excentrée
Gauche	6298.32	6111.57	5449.75	5316.44
1	6349.63	6177.24	5301.03	5181.17
2	6435.11	6411.48	5325.81	5246.43
3	6435.11	6443.52	5325.81	5339.21
4	6349.63	6508.25	5301.03	5431.60
Droite	6298.32	6538.84	5449.75	5656.66
Poutres	1.35G+1.5Q+1.35D240 centrée	1.35G+1.5Q+1.35D 240 excentrée	1.35G+1.5Q+1.35D280 centrée	1.35G+1.5Q+1.35D280 excentrée
Gauche	5989.07	5602.54	5784.72	5520.6
1	5874.39	5567.91	5615.56	5412.73
2	5921.23	5736.34	5631	5497.6
3	5921.23	5953.79	5631	5647.9
4	5874.39	6196.35	5615.56	5845.33
Droite	5989.07	6611.51	5784.72	6216.9

D'après les tableaux précédents, on observe les valeurs les plus défavorables des Moments maximum pour les combinaisons des charges : G, Q, A(I), Bc, Bt, Mc120, D240 et D280, et on les représente dans le tableau suivant :

Tableau 4.5 : Tableau récapitulatifs les Moments maximum les plus défavorables aux ELU (KN.m)

Combinaisons d'actions	Moment de la poutre intermédiaire	Moment de la poutre de rive
1.35G+1.5Q	4848.27	5063.14
1.35G+1.5Q+1.6A(I)	7065.22	7380.88
1.35G+1.5Q+1.6Bc excentrée	7349.56	7616.62
1.35G+1.5Q+1.6Bt excentrée	6508.25	6538.84
1.35G+1.5Q+1.35Mc120 excentrée	5431.60	5656.66
1.35G+1.5Q+1.35D240 excentrée	6196.35	6611.51
1.35G+1.5Q+1.35D280	5845.33	6216.9

Après avoir déterminé les moments maximum à l'Etat Limite Ultime (ELU), on déduit que l'effort le plus défavorable est donné par la combinaison suivante :

1.35G+1.5Q+1.6Bc excentrée.

On note par suite, les résultats des Moments fléchissant obtenues par le Sap2000 à l'Etat Limite de Service (ELS) dans les tableaux représentés si après :

Tableau 4.6 : Tableau récapitulatif les Moments fléchissant aux ELS (KN.m)

Poutres	G+Q	G+Q+1.2A(I)	G+Q+1.2Bc centrée	G+Q+1.2Bc excentrée
Gauche	3737.89	5476.2	5132.8	4717.84
1	3581.39	5244.1	5118.34	4791.94
2	3553.75	5202.42	5205.13	5057.03
3	3553.75	5202.42	5205.13	5297.93
4	3581.39	5244.1	5118.34	5457.4
Droite	3737.89	5476.2	5132.8	5653.01
Poutres	G+Q+1.2Bt centrée	G+Q+1.2Bt excentrée	G+Q+Mc120 centrée	G+Q+Mc 120 excentrée
Gauche	4664.28	4524.47	4024.3	3925.72
1	4707.41	4578.14	3916.8	3827.99
2	4773.17	4755.45	3936.35	3877.56
3	4773.17	4779.65	3936.35	3946.28
4	4707.41	4826.41	3916.8	4013.52
Droite	4664.28	4844.66	4024.3	4177.54
Poutres	G+Q+D240 centrée	G+Q+D240 excentrée	G+Q+D280 centrée	G+Q+D280 excentrée
Gauche	4423.76	4137.64	4272.42	4076.93
1	4341.50	4114.47	4149.78	3999.52
2	4377.56	4240.45	4162.5	4063.86
3	4377.56	4401.7	4162.5	4175.11
4	4341.50	4580	4149.78	4319.98
Droite	4423.76	4884.84	4272.42	4592.52

D'après les tableaux précédents, on observe de même les valeurs les plus défavorables des Moments maximum en ELS pour les combinaisons des mêmes charges, représentées dans le tableau suivant :

Tableau 4.7 : Tableau récapitulatifs les Moments maximum les plus défavorables aux ELS (KN.m).

Combinaisons d'actions	Moment de la poutre intermédiaire	Moment de la poutre de rive
G+Q	3581.39	3737.89
G+Q+1.2A(I)	5244.1	5476.2
G+Q+1.2Bc excentrée	5457.4	5653.01
G+Q+1.2Bt excentrée	4826.41	4844.66
G+Q+Mc120 excentrée	4013.52	4177.54
G+Q+D240 excentrée	4580	4884.84
G+Q+D280	4319.98	4592.52

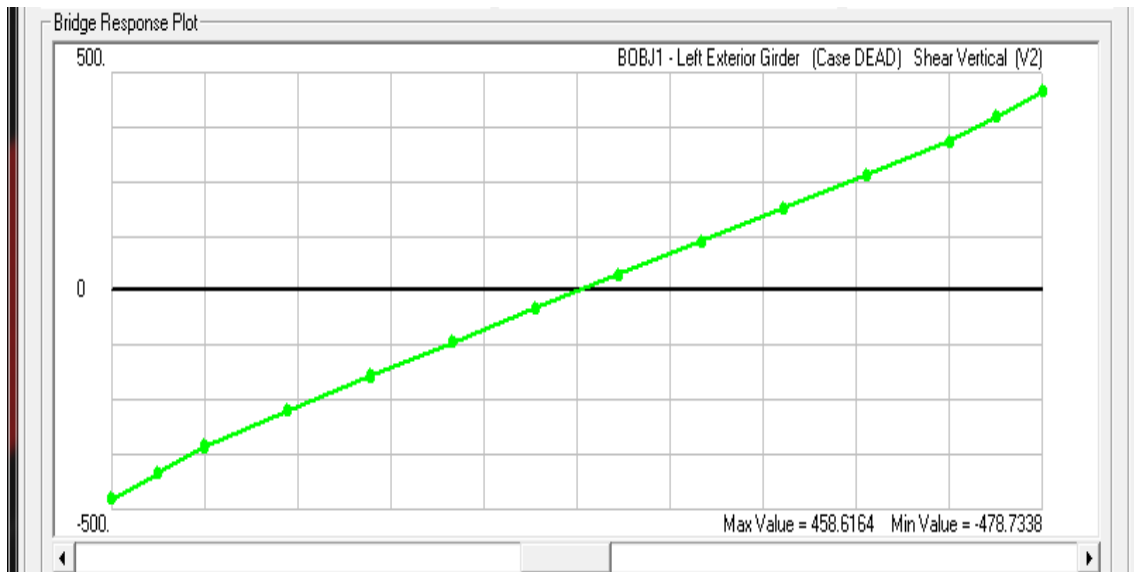
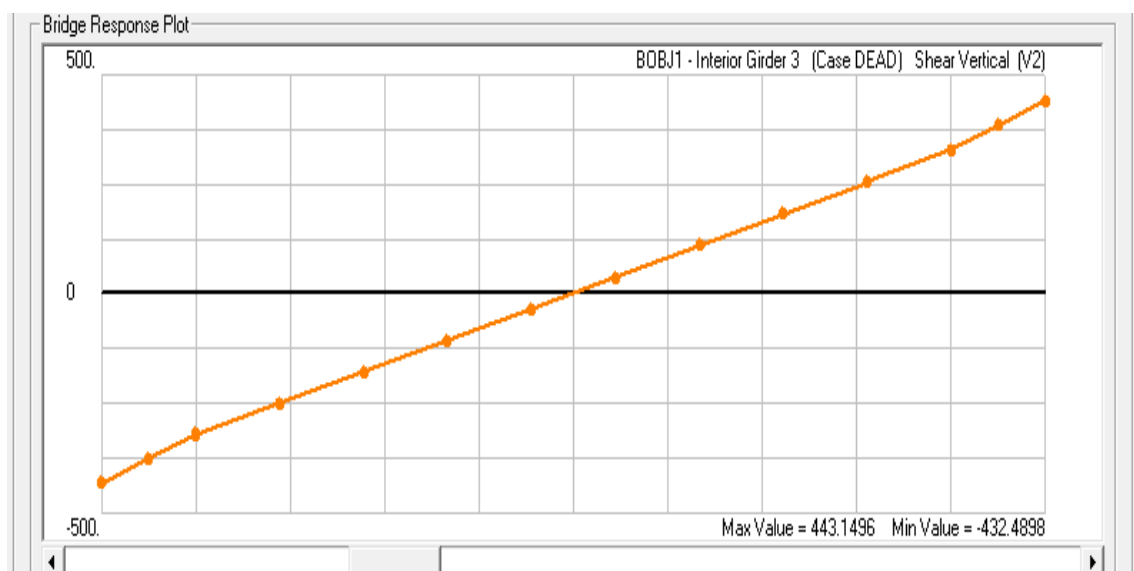
Après avoir déterminé les moments maximum à l'Etat Limite de Service (ELS), on déduit que l'effort le plus défavorable est donné par la combinaison suivante :

G+Q+1.2Bc excentrée.

1.4. Efforts tranchants dans les poutres :

1.4.1. Efforts tranchant due au poids propre :

D'après le calcul avec logiciel SAP2000, On a trouvée les résultats présentées sous forme de diagramme suivant :

1.4.1.1. Poutre de rive :**Figure 4.5 : Diagramme de l'effort tranchant en KN.****1.4.1.2. Poutre intermédiaire :****Figure 4.6 : Diagramme de l'effort tranchant en KN.**

On résume les résultats des efforts tranchants maximum de tous les cas de chargement dans les tableaux suivants :

Tableau 4.8 : Efforts tranchant Max des sollicitations Individuelles (KN.m).

Poutres	G	Surcharge A(I)	Surcharge Bc (centrée)	Surcharges Bt (centrée)	Mc120 (excentré e)	D240 (excentré e)	D280 (excentré e)
Gauche	478.73	180.58	84.37	69.18	19.6	54.13	45.65
1	444.74	159.02	103.15	114.48	23.76	50.43	43021
2	443.15	157.24	187.93	203.11	41.73	74.74	68.94
3	443.15	157.24	252.44	146.25	69.57	116.68	106.28
4	44.74	159.02	268.46	201.12	68.84	139.46	123.73
Droite	478.73	180.58	179.31	99.98	46.64	136.07	113.84

1.4.2. Effort tranchant à l'état limite ultime (ELU) :

On récapitule les efforts tranchants à l'ELU dans les tableaux suivants, pour les différentes combinaisons citées précédemment, comme représentés ci-après :

Tableau 4.9 : Tableau récapitulatif les Efforts tranchants aux ELU (KN.m).

Poutres	1.35G+1.5Q	1.35G+1.5Q+1.6A(I)	1.35G+1.5Q+1.6 Bc centrée	1.35G+1.5Q+1.6 Bc excentrée
Gauche	686.79	975.73	834.73	777.04
1	613.85	866.85	913.49	778.9
2	608.95	860.53	979.92	909.64
3	608.95	860.53	979.92	1012.85
4	613.85	866.85	913.49	1043.4
Droite	686.79	975.73	834.73	929.84
Poutres	1.35G+1.5Q+1.6Bt centrée	1.35G+1.5Q+1.6Bt excentrée	1.35G+1.5Q+1.35 Mc120 centrée	1.35G+1.5Q+1.35 Mc120 excentrée
Gauche	773.14	753.64	680.23	665.25
1	878.58	796.5	666.89	645.93
2	898.3	933.9	700.76	665.28
3	898.3	842.95	700.76	702.87
4	878.58	935.65	666.89	706.8
Droite	773.14	802.92	680.23	705.92
Poutres	1.35G+1.5Q+1.35D240 centrée	1.35G+1.5Q+1.35D 240 excentrée	1.35G+1.5Q+1.35 D280 centrée	1.35G+1.5Q+1.35 D280 excentrée
Gauche	732.9	701	718.18	690.04
1	732.94	681.94	721.5	672.19
2	772.55	709.84	757.51	702.01
3	772.55	766.46	757.51	752.43
4	732.94	802.12	721.5	780.9
Droite	732.9	826.65	718.18	796.64

D'après les tableaux précédents, on note les valeurs les plus défavorables des Efforts tranchant maximum en ELU pour les combinaisons des mêmes charges, récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 4.10 : Tableau récapitulatifs les efforts tranchant maximum les plus défavorables aux ELU (KN.m).

Combinaisons d'actions	Effort tranchant de la poutre intermédiaire	Effort tranchant de la poutre de rive
1.35G+1.5Q	613.85	686.78
1.35G+1.5Q+1.6A(I)	866.85	975.73
1.35G+1.5Q+1.6Bc excentrée	1043.4	929.84
1.35G+1.5Q+1.6Bt excentrée	935.65	802.92
1.35G+1.5Q+1.35Mc120 excentrée	706.8	705.92
1.35G+1.5Q+1.35D240 excentrée	802.12	826.65
1.35G+1.5Q+1.35D280	780.9	796.64

Les résultats d'efforts tranchants aux ELS sont définis dans les tableaux qui suivent :

Tableau 4.11 : Tableau récapitulatif les Efforts tranchants aux ELS (KN.m).

Poutres	G+Q	G+Q+1.2A(I)	G+Q+1.2Bc centrée	G+Q+1.2Bc excentrée
Gauche	505.73	722.44	618.32	575.06
1	453.71	643.46	577.5	652.25
2	450.28	638.96	728.51	675.8
3	450.28	638.96	728.51	753.21
4	453.71	643.46	577.5	775.87
Droite	505.73	722.44	618.32	575.06
Poutres	G+Q+1.2Bt centrée	G+Q+1.2Bt excentrée	G+Q+Mc120 centrée	G+Q+Mc 120 excentrée
Gauche	572.14	557.52	502.12	493.97
1	652.25	590.68	493	477.5
2	667.31	694.01	518.3	519.85
3	667.31	625.8	518.3	519.85
4	652.25	695.05	493	522.55
Droite	572.14	594.5	502.12	4177.54
Poutres	G+Q+D240 centrée	G+Q+D240 excentrée	G+Q+D280 centrée	G+Q+D280 excentrée
Gauche	545.15	517.5	530.22	509.38
1	541.94	504.15	533.43	496.92
2	571.5	525.02	560.3	519.22
3	571.5	566.96	560.3	556.6
4	541.94	593.17	533.43	577.43
Droite	545.15	610.6	530.22	588.34

Donc on donne, de même, les valeurs les plus défavorables des efforts tranchant en ELS pour les combinaisons des mêmes charges, représentées dans le tableau suivant :

Tableau 4.12 : Tableau récapitulatifs les efforts tranchant maximum les plus défavorables aux ELS (KN.m).

Combinaisons d'actions	Effort tranchant de la poutre intermédiaire	Effort tranchant de la poutre de rive
G+Q	453.71	505.73
G+Q+1.2A(I)	643.46	722.44
G+Q+1.2Bc excentrée	689.66	775.87
G+Q+1.2Bt excentrée	695.05	594.5
G+Q+Mc120 excentrée	522.55	521.14
G+Q+D240 excentrée	593.17	610.6
G+Q+D280	577.43	588.34

D'après les résultats retenues dans les tableaux précédents des efforts tranchant à l'ELS, on déduit la combinaison la plus défavorable qui est prise en considération est celle donnée par : **G+Q+1.2Bc excentrée**.

1.5. Moments fléchissant dans la dalle :

- **ELU** :

Tableau 4.13 : Les Moments fléchissant de la dalle à l'ELU (cas de surcharge Bc.excentrée).

Sens longitudinal M_{11} (KN.m)	90.48
Sens transversal M_{22} (KN.m)	79.05

- ELS :

Tableau 4.14 : Les Moments fléchissant de la dalle à l'ELS (cas de surcharge Bc.excentrée).

Sens longitudinal M_{11} (KN.m)	67.62
Sens transversal M_{22} (KN.m)	59.25

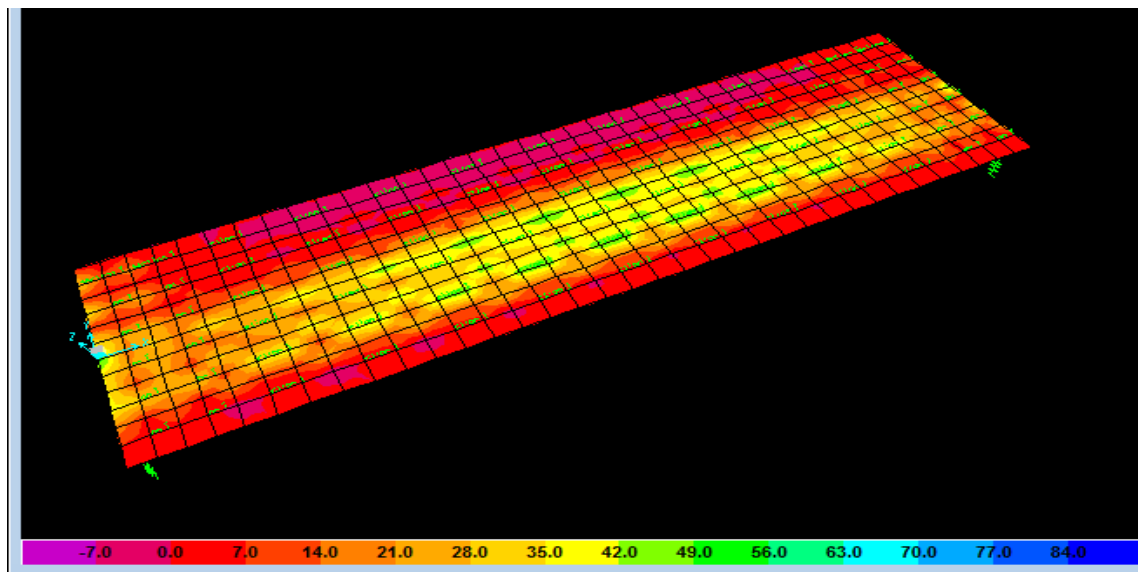


Figure 4.7 : Diagramme de moment fléchissant de la dalle
(Cas de charge Bc excentré)

1.6. Efforts tranchant dans la dalle :

- ELU :

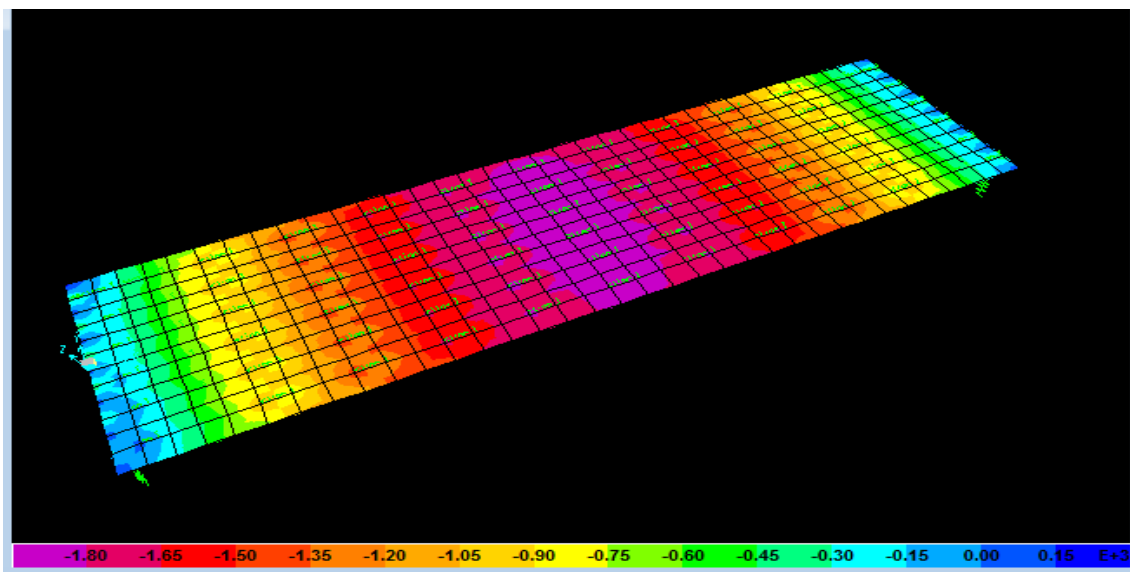
Tableau 4.15 : Les Efforts tranchant de la dalle à l'ELU (cas de surcharge Bc.excentrée).

Sens longitudinal F_{11} (KN)	1895.76
Sens transversal F_{22} (KN)	216.93

- ELS :

Tableau 4.16 : Les Efforts tranchant de la dalle à l'ELS (cas de surcharge Bc.excentrée).

Sens longitudinal F_{11} (KN)	1399.73
Sens transversal F_{22} (KN)	162.102



**Figure 4.8 : Diagramme de l'effort tranchant de la dalle
(Cas de charge Bc excentré)**

2. ETUDE DYNAMIQUE

2.1. Introduction :

Le règlement Algérien RPOA contient des principes de conception et de dimensionnement, des critères et des dispositions constructives pour les ponts neufs, pour réduire au minimum leur susceptibilité au dommage dus aux actions sismiques.

2.1.1. L'objectif :

L'objectif de cette étude est consacré à :

- Analyse modale (Modes de vibration).
- Analyse dynamique spectrale.
- Evaluation des sollicitations sous différentes combinaisons.

2.2. Analyse modale :

Après l'analyse du modèle, on récapitule les quatre (04) premiers Modes sous des diagrammes représentés comme suit :

✓ **Mode1 : T=0.96312 s.**

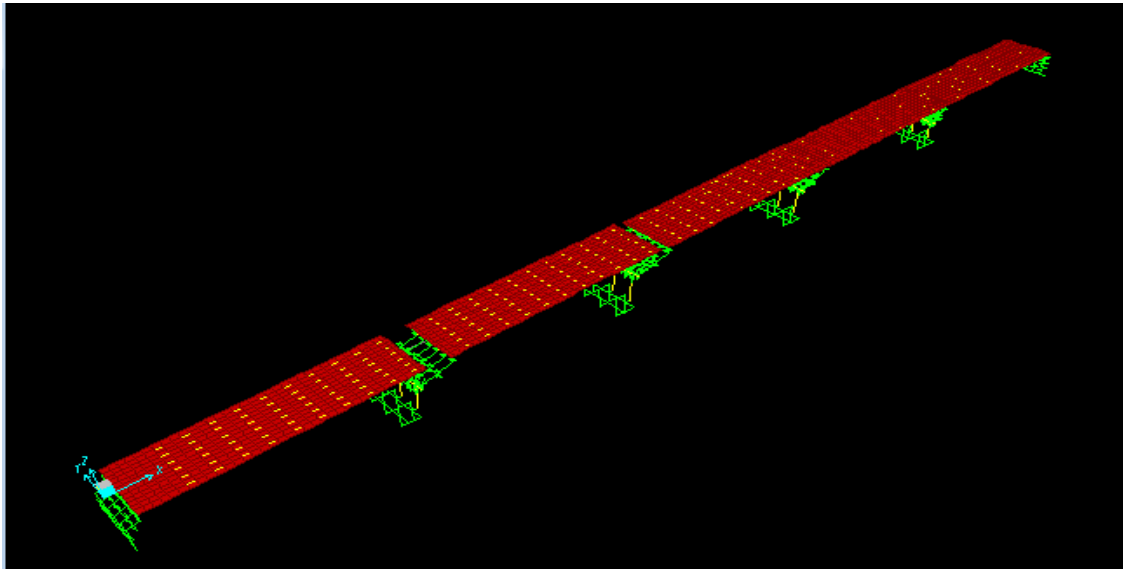


Figure 4.9 : Translation suivant la composante X.

Mode 2 : T=0.92264 s.

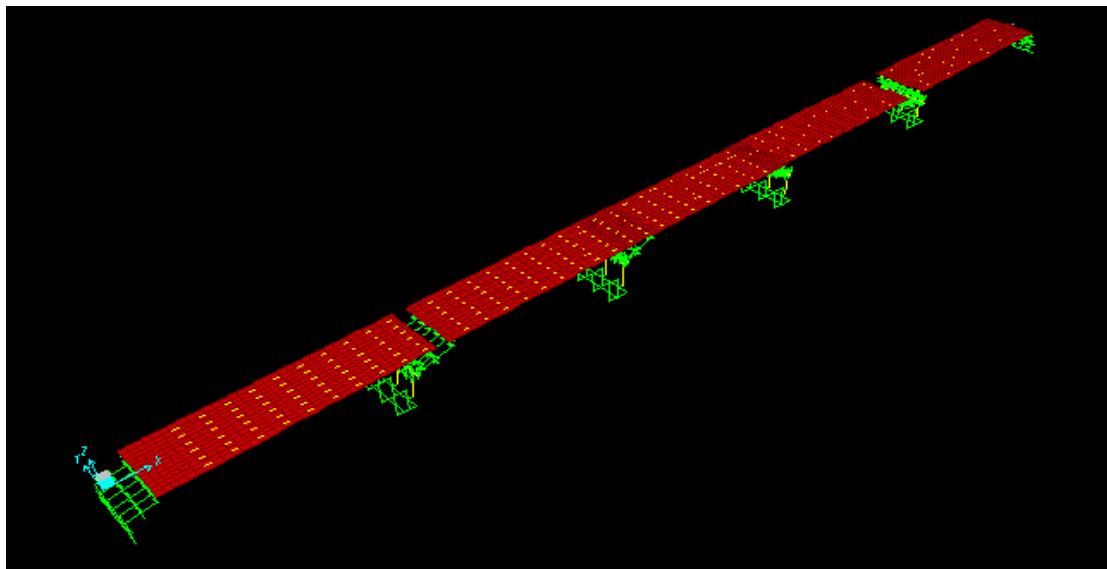


Figure 4.10 : Translation suivant la composante X.

✓ Mode 3 : $T=0.90079$ s.

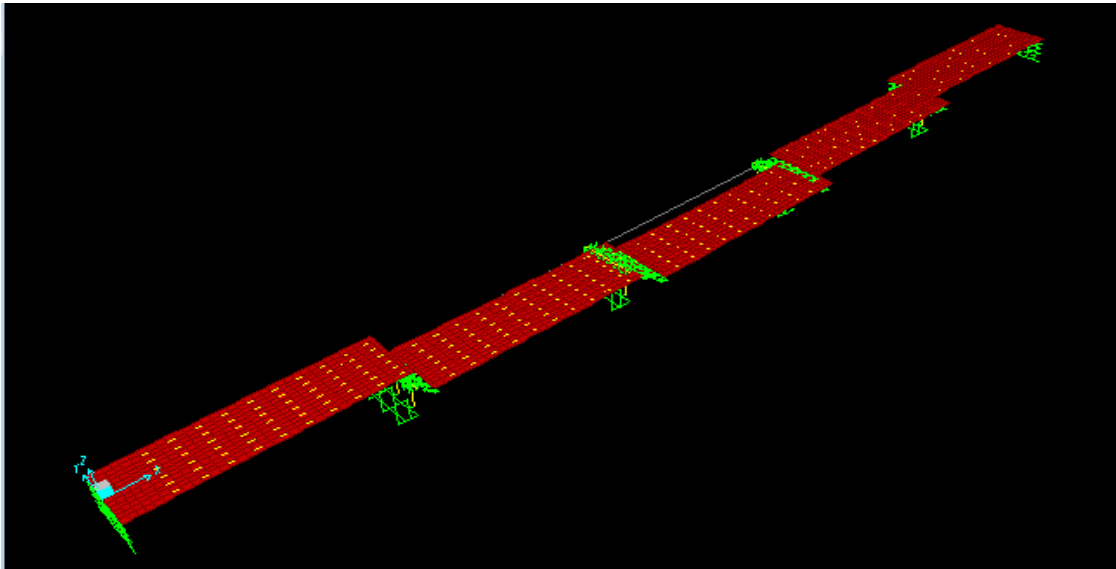


Figure 4.11 : Translation suivant la composante Y.

✓ Mode 4 : $T=0.89633$ s.

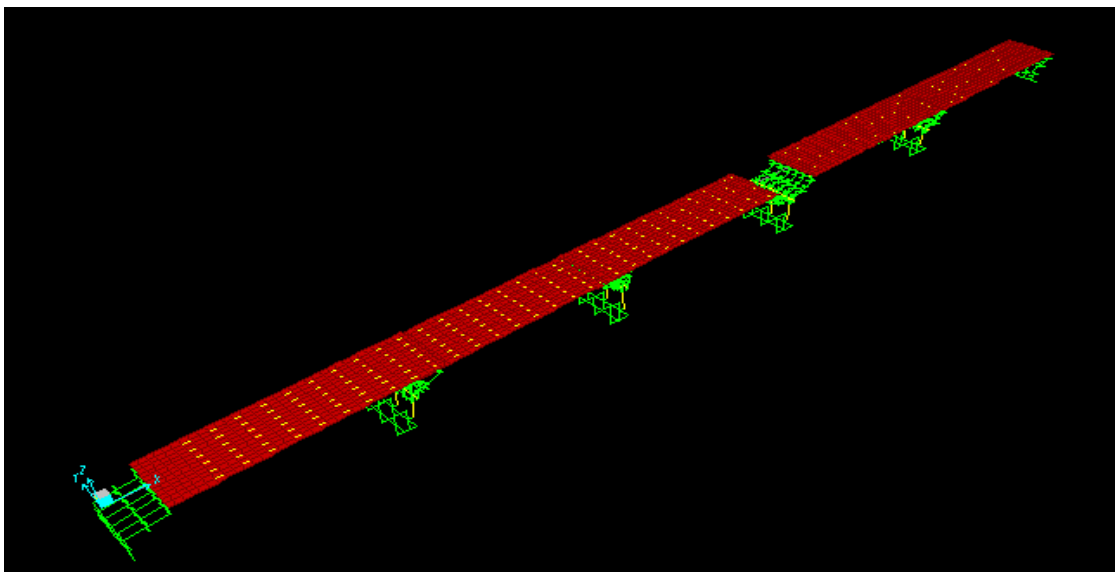


Figure 4.12 : Translation suivant la composante X.

Par suite, on peut noter les 25 modes qu'on a, avec leurs déplacements suivants X, Y et Z et la masse modale pour chaque mode, et vérifiant les conditions nécessaires avec le RPOA, pour assurer que l'étude a été bien faite, et donc le tableau représentant les résultats est le suivant :

Tableau 4.17 : Tableau récapitulatif les périodes propres et les facteurs de participations modales.

Modes	Période (s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Mode1	0.963123	0.64115	2.443E-19	2,2.03E-10	0.64115	2.443E-17	4.219E-9
Mode2	0.922638	0.00003941	7.217E-17	3,998E-09	0.64119	7.24E-17	4.219E-9
Mode3	0.900787	2.157E-17	0.50098	6.561E-20	0.64119	0.50098	4.223E-9
Mode4	0.896331	0.21673	0	3,84 E-12	0.85792	0.50098	4.223^E-9
Mode5	0.89398	1.268E-20	0.00176	0	0.86338	0,50274	4.223^E-92
Mode6	0.889052	0	0.03762	0	0.85792	0,66469	7.121E-9
Mode7	0.882396	0.00546	6.528E-20	2,87E-12	0.86338	0,78652	7.121^E-9
Mode8	0.875208	0.03492	1.739E-20	0,00166	0.89831	0,78652	7.121^E-9
Mode9	0.753668	2.089E-19	0.12433	3.983E-20	0.89831	0,78652	7.121^E-9
Mode10	0.753127	0	0.12183	0	0.89831	0,78653	7.121^E-9
Mode11	0.572386	2.181E-16	1,26E-7	2.122E-17	0.89831	0,78653	7.121^E-9
Mode12	0.568044	9.233E-17	5,907E-7	1.81E-17	0.89831	0,78653	0.12495
Mode13	0.565036	1.158E-16	0.00001686	1.498E-17	0.89831	0,78653	0.25079
Mode14	0.339972	3,636E-6	5.029E-18	0.12495	0.89831	0,78653	0,25415
Mode15	0.339831	2,321E-6	4.093E-19	0.12584	0.89831	0,78653	0,65574
Mode16	0.330719	4,829 ^E -10	2.626E-17	0.00336	0.89831	0,78654	0,65574
Mode17	0.33014	2.41 ^E -7	2.613 ^E -17	0.00946	0.89831	0,78653	0.26361

Mode18	0.32975	6.339 ^E -8	1.362 ^E -17	0.39213	0.89831	0.78653	0.26361
Mode19	0.281247	1.206 ^E 16	1.673 ^E -6	5.134 ^E - 16	0.89831	0.78654	0.65574
Mode20	0.27883	1.141 ^E -16	2.186 ^E -8	1.542 ^E - 16	0.89831	0.78654	0.65574
Mode21	0.271388	1.736 ^E -17	7.448 ^E -6	1.419 ^E - 17	0.89831	0.78654	0.65574
Mode22	0.270928	1.232 ^E -19	2.602 ^E -8	1.526 ^E - 18	0.89831	0.78654	0.65574
Mode23	0.10625	1.232 ^E -19	7.954 ^E -13	1.105 ^E - 8	0.97354	0.78654	0.65574
Mode24	0.110325	8.404 ^E -15	0.13353	1.42 ^E 15	0.97354	0.92008	0.65574
Mode25	0.03765	7.488 ^E -5	2.323 ^E -14	0.18713	0.97354	0.92008	0.84287

D'après le document technique des réglementaires **RPOA** on déduit que :

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 90% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre). [3]

Alor à ce titre, on distingue d'après le tableau précédent (tableau 4.17) que :

- Les masses modales suivant X à partir du mode8 > 0.9.....**Condition vérifié.**
- Les masse modales suivant Y à partir du mode 24 >0.9.....**Condition vérifié.**
- Les masse modales suivant Z à partir du mode 25 >0.9.....**Condition vérifié.**

2.3. Analyse dynamique spectrale :

Le spectre de réponse élastique utilisé pour l'étude dynamique spectrale du présent pont est défini par deux composantes horizontales et une verticale elles sont définies comme suit : [3]

○ **Composante horizontale :**

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

g : Accélération de la pesanteur (=9.81m/s) ;

S : Coefficient de site donné par le tableau (4.18) ;

A : Coefficient d'accélération de zone ;

η: Facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)}$) ;

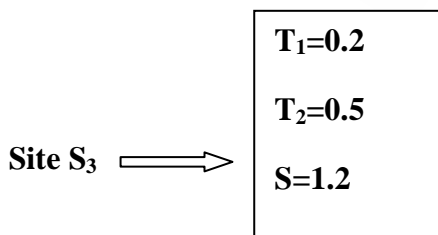
ξ: Taux d'amortissement=5% ;

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données par le tableau (4.18) ;

Tableau 4.18 : valeurs de T₁, T₂ et S pour la composante horizontale. [3]

site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁	0.15	0.15	0.20	0.20
T ₂	0.30	0.40	0.50	0.70
S	1	1.1	1.2	1.3

a. Pour le présent pont on a :



La figure (4.13) présente la composante horizontale du spectre de réponse déterminé pour cette étude.

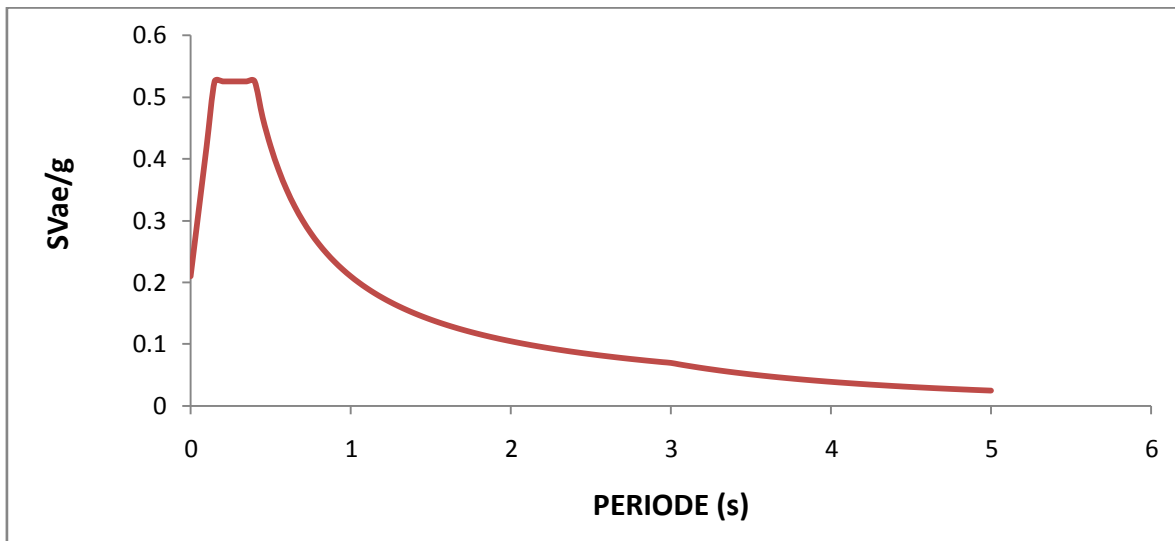


Figure 4.13 : Spectre de réponse élastique- composante horizontale- 5% d'amortissement

○ **Composante verticale :**

$$Sae^v(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\alpha Ag \eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\alpha Ag \eta \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\alpha Ag \eta \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

g : Accélération de la pesanteur (=9.81m/s) ;

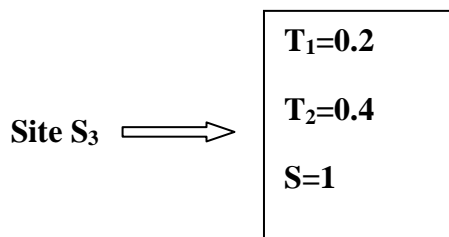
A : Coefficient d'accélération de la zone ;

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité : **α = 0.7** pour les zones sismiques **I, IIa et IIb** et **1** pour la zone sismique **III**.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données par le tableau (4.19). [3]

Tableau 4.19 : valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante verticale. [3]

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1	0.15	0.15	0.20	0.20
T_2	0.30	0.40	0.40	0.40
S	1	1	1	1



La figure (4.14) présente la composante verticale du spectre de réponse déterminé pour cette étude.

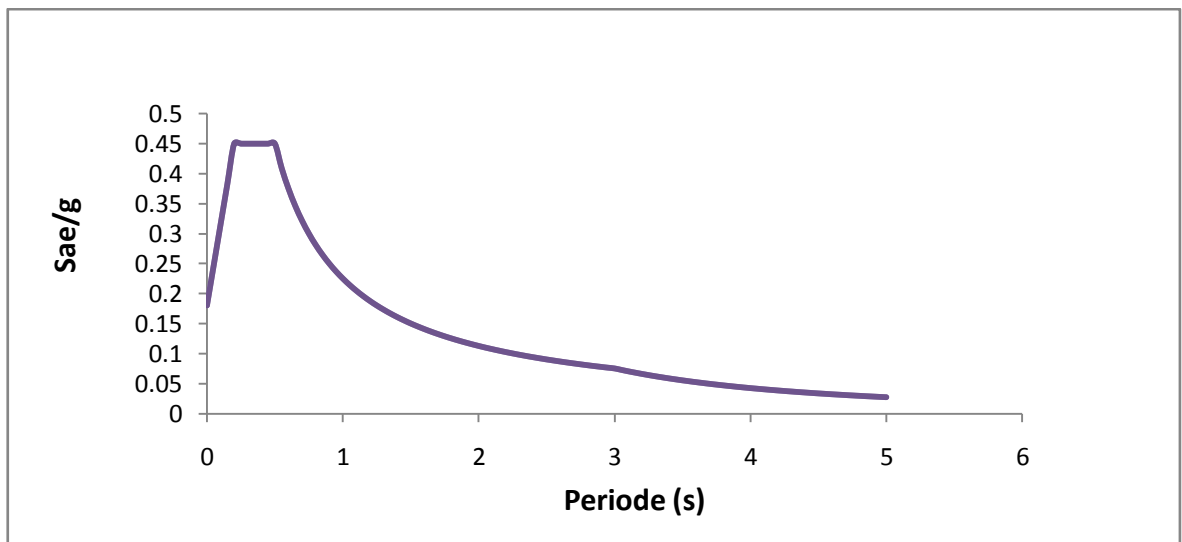


Figure 4.14 : spectre de réponse élastique- composante verticale-

2.3.1. Les Combinaisons d'action :

- **Combinaisons sismiques :** [3]

La réponse dynamique est déterminée en combinant les actions sismiques comme suit :

$$E = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

D'où :

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

2.4. Moments fléchissant dans les poutres :

2.4.1. Moments fléchissant de la combinaison sismique $G+E_x+0.3E_y+0.3E_z$:

2.4.1.1. Poutre de rive :

Moment en KN.m

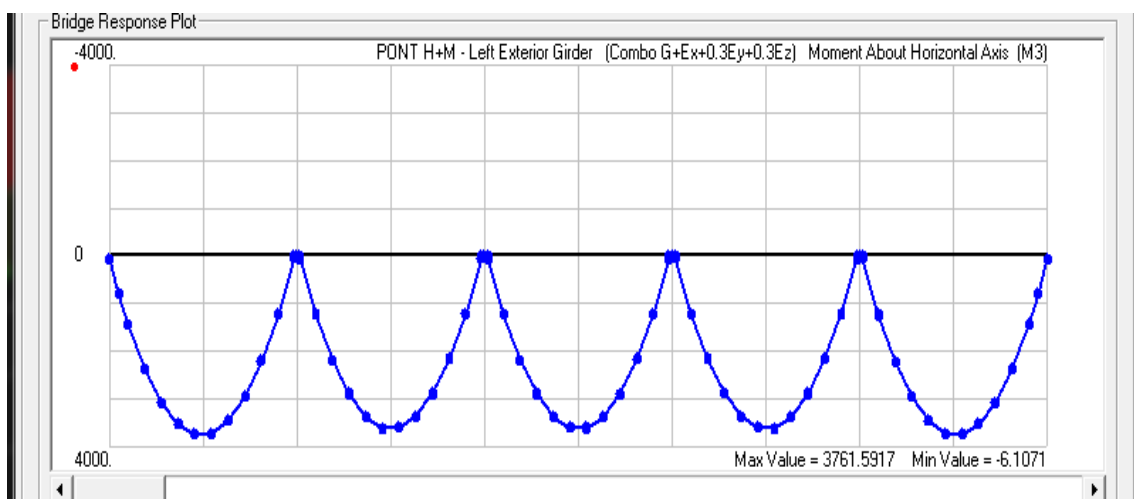


Figure 4.15 : Diagramme de Moment Fléchissant de la combinaison sismique $G+E_x+0.3E_y+0.3E_z$.

2.4.1.2. Poutre intermédiaire :

Moment en KN.m

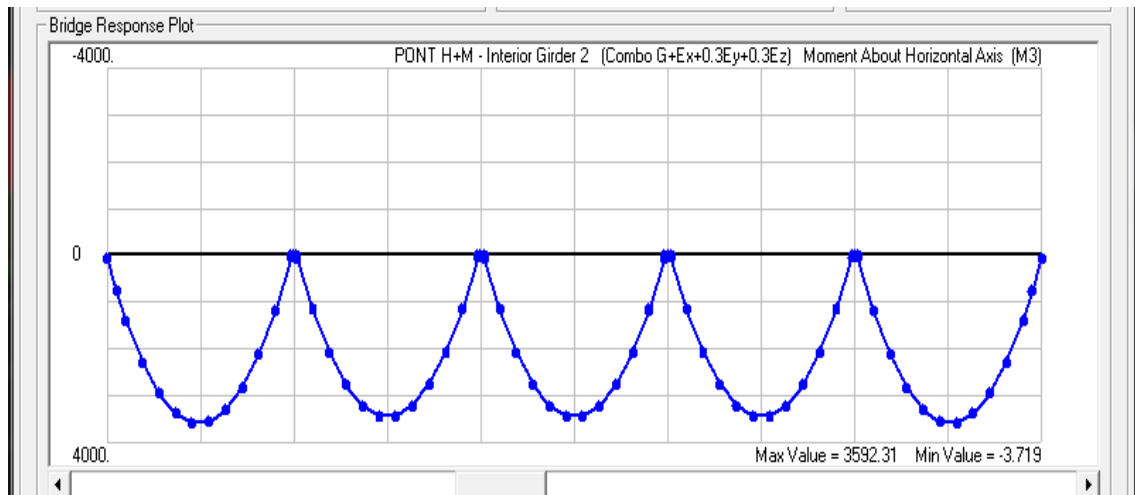


Figure 4.16 : Diagramme de Moment Fléchissant de la combinaison sismique $G+Ex+0.3Ey+0.3Ez$.

On résume les résultats des moments fléchissant obtenues par le SAP2000 dans le tableau suivant :

Tableau 4.20 : Tableau récapitulatif les Moments maximum des efforts sismiques en (KN.m).

Poutre	$G+Ex+0.3Ey+0.3Ez$	$G+Ey+0.3Ex+0.3Ez$	$G+Ez+0.3Ex+0.3Ey$
Gauche	3761.59	3781.53	4229.22
1	3615.86	3619.89	4065.25
2	3592.31	3588.98	4038.92
3	3592.31	3588.98	4038.92
4	3615.86	3619.89	4065.25
Droite	3761.59	3781.53	4229.22

2.5. Effort tranchant dans les poutres :

2.5.1. Effort tranchant de la combinaison sismique $G+Ex+0.3Ey+0.3Ez$:

2.5.1.1. Poutre de rive :

Effort tranchant en KN

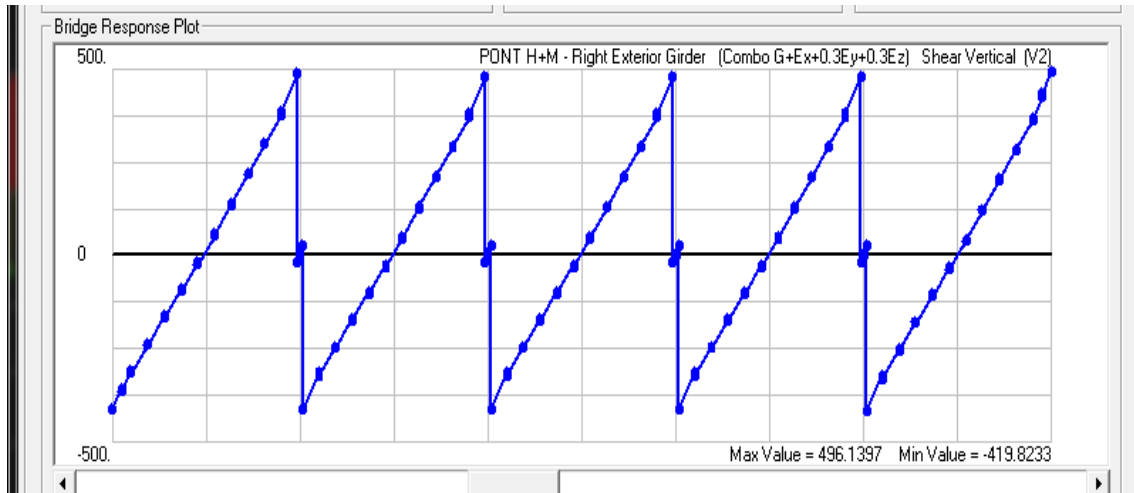


Figure 4.17 : Diagramme de l'Effort tranchant de la combinaison sismique $G+Ex+0.3Ey+0.3Ez$.

2.5.1.2. Poutre intermédiaire :

Effort tranchant en KN

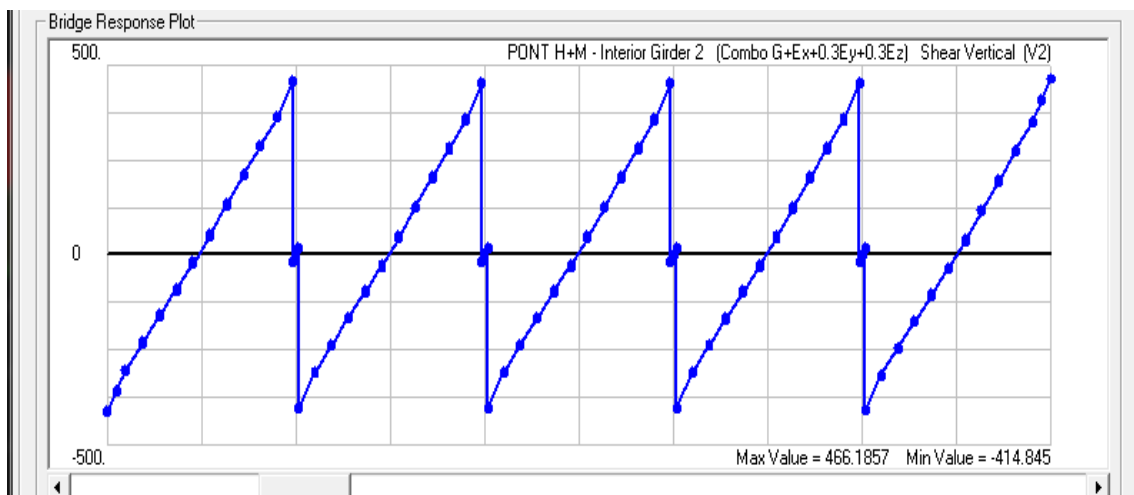


Figure 4.18 : Diagramme de l'Effort tranchant de la combinaison sismique $G+Ex+0.3Ey+0.3Ez$.

On note les résultats des efforts tranchants maximum de tous les cas de charges sismiques dans les tableaux suivants :

Tableau 4.21 : Tableau récapitulatif les Efforts tranchants des charges sismiques en (KN).

Poutre	$G+Ex+0.3Ey+0.3Ez$	$G+Ey+0.3Ex+0.3Ez$	$G+Ez+0.3Ex+0.3Ey$
Gauche	496.14	528.8	539.44
1	468.12	465.63	510.17
2	466.18	463.27	507.96
3	466.18	463.27	507.96
4	468.12	465.63	510.17
Droite	496.14	528.8	539.44

Après avoir déterminée les efforts interne (M, T) des charges sismiques, on a déduit que :

Le moment fléchissant et l'effort tranchant maximum sont donnés par la combinaison suivante : $G+Ez+0.3Ey+0.3Ex$.

2.6. Moments fléchissant dans la dalle :

Tableau 4.22 : Les Moments fléchissant de la dalle pour les combinaisons sismiques en (KN.m).

	$G+Ex+0.3Ey+0.3Ez$	$G+Ey+0.3Ex+0.3Ez$	$G+Ez+0.3Ex+0.3Ey$
M11	17.873	28.02	20.217
M22	30.06	81.10	31.15

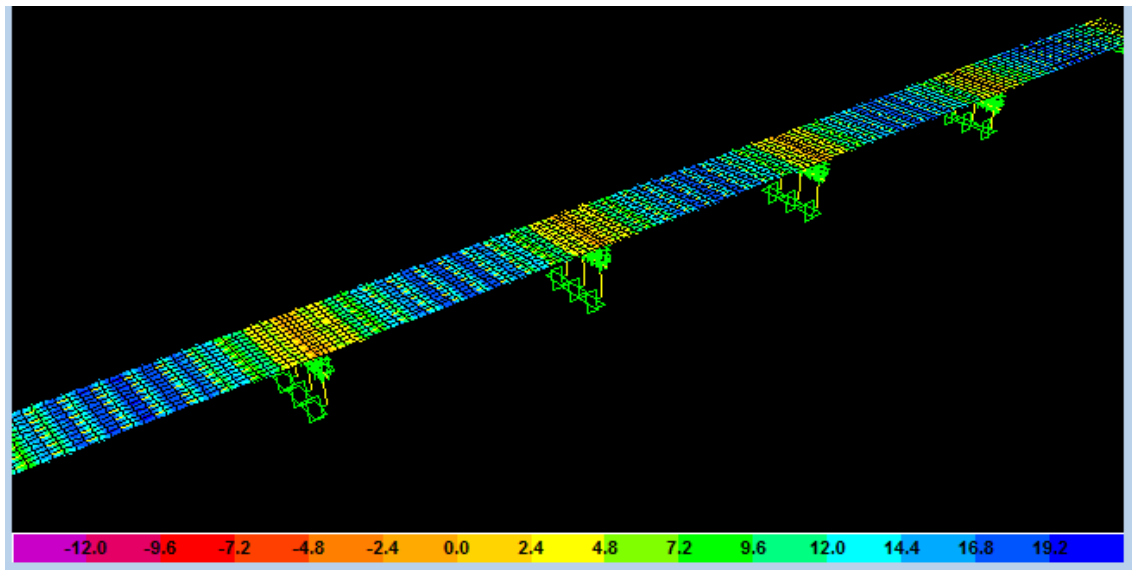


Figure 4.19 : Diagramme de moment fléchissant M22 de la dalle (de la combinaison $G+Ey+0.3Ex+0.3Ez$).

2.7. Efforts tranchant dans la dalle :

Tableau 4.23 : tableau résumant l'effort tranchant de la dalle pour les combinaisons sismiques en (KN).

	$G+Ex+0.3Ey+0.3Ez$	$G+Ey+0.3Ex+0.3Ez$	$G+Ez+0.3Ex+0.3Ey$
F11	1232.344	1227.09	1057.52
F22	145.36	138.94	136.034

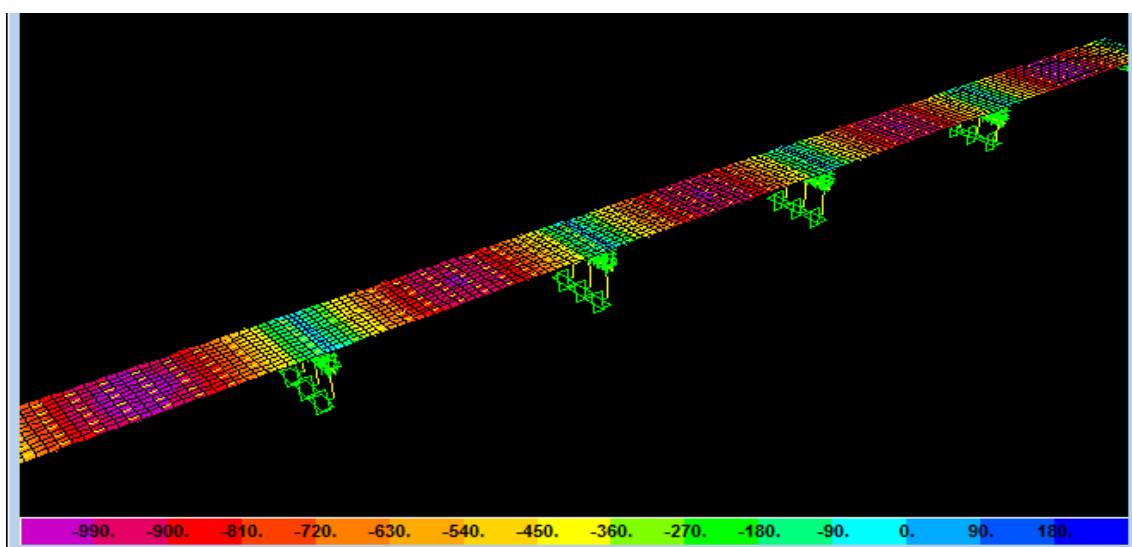


Figure 4.20 : Diagramme de l'effort tranchant F11 de la dalle (de la combinaison $G+Ex+0.3Ey+0.3Ez$).

On déduit que la combinaison sismique qui donne le moment fléchissant maximum dans la dalle est : $G+E_y+0.3E_x+0.3E_z$, et celle qui donne l'effort tranchant maximum est : $G+E_x+0.3E_y+0.3E_z$.

2.8. Moment fléchissant dans les piles :

Tableau 4.24 : tableau résumant les Moments fléchissant dans les piles en (KN.m).

Pile	$G+E_x+0.3E_y+0.3E_z$	$G+E_y+0.3E_x+0.3E_z$	$G+E_z+0.3E_x+0.3E_y$
1	134.33	408.6	138.19
2	177.92	570.314	179.81
3	173.88	556.307	175.76
4	108.04	327.52	109.97

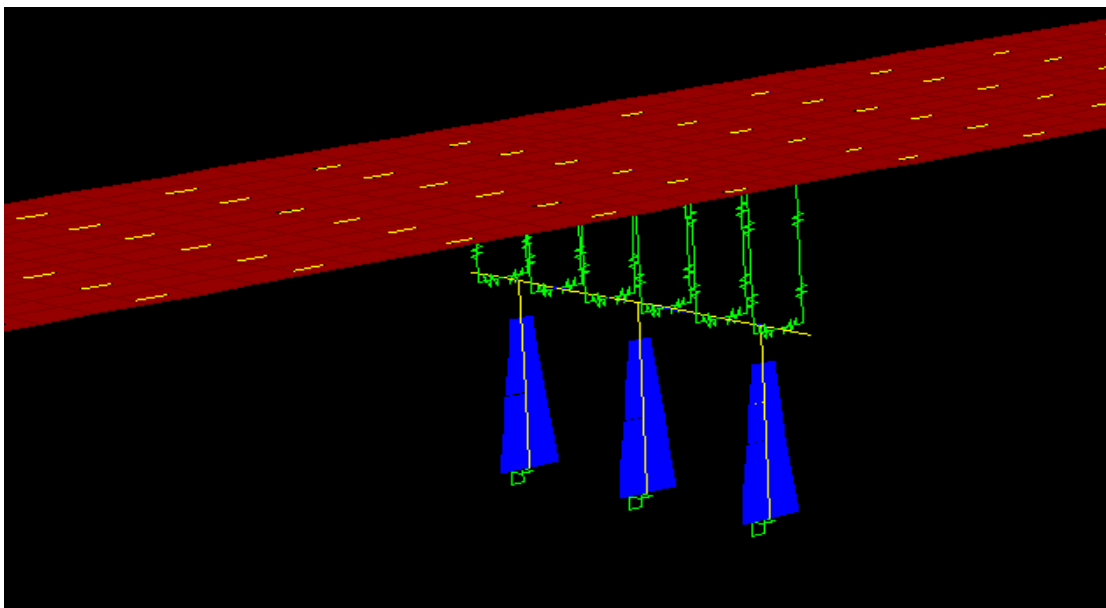


Figure 4.21 : Diagramme de moment fléchissant (moment 3-3) de la pile (de la combinaison $G+E_x+0.3E_y+0.3E_z$).

2.9. Efforts tranchant dans les piles :

Tableau 4.25 : tableau résumant l'effort tranchant dans les piles en (KN).

Pile	$G+Ex+0.3Ey+0.3Zz$	$G+Ey+0.3Ex+0.3Ez$	$G+Ez+0.3Ex+0.3Ey$
1	74.888	207.103	76.515
2	83.517	262.181	84.847
3	83.64	244.51	84.994
4	173.88	531.93	475.76

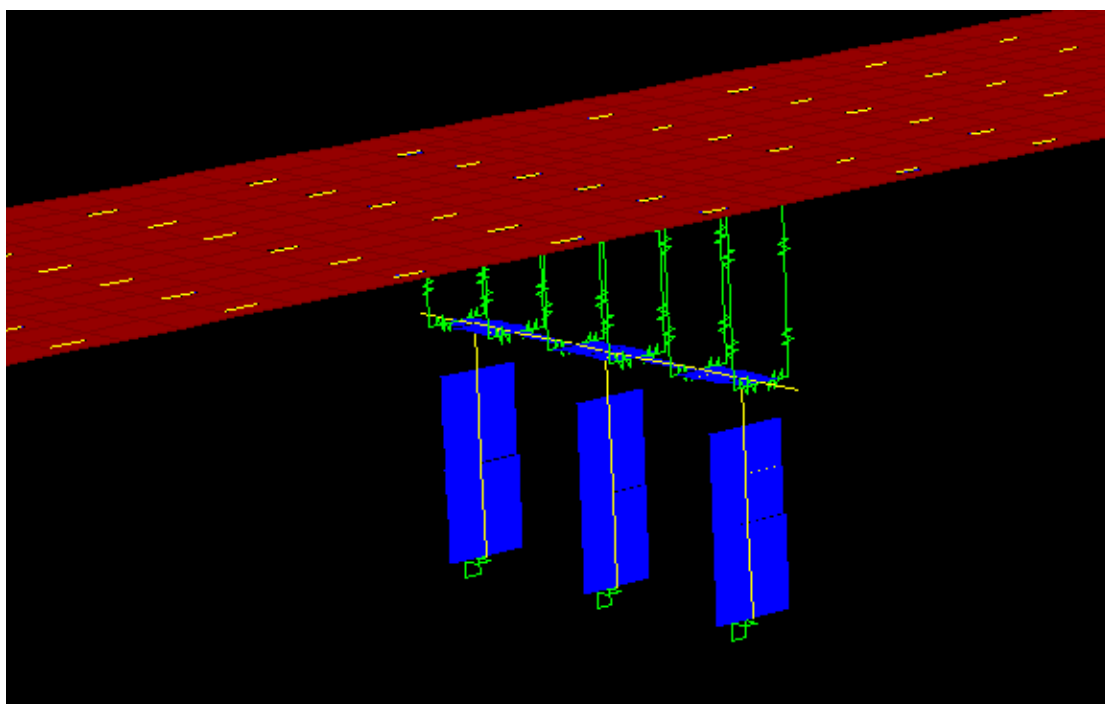


Figure 4.22 : Diagramme de l'effort tranchant V3 de la pile (de la combinaison $G+Ex+0.3Ey+0.3Ez$).

D'après les résultats obtenus par le SAP2000 et résumés dans les tableaux (4.24) et (4.25), on déduit que le moment fléchissant et l'effort tranchant maximum sont donnés par la combinaison sismique : $G+Ey+0.3Ex+0.3Ez$.

2.10. Tableaux Comparatifs :

A travers nos études statique et dynamique du pont, on résume les résultats des combinaisons les plus défavorables pour les deux efforts internes moments fléchissant et

efforts tranchant, dans l'ELU et l'ELS concernant l'état statique, comme représenté si dessous :

Tableau 4.26 : Comparaison des combinaisons plus défavorables de Moment fléchissant au niveau des poutres en (KN.m).

	Combinaisons Plus défavorables	Valeurs
Etude Statique (ELU)	1.35G+1.5Q+1.6Bc excentrée	7616.62
Etude Dynamique	G+Ez+0.3Ey+0.3Ex	4229.22

Tableau 4.27 : Comparaison des combinaisons plus défavorables de l'effort tranchant au niveau des poutres en (KN).

	Combinaisons Plus défavorables	Valeurs
Etude Statique (ELU)	1.35G+1.5Q+1.6Bc excentrée	1043.4
Etude Dynamique	G+Ez+0.3Ey+0.3Ex	539.44

Tableau 4.28 : Comparaison des combinaisons plus défavorables de moment fléchissant au niveau de la dalle en (KN.m).

	Combinaisons Plus défavorables	Valeurs
Etude Statique (ELU)	1.35G+1.5Q+1.6Bc excentrée	90.48
Etude Dynamique	G+Ey+0.3Ex+0.3Ez	81.10

Tableau 4.29 : Comparaison des combinaisons plus défavorables de l'effort tranchant au niveau de la dalle en (KN).

	Combinaisons Plus défavorables	Valeurs
Etude Statique (ELU)	1.35G+1.5Q+1.6Bc excentrée	1895.76
Etude Dynamique	G+Ex+0.3Ey+0.3Ez	1232.34

3. CONCLUSION :

L'étude Statique donne des résultats plus défavorables par rapport à l'étude dynamique, du fait que le pont situé en zone de faible sismicité.

1. INTRODUCTION :

Les appareils d'appui sont des éléments importants de la structure et non des équipements pour lesquels il existe une notion d'usure et de durabilité inférieure à celle de l'ouvrage et que l'on considère alors comme de la matière consommable. A ce titre, on se doit d'apporter tout le soin nécessaire à leur choix, leur qualité, leur conception et leur mise en œuvre. D'autant que le coût du produit lui-même est sans commune mesure avec celui des opérations d'interventions pour soulever la structure, remplacer un appareil déficient et/ou réparer des bossages : un rapport de 1 à 50 est considéré comme un minimum. Leur rôle est de Transmettre les charges du tablier aux piles et aux culées et en même temps ils doivent assurer les mouvements du tablier. [9]



Figure 5.1 : exemple d'un appareil d'appui. [9]

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons qu'on va indiquer ci-dessous :

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.
- Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

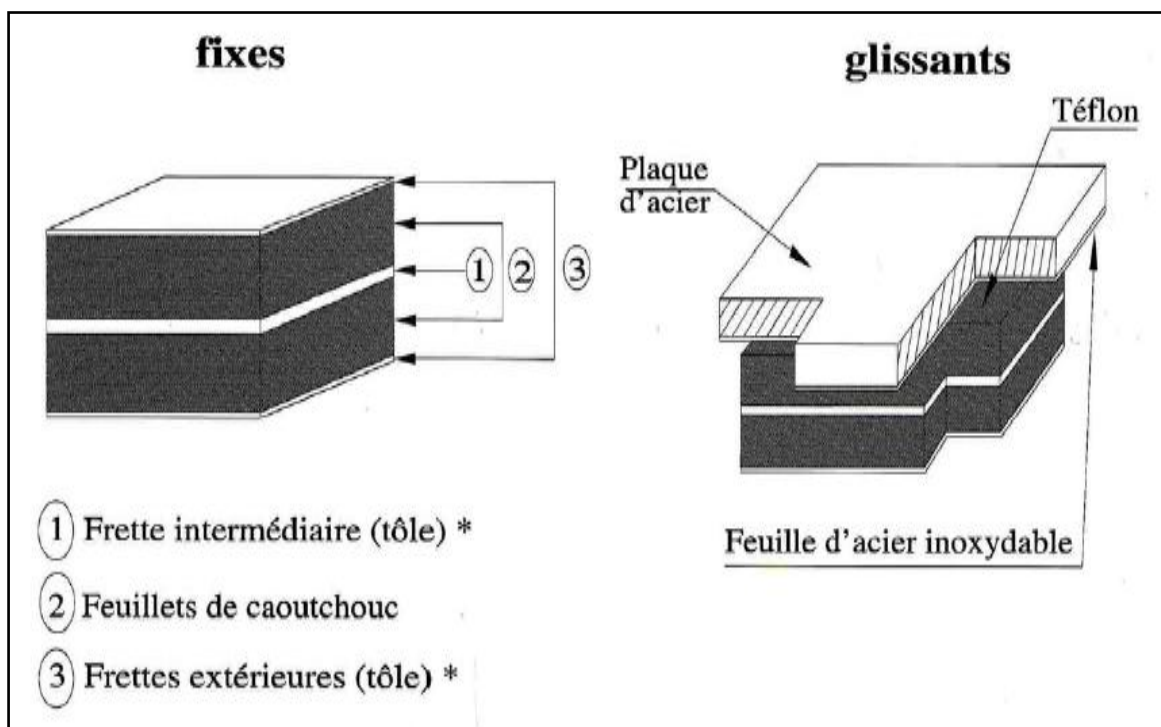


Figure 5.2 : Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

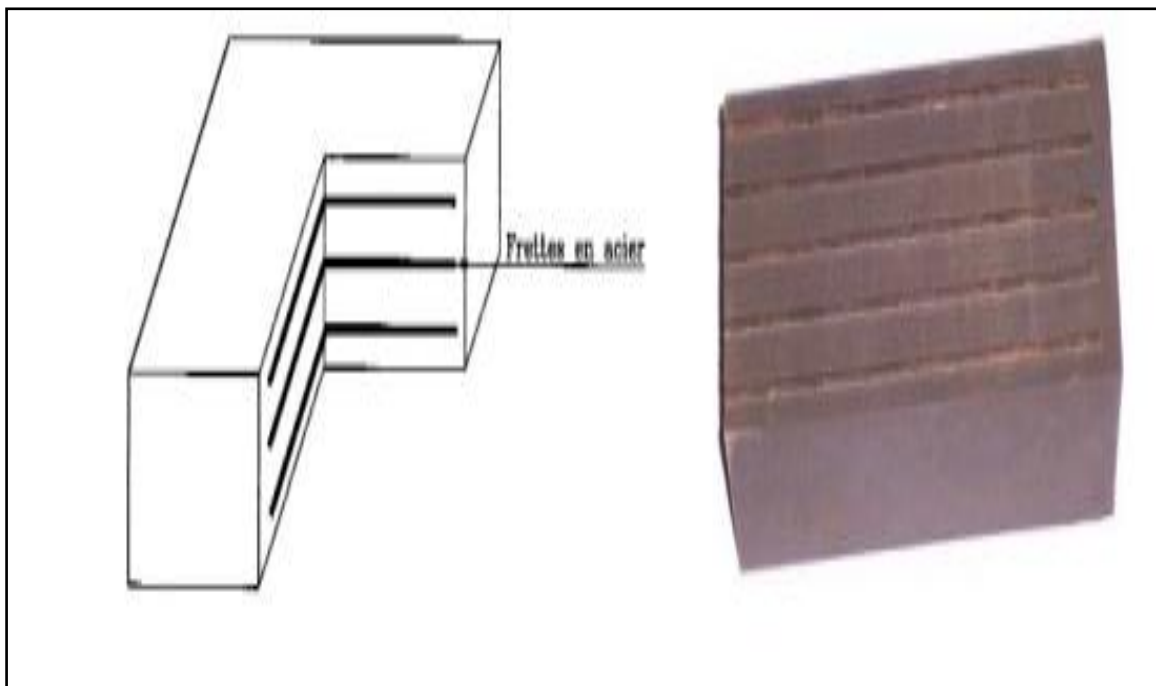


Figure 5.3 : Photo d'un appareil d'appuis en élastomère fretté. [9]

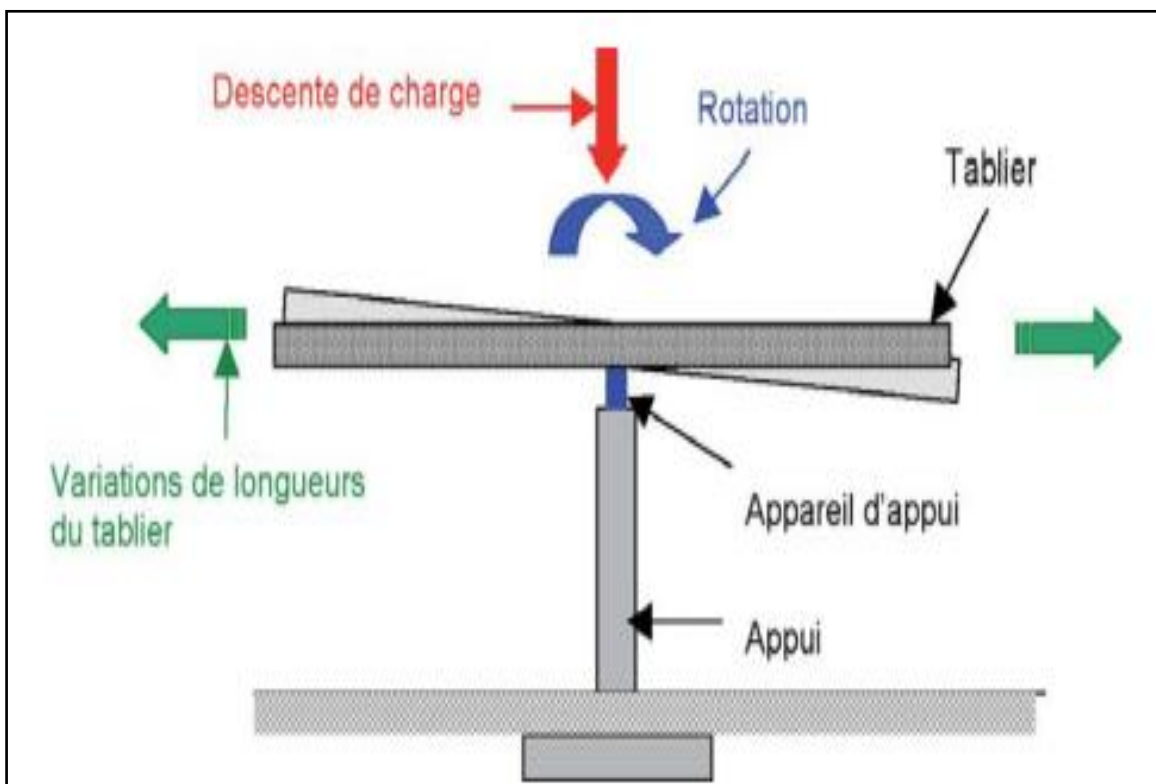


Figure 5.4 : Fonction d'un appareil d'appuis (document STARES)

2. VERIFICATION DE L'APPAREIL D'APPUI :

Pour la vérification de l'appareil, il faut établir la répartition des efforts Horizontaux, cette dernière, au niveau des appareils d'appuis, se fera avec l'influence des déformations des appuis.

2.1. La répartition des efforts horizontaux :

a) Les efforts horizontaux dus à des charges dynamiques:

Freinage, vent, séisme sont exercés sur le tablier et transmis aux différents appuis, la répartition de ces efforts se fait selon les rigidités des différents appuis. [3], [9]

$$H_i = \frac{K_i \times H}{\sum K_i}$$

H : effort horizontal

K_i : rigidité de l'appui

❖ **Freinage** : $H_{bc} = 30t$ (le freinage le plus défavorable est celui de Bc)

❖ **Vent** : $H_v = f \cdot q \cdot h \cdot L$

Avec :

$f = 1/2$: en phase de chantier et $2/3$ pour le reste

q : pression du vent = $0.25t/m^2$

h : longueur du tablier (poutre + dalle) = $1,85m$

L : longueur du tablier : $167m$

H_v : $61.47KN$: en phase de chantier et $81.96KN$ pour le reste.

❖ **Séisme** : $H_s = 63,78KN$

b) efforts dus à des charges statiques :

De même, les déformations lentes du tablier (**retrait, fluage, température**) provoquant des déplacements en tête des appuis et par conséquence des efforts horizontaux, leur déplacement dépend de la position du point fixe. [3], [9]

$$H_i = \delta_i \cdot K_i$$

Avec :

$$\delta_i = \varepsilon_T \cdot (x_i - x)$$

δ_j : Déformation de l'appui (i)

ε_T : Déformation totale du tablier

$$\delta_i = \delta_1 + \delta_2 = \frac{T_i}{n \times G \times A_i} + \frac{h_i^3}{3 \times E \times I_i}$$

Avec :

K_i : Rigidité du $i^{\text{ème}}$ appui $\Rightarrow K_i = 1/ \delta_i$

T_j : Epaisseur de l'élastomère

A_i : Surface de l'élastomère

G : Module du cisaillement

I_i : Moment d'inertie de l'appui (la pile)

h : Hauteur de l'appui

n : Nombre de poutres sur l'appui.

C) Variation linéaire du tablier :

Elle est due essentiellement au retrait, fluage et à la température. Ils provoquent des déplacements en tête des appuis et par conséquent des efforts horizontaux ; leur répartition dépend de la **position du point fixe**.

❖ *Retrait* : [3], [9]

On suppose 60% du retrait sera effectué avant la pose des poutres.

$$\Delta L_r = - \frac{(100 - 60)}{100} \times L \times \varepsilon_r$$

Avec :

L : Longueur de la travée = 167m

$$\varepsilon_r = 25 \times 10^{-5}$$

$$\Delta L_r = - 16,7 \text{ mm}$$

❖ *Fluage* : [3], [9]

On suppose que 40% du fluage sera effectué avant la pose des poutres. On admet que le fluage total est '2.5 fois' la déformation élastique.

$$\Delta L_r = - \frac{(100 - 40)}{100} \times 2.5 \times \frac{\sigma_m}{E_{ij}} \times L$$

Avec :

σ_m : Contrainte de compression de la fibre neutre du tablier = 65Kg/cm²

$$E_U : \text{Module d'élasticité instantanées} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 3.5981 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta L_f = -0.6 \times 2.5 \times \frac{65}{3.598 \times 10^5} \times 167$$

$$AL_f = -45,25 \text{ mm}$$

❖ *Température : [3], [9]*

$$\text{Longue durée : } \Delta L_t = \pm 25 \times 10^{-5} L = \pm 41,75 \text{ mm}$$

$$\text{Courte durée : } \Delta L_t = \pm 35 \times 10^{-5} L = \pm 58,45 \text{ mm}$$

- **Total variation linéaire :**

$$\Delta L_T = AL_f + AL_f + AL_t$$

- **Longue durée :**

$$\Delta L_{\min} = -16,7 - 45,25 - 41,75 = -103,7 \text{ mm}$$

$$\Delta L_{\max} = -16,7 - 45,25 + 41,75 = -20,2 \text{ mm}$$

$$\Delta L_{\max} = \mathbf{41,75 \text{ mm}}$$

- **Courte durée :**

$$\Delta L_{\min} = -16,7 - 45,25 - 58,45 = -120,4 \text{ mm}$$

$$\Delta L_{\max} = -16,7 - 45,25 + 58,45 = -3,5 \text{ mm}$$

$$\Delta L_{\max} = \mathbf{58,45 \text{ mm}}$$

d) Evaluation du point fixe:

Pour les forces dues à des variations linéaires, il nous faut déterminer le point fixe (**centre élastique**), à partir duquel les déplacements horizontaux sont nuls.

Soit X, l'abscisse du point fixe, et 'K' la rigidité de l'appui 'i' ; si 'δ_i' désigne le déplacement du point d'abscisse alors : δ_{x_i} est proportionnel à (x-x_i)

La force : F=K_i. δ_i, en écrivant :

$$\sum_i n = 1^{f_{i=0}} \Rightarrow x = \frac{\sum (K_i \times X_i)}{\sum K_i}$$

$$T_1 = T_2 = T_3 = T_4 = T_5 = T_6 = 0.06 \text{ m}$$

(Hauteur nette de l'élastomère)

$$A_1 = A_2 = A_3 = A_4 = A_5 = A_6 = 0.12 \text{ m}^2 \quad (\text{Surface de l'élastomère})$$

- **Moment d'inertie de la pile :**

Moment d'inertie d'un fut est : $I_f = \frac{\pi \times D^4}{32}$

Donc le moment d'inertie de la pile est comme suit : $I = 3 \times I_f$

D'où :

D : Diamètre de la pile = 1,1 m

π : 3,14

$$I_f = 0.143 \text{ m}^4$$

$$I = 4 \times 0,143 = 0,429 \text{ m}^4$$

Soit:

$\delta_i = \delta_{1i} + \delta_{2i} + \delta_{3i}$ (Déplacement de l'i^{ème} appuis)

δ_{1i} : Déplacement du à l'élastomère

δ_{2i} : Déplacement du à l'appui

δ_{3i} : déplacement du à la fondation

Remarque :

Le déplacement de la fondation est négligé par rapport aux deux autres déplacements ($\delta_{3i} = 0$)

❖ **Chargement statique : [9]**

$$G = 80 \text{ t/m}^2$$

$$\delta_{1i} = \frac{T_i}{n \times G \times A_i} \quad \delta_{2i} = \frac{h^3}{3 \times EI}$$

T_1 : Epaisseur de l'élastomère = 0.06 m

A_i : Surface de l'élastomère = 0.12 m²

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 12.10 \times 10^5 \text{ t/cm}^2$$

$n = 6$: Pour la culée

$n = 12$: pour la pile intermédiaire

$$\delta_{1i} = \frac{T_i}{n \times G \times A_i} \quad \delta_{2i} = \frac{h^3}{3 \times E.I}$$

$\delta_{3i} = 0$ (Le déplacement du à l'appui (1) est nul ==> La culée est très rigide)

$$\delta_{1i} = \frac{T_i}{n \times G \times A_i} ; [9]$$

$$\delta_{11} = \delta_{16} = \frac{0,06}{6 \times 80 \times 0,12} = 1,04 \times 10^{-3} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{12} = \delta_{13} = \delta_{14} = \delta_{15} = \frac{0,06}{12 \times 80 \times 0,12} = 5,21 \times 10^{-4} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{22} = \frac{h_2^3}{3 \times E.I} = \frac{3,9^3}{3 \times 12,10 \times 10^5 \times 0,429} = 3,81 \times 10^{-5} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{23} = \frac{h_3^3}{3 \times E.I} = \frac{4,6^3}{3 \times 12,10 \times 10^5 \times 0,429} = 6,25 \times 10^{-5} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{24} = \frac{h_4^3}{3 \times E.I} = \frac{4,5^3}{3 \times 12,10 \times 10^5 \times 0,429} = 5,85 \times 10^{-5} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{25} = \frac{h_5^3}{3 \times E.I} = \frac{3,1^3}{3 \times 12,10 \times 10^5 \times 0,429} = 1,91 \times 10^{-5} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{21} = \frac{h_1^3}{3 \times E.I} = \frac{4^3}{3 \times 12,10 \times 10^5 \times 0,429} = 4,1 \times 10^{-5} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{26} = \frac{h_6^3}{3 \times E.I} = \frac{5,15^3}{3 \times 12,10 \times 10^5 \times 0,429} = 8,77 \times 10^{-5} \text{ m/t.}$$

❖ **Chargement dynamique : [9]**

$$G = 160 \text{ t/m}^2$$

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c_j}} = 35.98 \times 10^5 \text{ t/m}^2$$

Sachant que :

$n = 6$: Pour la culée

$n = 12$: pour la pile intermédiaire

$$\delta_{11} = \frac{T_i}{n \times G \times A_i} \quad \delta_{2i} = \frac{h^3}{3 \times E.I}$$

$$\delta_{11} = \delta_{16} = \frac{0,06}{6 \times 160 \times 0,12} = 5,2 \times 10^{-4} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{12} = \delta_{13} = \delta_{14} = \delta_{15} = \frac{0,06}{12 \times 160 \times 0,12} = 2,6 \times 10^{-4} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{22} = \frac{h_2^3}{3 \times E.I} = \frac{3,9^3}{3 \times 35,98 \times 10^5 \times 0,429} = 1,28 \times 10^{-5} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{23} = \frac{h_3^3}{3 \times E.I} = \frac{4,6^3}{3 \times 35,98 \times 10^5 \times 0,429} = 2,1 \times 10^{-5} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{24} = \frac{h_4^3}{3 \times E.I} = \frac{4,5^3}{3 \times 35,98 \times 10^5 \times 0,429} = 1,97 \times 10^{-5} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{25} = \frac{h_5^3}{3 \times E.I} = \frac{3,1^3}{3 \times 35,98 \times 10^5 \times 0,429} = 1,13 \times 10^{-5} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{21} = \frac{h_1^3}{3 \times E.I} = \frac{4^3}{3 \times 35,98 \times 10^5 \times 0,429} = 1,38 \times 10^{-5} \text{ m/t.}$$

$$\delta_{26} = \frac{h_6^3}{3 \times E.I} = \frac{5,5^3}{3 \times 35,98 \times 10^5 \times 0,429} = 2,95 \times 10^{-5} \text{ m/t.}$$

On va résumée les valeurs des déplacements et les rigidités dans les tableaux suivantes (voir tableau.5.1 et tableau.5.2)

Tableau.5.1. tableau récapitulatif des déplacements

X_i	$\delta_{1i} (10^{-5} \text{ m/t})$		$\delta_{2i} (10^{-5} \text{ m/t})$		$\delta_i (10^{-5} \text{ m/t})$	
	Lent	Inst	Lent	Inst	Lent	Inst
0	0.0104	0.52	4.1	1.38	4.11	1.9
33.4	0.521	0.26	3.81	1.28	4.331	1.54
66.8	0.521	0.26	6.25	2.1	6.771	2.36
100.2	0.521	0.26	5.85	1.97	6.371	2.23
133.6	0.521	0.26	1.91	1.13	2.431	1.39
167	0.0104	0.52	8.77	2.95	8.78	3.47

Tableau.5.2. tableau récapitulatif des rigidités

$K_i = 1/\delta_i (10^5)$		$X_i \cdot K_i (10^5 \text{ m/t})$		$H_i (\%) \frac{K_i}{\sum K_i}$	
Lent	Inst	Lent	Inst	Lent	Inst
0.24	0.52	0	0	15.6	14.56
0.231	0.65	7.71	21.71	15	18.20
0.147	0.42	9.82	28.05	9.5	11.76
0.156	0.45	15.63	45.09	10.1	12.60
0.41	0.72	54.77	96.19	26.7	20.16
0.11	0.29	18.37	48.43	07.1	8.12
0.24	0.52	40.08	86.84	15.6	14.56

Donc le centre élastique (point fixe) : $x = \frac{\sum(K_i \cdot X_i)}{\sum K_i} = \frac{326.31}{3.57} = 91.40\text{m}$

E) Efforts horizontaux dans les appuis :

• Variation linéaire du tablier : [3], [9]

$$\Delta L_i = \Delta L_t \times \frac{x}{L_t} \quad (x : \text{le point fixe pour chaque appui}) ;$$

$$\Delta L_t = \Delta L_{min} = 120.4\text{mm}$$

$$H_{vl} = \frac{n \times G \times A_i \times \Delta L_i}{T_i}$$

$$G = 80\text{t/m}^2$$

T_i : Epaisseur de l'élastomère = 0.06m

A_i : Surface de l'élastomère = 0.12m²

n : Nombre d'appuis par appui

$n = 6$: Pour la culée (appuis 1 et 6)

$n = 12$: pour la pile intermédiaire (appuis 2,3,4,5)

$$L_t = 33.4 \times 5 = 167 \text{ m}$$

- **Evaluation du point fixe**

C'est le point de déplacement horizontal nul. C'est a partir de ce point que les allongements et les raccourcissements se produisent (voir figure.5.5.) :

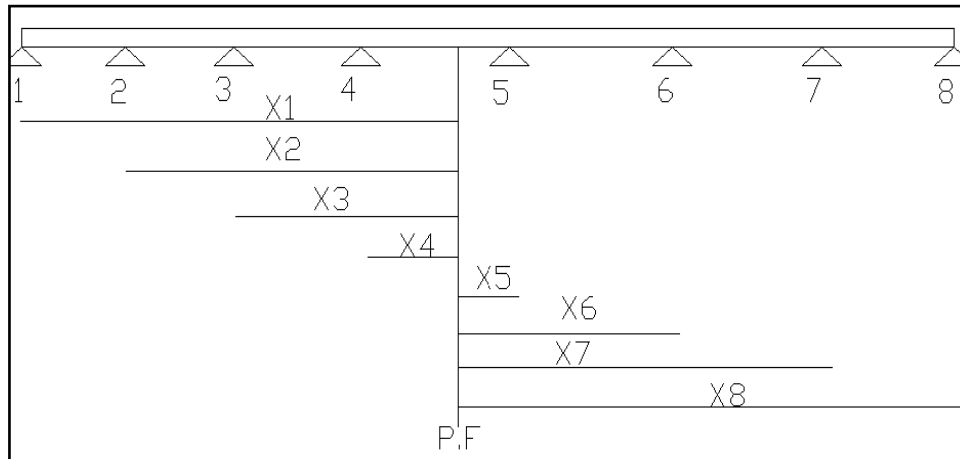


Figure 5.5 : schéma présente la position du point fixe [10]

$$X_1 = \text{P.F.} = 91.4\text{m} ;$$

$$X_2 = 58\text{m} \text{ (P.F- la longueur du travée)} ;$$

$$X_3 = 24.6\text{m} ;$$

$$X_4 = 8.8\text{m} ;$$

$$X_5 = 42.2\text{m} ;$$

$$X_6 = 75.6\text{m} ;$$

Tableau 5.3 : les valeurs des efforts $H_{vl}(t)$

Appuis	1	2	3	4	5	6
$\Delta L_i \times 10^{-3}$	29.6	25.82	17.74	6.34	23.79	27.81
$H_{vl}(t)$	63.25	80.29	34.06	12.17	58.41	104.69

a- force de freinage : [3], [9]

La formule qui détermine la force de freinage :

$$H_f = H_{bc} \frac{K_i}{\sum K_i} \quad \text{Avec} \quad H_{bc} = 30 \text{ t}$$

Tableau.5.4 : tableau résumant la force de freinage.

Appui	1	2	3	4	5	6
H _f (t)	4.35	5.46	3.51	3.78	6.048	2.43

b- Séisme :**Tableau.5.5 : tableau résumant l'effort sismique.**

Appui	1	2	3	4	5	6
H _S (KN)	276.367	224.287	262.181	261.778	229.581	277.202

3. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS :**3.1. Variation linéaire du tablier : [3]**

On doit avoir : $\frac{\Delta L_i}{T_i} < 0.5$

Tableau.5.6 : tableau résumant la variation linière du tablier

Appui	1	2	3	4	5	6
$\frac{\Delta L_i}{T_i}$	0.493	0.43	0.29	0.105	0.39	0.46

3.2. Variation linéaire +freinage : [3]

$$\Delta L_F = \frac{H_f \times T_i}{n \times G \times A_i} \longrightarrow \frac{\Delta L_f}{T_i} = \frac{H_f}{n \times G \times A_i}$$

$$\frac{\Delta L_{f1}}{T_1} = \frac{4.35}{6 \times 160 \times 0.12} = 0.037$$

$$\frac{\Delta Lf2}{T2} = \frac{5.46}{12 \times 160 \times 0.12} = 0.0236$$

$$\frac{\Delta Lf3}{T3} = \frac{3.51}{12 \times 160 \times 0.12} = 0.0152$$

$$\frac{\Delta Lf4}{T4} = \frac{3.78}{12 \times 160 \times 0.12} = 0.0164$$

$$\frac{\Delta Lf5}{T5} = \frac{6.048}{12 \times 160 \times 0.12} = 0.0262$$

$$\frac{\Delta Lf6}{T6} = \frac{2.43}{6 \times 160 \times 0.12} = 0.0211$$

Condition admissible $\implies \frac{\Delta Li}{Ti} + \frac{\Delta Lfi}{Ti} < 0.7$

Tableau.5.7 : tableau résumant la Variation linéaire +freinage.

Appui	1	2	3	4	5	6
$\frac{\Delta Li}{Ti} + \frac{\Delta Lfi}{Ti}$	0.53	0.45	0.31	0.121	0.416	0.48

C- Variation linéaire + freinage + séisme : [3]

$$\Delta Ls = \frac{Hs \times Ti}{n \times G \times Ai} \implies \frac{\Delta Ls}{Ti} = \frac{Hs}{n \times G \times Ai}$$

$$\frac{\Delta Ls1}{T1} = \frac{\Delta Ls6}{T6} = \frac{27.72}{6 \times 160 \times 0.12} = 0.240$$

$$\frac{\Delta Ls2}{T2} = \frac{22.43}{12 \times 160 \times 0.12} = 0.097$$

$$\frac{\Delta Ls3}{T3} = \frac{26.22}{12 \times 160 \times 0.12} = 0.114$$

$$\frac{\Delta Ls4}{T4} = \frac{26.17}{12 \times 160 \times 0.12} = 0.113$$

$$\frac{\Delta Ls5}{T5} = \frac{22.96}{12 \times 160 \times 0.12} = 0.099$$

Condition admissible $\implies \left[\frac{\Delta Li}{Ti} + \frac{\Delta Lfi}{Ti} + \frac{\Delta Lsi}{Ti} \right] \leq 1.3$

Tableau.5.8 : tableau résumant la Variation linéaire + freinage + séisme

Appui	1	2	3	4	5	6
$\frac{\Delta Li}{Ti} + \frac{\Delta Lfi}{Ti} + \frac{\Delta Lsi}{Ti}$	0.77	0.547	0.424	0.234	0.515	0.72

- **Vérification sous charge verticale (résistance à la compression) :** [3], [9]

On doit vérifier que : $\tau_n = \frac{1.5\sigma_m}{\beta} \leq 3G$

Avec : $\sigma_m = \frac{N}{a \times b} = \frac{1023.43 \times 100}{1200} = 85.28 \text{ Kg/cm}^2$

$$\beta = \frac{a \times b}{(a+b)2 \times t} = \frac{400 \times 300}{(400+300)2 \times 12} = 7.142$$

D'où $G=8\text{Kg/cm}^2$: module d'élasticité transversale du néoprène

$$\tau_n = \frac{1.5 \times 85.28}{7.142} = 7.92 < 3 \times 8 = 24\text{Kg/cm}^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

- **Condition de non glissement :** [3], [9]

On vérifiera : $H < f.N$

Ou :

H : est l'effort horizontale (freinage) = **60.48KN**

N : est l'effort de compression vertical=**1043.43KN**

f : est le coefficient de frottement

f a pour expression : $f=0.1+0.6/\sigma_m$

$$f=0.1+0.6/85.28=0.107$$

$60.48 < 0.107 \times 1043.43 = 111.64\text{KN} \implies \text{condition vérifiée}$

- **Sécurité au flambement :** [3], [9]

On doit vérifier : $\gamma_s \cdot P_u < P_c$

Avec :

$\gamma_s = 3$: Coefficient partiel de sécurité

P_u : Valeur maximal des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime

P_c : La charge critique de l'appareil d'appui est donnée par la formule suivante :

$$P_c = 4GBS^2d/h$$

B : Aire nominale en plan de l'appui ($B=a \times b$)

d : Somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère

h : Hauteur totale de l'appareil d'appui

G : Module de cisaillement

$$\mathbf{S} : \text{Facteur de forme } S = \frac{a \times b}{(a+b).2t} = 7.14$$

$$P_c = 4 \times 1.6 \times 0.12 \times 7.14^2 \times \frac{0.0145}{0.06}$$

$$\mathbf{P_c = 9.46MN}$$

$$3 \times 1.023 < 9.46$$

3.07 < 9.46 \implies **condition vérifié**

- **Limitation de distorsion** : [3], [9]

$$P = \frac{P_u}{P_c} = \frac{1.023}{9.46} = 0.108$$

$$\circ \mathbf{P < 0.25}$$

$$\delta_0 = \frac{c}{T} ; \text{ borne par } [0.7 < \delta_0 < 2]$$

Avec :

c : Diamètres pour un appui circulaire ; petit côté pour un appui rectangulaire (**c=0.3m**)

T : Epaisseur totale d'élastomère (**T=0.06m**)

$$\delta_0 = \frac{0.3}{0.06} = 5$$

$$\delta_0 = 2$$

$$\delta = \frac{D}{T}$$

Avec:

D : Déplacement max en tête de l'appareil d'appui (**D=0.033m**)

T : Epaisseur totale d'élastomère (**T=0.06m**)

$$\delta = \frac{0.033}{0.06} = 0.55$$

Condition qui doit être vérifiée est :

$$\delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)$$

0.55 \leq 5.9 \implies **condition vérifiée.**

4. CONCLUSION :

Ce chapitre a été consacré à l'étude des appareils d'appuis où on a commencé par leur Prédimensionnement ensuite la vérification, où on remarque que toutes les conditions sont bonnes.

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur, et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

L'objectif de notre travail, est de faire une étude statique et dynamique du pont, et faire la comparaison entre les résultats obtenus pour les deux cas d'étude, afin de mieux savoir celle-ci qui donne des résultats plus défavorables.

Dans la phase de conception, nous avons commencé par un prédimensionnement de différents éléments structuraux que nous avons besoin dans l'étude : dalle, cheville, appareil d'appui, poutre en I à mi-travée et en T aux appuis et autres. Par suite, nous avons passé à l'étude des charges et surcharges appliqués sur le pont selon les normes et les réglementations.

L'utilisation de logiciel SAP2000 nous a permis de déterminer les différentes sollicitations (les moments fléchissant et les efforts tranchants) pour les deux cas d'étude. Dont, nous avons introduit séparément les résultats pour les deux modèles concernés.

Dans ce cadre, les moments fléchissant et efforts tranchant dans l'étude statique ont été faites pour les combinaisons des surcharges, à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS), mais pour l'étude dynamique, ces efforts internes concernent uniquement les combinaisons sismiques (charge permanente plus les actions sismiques).

La modélisation par SAP2000, nous a permis non uniquement de tirer les résultats des efforts internes, mai aussi de vérifier l'appareil d'appui utilisé pour les conditions données.

Les résultats obtenus à partir de l'étude statique et dynamique du pont montrent que :

-Les conditions de RPOA concernant l'analyse modale sont vérifiées à partir du mode 8 suivant X, en mode 24 suivant Y et en mode 25 suivant Z.

-Les sollicitations déterminées à partir de l'étude statique sont plus défavorables par rapport à l'étude dynamique spectrale du fait que le pont est situé dans une zone de faible sismicité.

A l'issue de cette étude, nous avons eu l'occasion de travailler avec le nouveau règlement parasismique Algérien RPOA, qui a été introduit dans le calcul des ouvrages d'Art récemment, et avons mis en application certains règlements de construction de Génie Civil tels que : le B.P.E.L, le B.A.E.L, le guide technique S.E.T.R.A et le fascicule français 61-titre II- et sur lesquels nous avons compté les vérifications de calculs.

Enfin, l'élaboration de ce modeste travail a été bénéfique pour nous, et nous a apporté de nouvelles connaissances telles que la modélisation sur SAP2000 et Auto Cad, et nous a ouvert les portes du monde professionnel, et nous espérons qu'il guide les futurs ingénieurs dans leurs formations.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] : **NACOULMA .R (2010)**, Etude d'un échangeur : pont à poutre en béton précontraint, projet de fin d'étude sous la direction de M.N. Boumechra et M. Cherif Benmoussa, département de génie civil, Faculté de l'ingénieur, université A. Belkaid, Tlemcen (Algérie).

[2] : **[http:// Map.google.fr/map](http://Map.google.fr/map)** consulté le 07/03/2013.

[3] : **CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE (2008)**, RPOA 2010, Algérie.

[4] : **ZEMMIT .A et ZIOUCHE .M (2009)**, Etude d'un pont sur l'autoroute Est-Ouest, projet de fin d'étude sous la direction de M.D. Zendagui et M.H. Benyaakoub, département de génie civil, Faculté de l'ingénieur, université A. Belkaid, Tlemcen (Algérie).

[5] : **GEORGES .D (1991)**, Calcul pratique du béton armé, Règle B.A.E.L 91.

[6] : **FASCICULE 61 TITRE II, CPC.**

[7] : **REGLES BPEL 91 (DTU P18-703) (Avril 1992)**, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint selon les méthodes des états limites.

[8] : **COURS BETON ARME ET PRECONTRAIANT ET COURS DE ROUTE:** Université Abou Bakr Belkaid –TLEMCCEN-

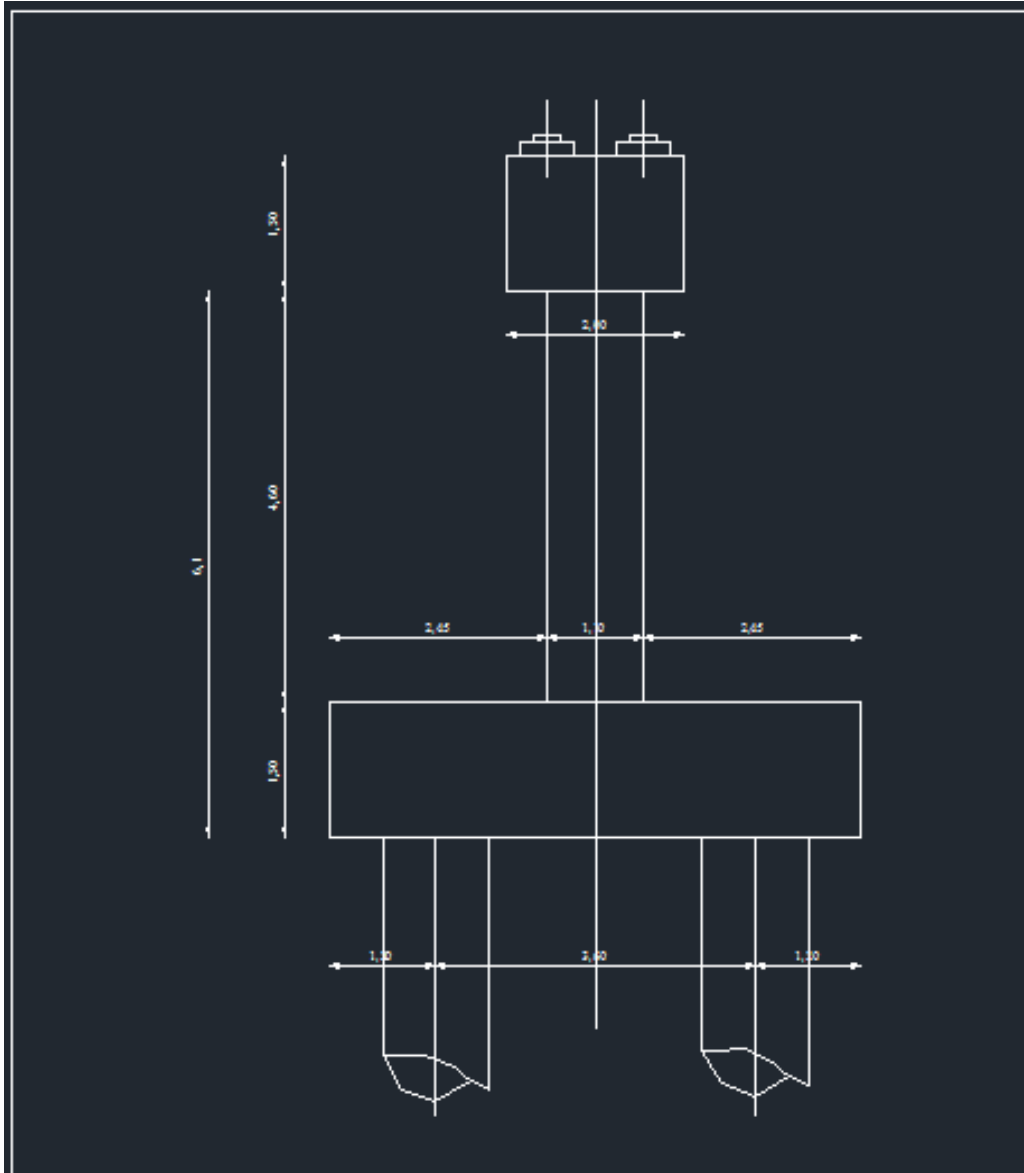
[9] : **DOCUMENT S.E.T.R.A (1992)**, Equipement des tabliers.

[10] : **MEMOIRES POUR PONT ROUTIER :** Université Abou Bakr Belkaid – TLEMCCEN-

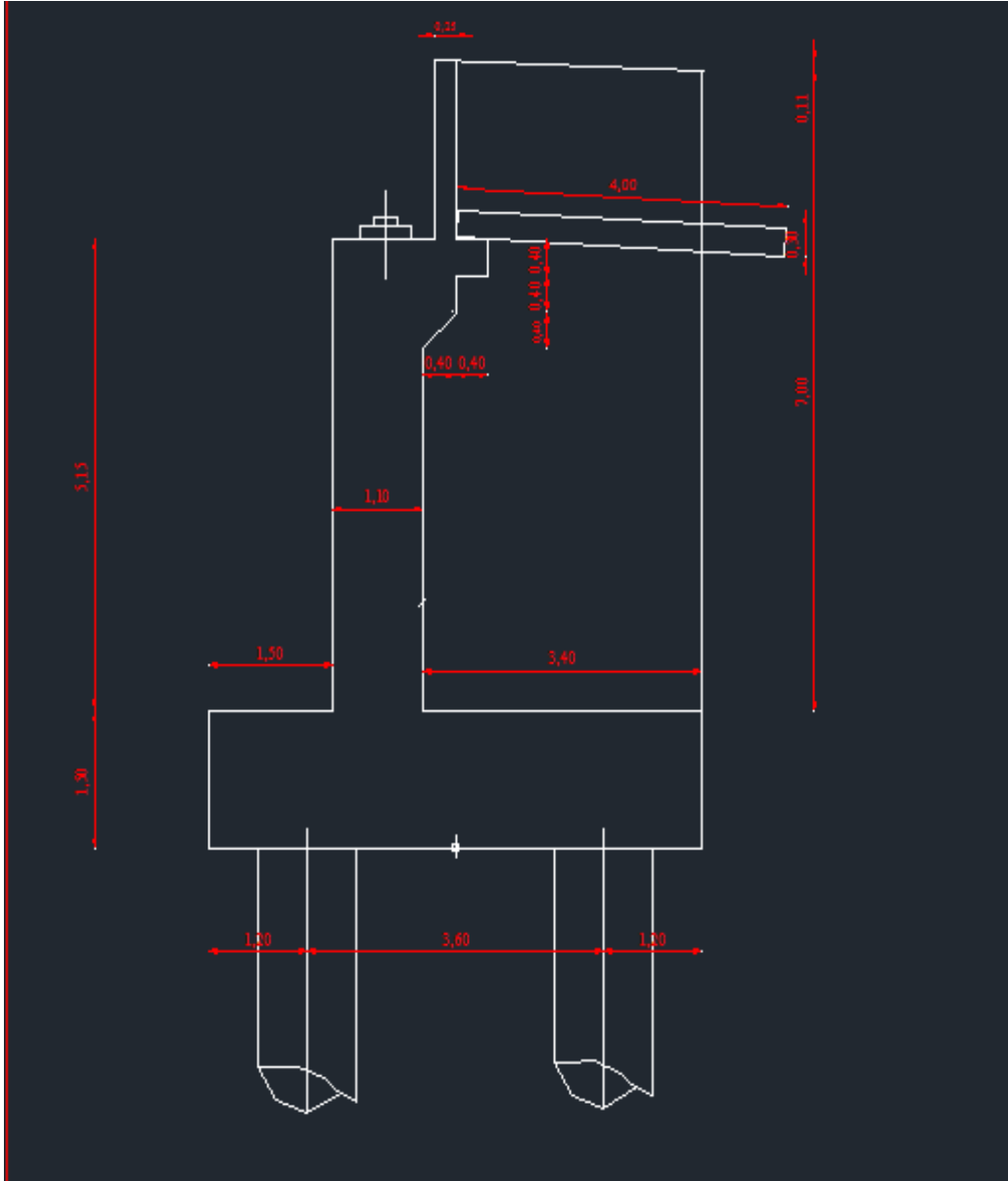
LOGICIELS :

SAP2000.

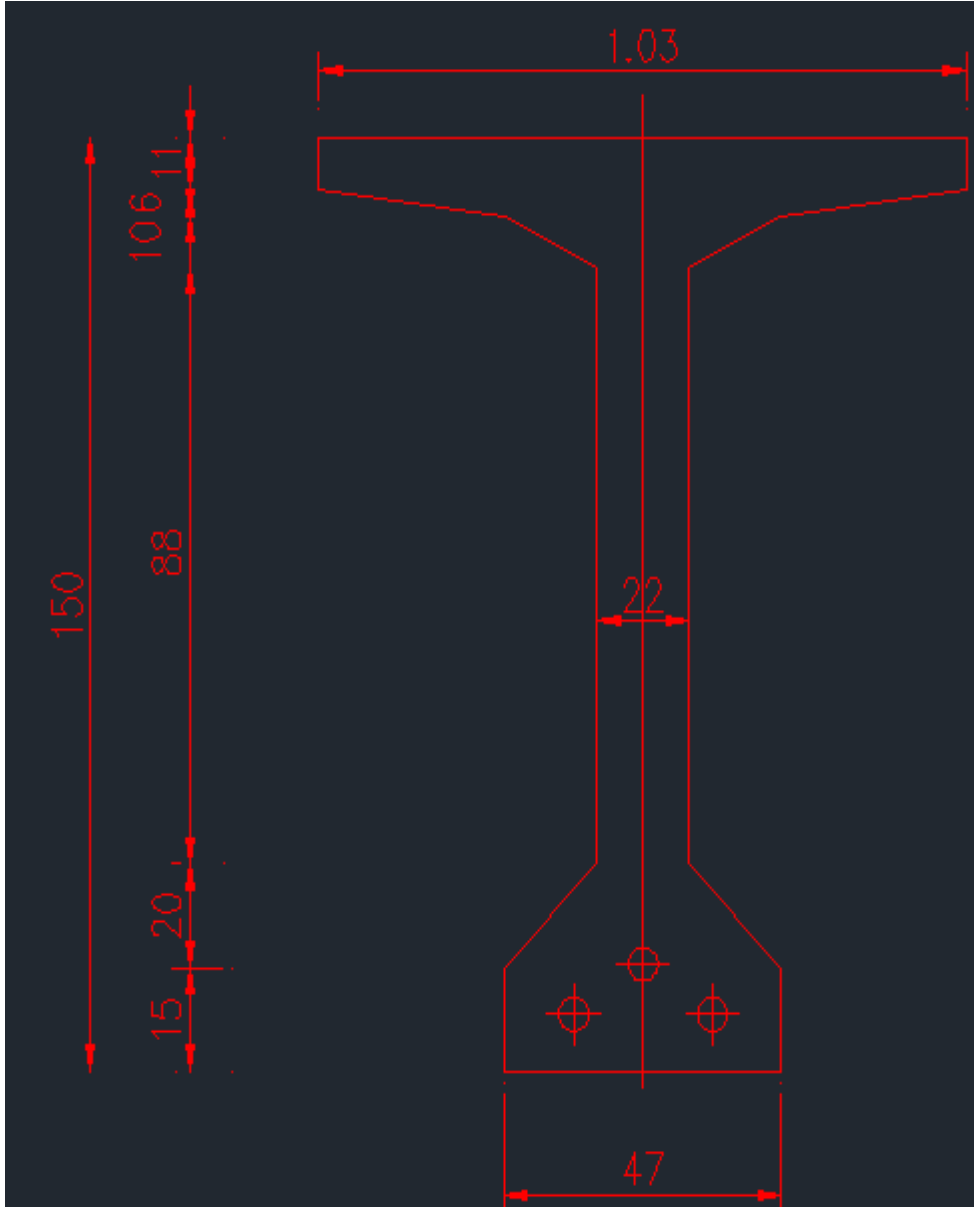
AUTO CAD 2008 : Dessin.



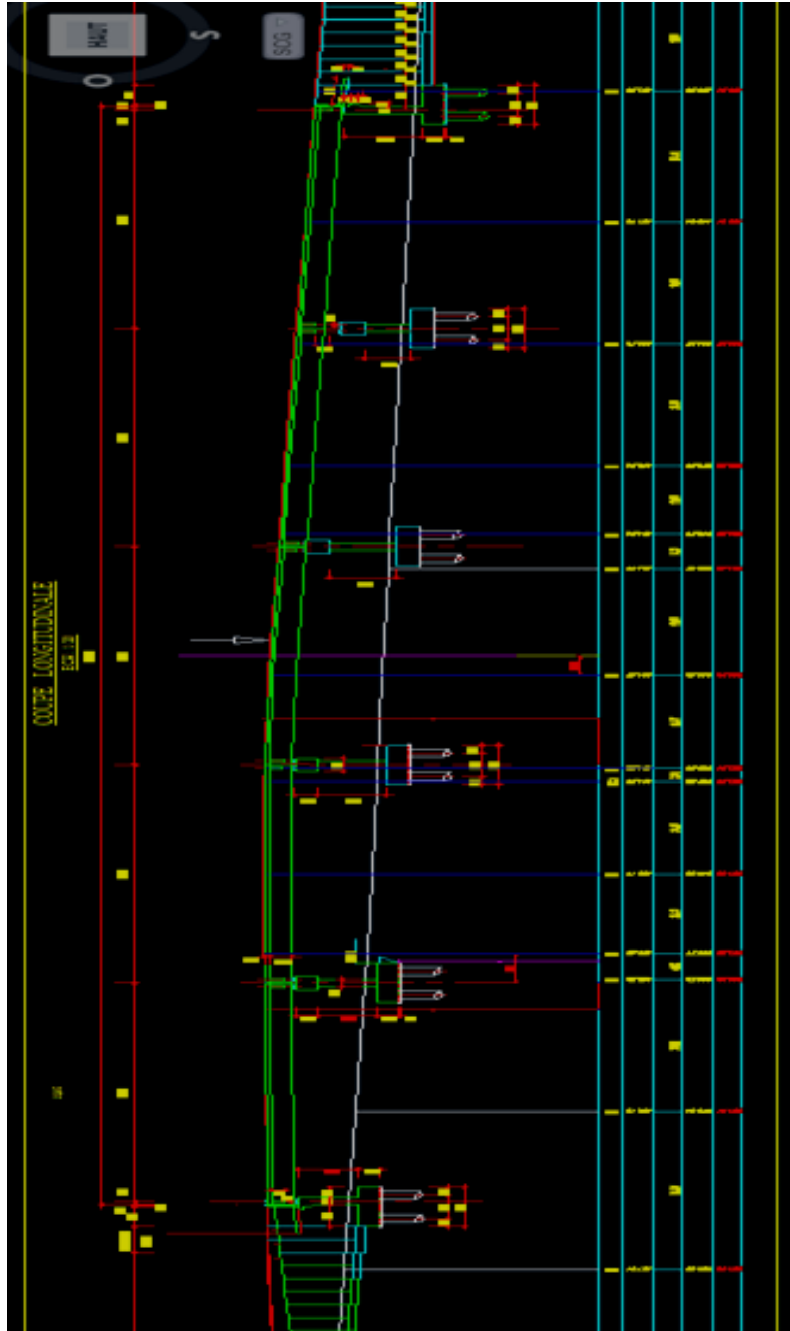
COUPE TRANSVERSAL DE LA PILE



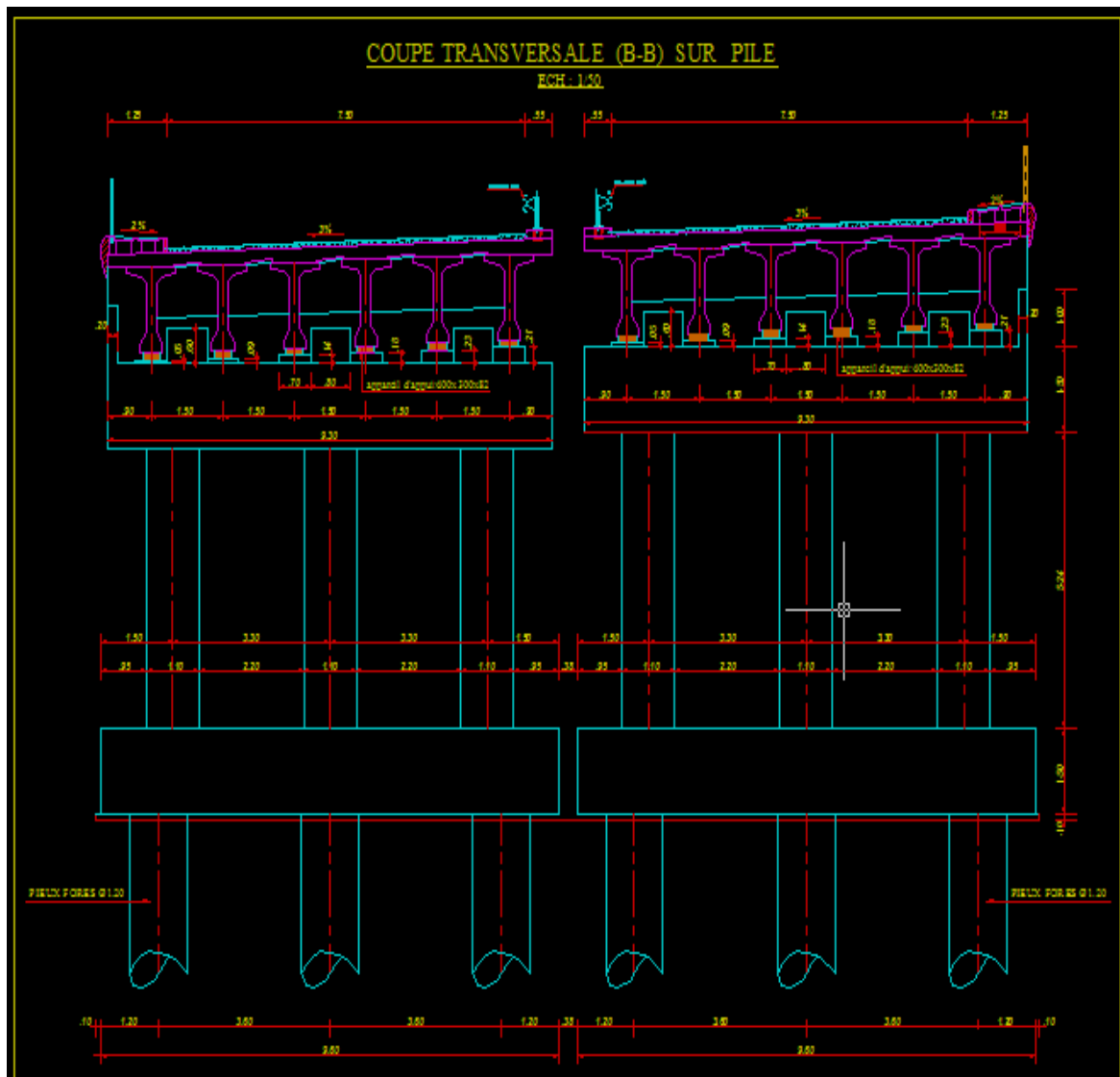
COUPE TRANSVERSAL DE LA CULEE



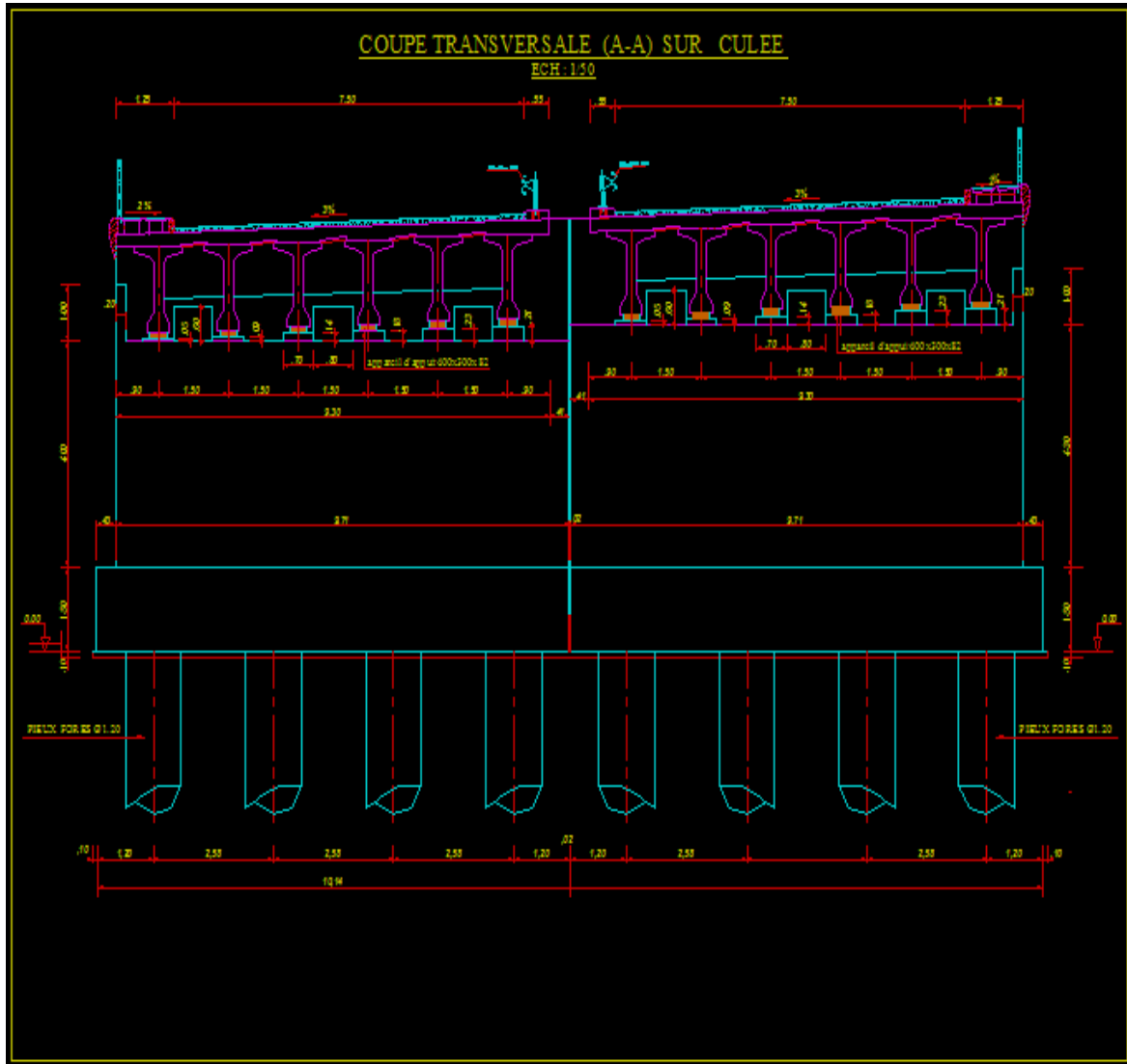
COUPE TRANSVERSAL DE LA POUTRE MEDIANE



COUPE LONGITUDINAL DE TABLIER DU PONT



COUPE TRANSVERSAL DU TABLIER SUR PILE



COUPE TRANSVERSAL DU TABLIER SUR CULEE