



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



Université Amar Thelidji- Laghouat

FACULTE : GENIE CIVIL ET D'ARCHITECTURE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

MEMOIRE DE MASTER

Présenté par :

- Yahya Hadou
- Ismail Elghotob

DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIE

FILIERE : TRAVAUX PUBLICS

OPTION : VOIE ET OUVRAGES D'ART

Thème

**Comportement d'un Pont Mixte Bipoutres en Acier
HSS sous Chargement Sismique**

Soutenue le : 27/06/2024

Devant le jury composé de :

Dr. Amara .S	Pr	Président
Dr. Damene .Z	MCA	Examinatrice
Dr. Bachiri .A	MCA	Encadreur
Mr. Rachidi .N	MAA	Co-Encadreur

Année Universitaire 2023-2024

REMERCIEMENTS

On remercie Dieu le tout puissant de nous avoir donnée la santé et la volonté de commencer et d'achever ce mémoire.

Tout d'abord ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir ce jour sans l'aide et l'encadrement de **Dr. Attia Bachiri**, on le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience sa rigueur et sa présence durant ce semestre.

Notre remerciement s'adresse également à notre Co-encadreur **Mr. Nouari Rachidi** et les membres jury, nous mentionnons particulièrement **Pr. Salah Amara**, de nous avoir fait l'honneur de présider ce jury, **Dr. Zineb Damene** d'avoir accepté d'examiner ce travail

Nous remercions également tous les enseignant du Département de Génie Civil, chacun à son nom, qui font partie du personnel académique et qui nous ont enseigné tout au long de la période de notre formation.

DEDICACES

Nous dédions ce travail à nos chers parents qui nous ont poussés et motivé à étudier sans eux, nous n'aurions certainement pas pu étudier pendant longtemps et à tous les membres de la famille.

A toutes les amies et à tous les gens qui nous connaissent et que nous connaissons et à tous ceux qui aiment le bon travail et ne reculent pas devant les obstacles de la vie.

المخلص

يستخدم الفولاذ من الدرجات S355 إلى S460 على نطاق واسع في تصميم وبناء الجسور بسبب موثوقيتها وتوفرها. على الرغم من أن الفولاذ عالي المقاومة (HSS) مثل S690 و S960 يمتلكان خصائص جيدة في المقاومة والتشكيل واللحام، إلا أنهما لا يزالان قليلي الاستخدام في أغلب دول العالم، يعود ذلك إلى نقص القواعد التصميمية المحددة ونقص الخبرة الطويلة الأمد، وكذا الأسعار المرتفعة لهما. على العكس من ذلك، فإن بعض الدول مثل الولايات المتحدة واليابان تستخدمان هذه الفولاذيات بشكل كبير منذ عقود.

يقدم الفولاذ عالي المقاومة العديد من الفوائد: تقليل الوزن وأبعاد مكونات المنشأة، مما يسمح بزيادة إجهادات التصميم وتقليل سماكة الألواح. يؤدي ذلك إلى توفير مهم في المواد، وتكاليف اللحام، والتصنيع، والتركيب، والنقل. يمكن تبسيط تقنيات البناء، خاصة للهياكل الكبيرة، مما يقلل أيضًا من تكاليف الأساسات.

تهدف هذه المذكرة إلى دراسة جسر مختلط متعدد العوارض مصنوع من فولاذ من درجات S460 و S690 و S960 تحت أحمال ديناميكية و زلزالية، كما تهدف الدراسة أيضًا إلى تقييم أداء المنشأة وتقديم توصيات لتحسين متانة وكفاءة الجسر من خلال إجراء نوعين من التحاليل الرقمية: خطي وآخر ديناميكي غير خطي لدراسة سلوك الجسر بعد مرحلة المرونة. تم استخلاص تداعيات استخدام الفولاذ عالي المقاومة من خلال عرض النتائج المتحصل عليها.

Abstract

Steel grades S355 to S460 are widely used in bridge design and construction due to their reliability and availability. Although high-strength steels (HSS) such as S690 and S960 possess good properties in terms of strength, formability, and weldability, they are still underutilized in most countries worldwide. This is due to the lack of specific design standards and long-term experience, as well as their high costs. In contrast, some countries like the United States and Japan have been using these steels extensively for decades.

High-strength steel offers many benefits: reducing the weight and dimensions of structural components, allowing for increased design stresses and reduced plate thickness. This leads to significant savings in materials, welding costs, manufacturing, installation, and transportation. Construction techniques can be simplified, especially for large structures, which also reduces foundation costs.

This investigation aims to study a composite multi-girder bridge made of S460, S690, and S960 steel grades under dynamic and seismic loads. The study also aims to evaluate the performance of the structure and provide recommendations to improve the durability and efficiency of the bridge by conducting two types of numerical analyses: linear and nonlinear dynamic to study the bridge's behavior beyond the elastic phase. The implications of using high-strength steel were drawn by presenting the obtained results.

Résumé

L'acier des nuances S355 à S460 est largement utilisé dans la conception et la construction de ponts en raison de sa fiabilité et de sa disponibilité. Bien que les aciers à haute résistance (HSS) comme le S690 et le S960 possèdent de bonnes propriétés de résistance, de formabilité et de soudabilité, ils restent peu utilisés dans la plupart des pays du monde. Cela est dû au manque de normes de conception spécifiques et à un manque d'expérience à long terme, ainsi qu'à leurs coûts élevés. En revanche, certains pays comme les États-Unis et le Japon utilisent ces aciers de manière significative depuis des décennies.

L'acier à haute résistance offre de nombreux avantages : réduction du poids et des dimensions des composants de la structure, ce qui permet d'augmenter la résistance des éléments porteurs et de réduire l'épaisseur des membres métalliques. Cela conduit à des économies importantes en termes de matériaux, de coûts de soudage, de fabrication, d'installation et de transport. Les techniques de construction peuvent être simplifiées, en particulier pour les grandes structures, ce qui réduit également les coûts des fondations.

Ce mémoire vise à étudier un pont mixte à poutres multiples fabriqué en acier des nuances S460, S690 et S960 sous des charges dynamiques et sismiques. L'étude vise également à évaluer la performance de la structure et à fournir des recommandations pour améliorer la durabilité et l'efficacité du pont en réalisant deux types d'analyses numériques : linéaire et dynamique non linéaire pour étudier le comportement du pont au-delà de la phase élastique. Les implications de l'utilisation de l'acier à haute résistance ont été tirées en présentant les résultats obtenus.

Table des matières

I CHAPITRE I : ACIERS A HAUTES PERFORMANCES2

- I.1 INTRODUCTION2
- I.2 ACIER A HAUTE RESISTANCE (HSS) :2
- I.3 COMPOSITION CHIMIQUE DU HSS4

I PROPRIETES DES ACIERS A HAUTE RESISTANCE5

I.1.1	<i>Propriétés mécaniques</i>	5
I.1.1.1	<i>Propriétés de la tension</i>	5
I.1.1.2	<i>Ductilité</i>	5
I.1.1.3	<i>Soudabilité</i>	7
I.2	FABRICATION DE HSS8	
I.2.1	<i>Spécifications des Matériaux</i>	8
I.2.2	<i>Sélection des Alliages et des Traitements Thermiques</i>	8
I.2.3	<i>Contrôle de Qualité</i>	8
I.2.4	<i>Revêtements de Protection</i>	8
I.2.5	<i>Maintenance et Suivi</i>	8
I.3	TENDANCES FUTURES SUR LE PRIX DE L'ACIER S6909	
I.4	EXEMPLES D'APPLICATIONS DE PONT EXISTANTES10	
I.4.1	<i>Exemples en Europe</i>	10
2.	<i>Pont HST sur le Hollandsch Diep</i>	11
I.4.2	<i>Exemples au Japon</i>	11
1.	<i>Pont de la porte de Tokyo (Japan) :</i>	11
2.	<i>Pont de Nagata, Japon</i>	12
I.5	CONCLUSION :13	

PRESENTATION DU REGLEMENT PARASISMIQUE (RPOA 2008)14

II CHAPITRE II : PRESENTATION DU REGLEMENT PARASISMIQUE RPOA200815

II.1	INTRODUCTION15	
II.2	LA STRUCTURE DU CODE RPOA 2008	
II.3	CRITERES DE PERFORMANCE STRUCTURALE.....	
II.3.1	<i>Exigence de non effondrement (ELU)</i>	16
II.3.2	<i>Conception sismique des ponts</i>	17
II.4	DETERMINATION DES ACTIONS SISMIQUES	
II.5	METHODES D'ANALYSES.....	
II.5.1	<i>Analyse spectrale monomodale (mode fondamental :</i>	18
II.5.2	<i>Analyse dynamique linéaire — Méthode du spectre de réponse :</i>	18
II.5.3	<i>Autres méthodes d'analyse</i>	18
II.6	COEFFICIENT DE COMPORTEMENT POUR L'ANALYSE NON LINEAIRE	
II.7	PROCEDURE DE DIMENSIONNEMENT D'UN OUVRAGE MULTI TRAVEE.....	
II.7.1	<i>Dimensionnement en capacité :</i>	24
II.7.2	<i>Choix du comportement :</i>	24
II.7.3	<i>Coefficient de comportement :</i>	24
II.7.4	<i>Ductilité globale et locale</i>	24
II.7.5	<i>Dimensionnement</i>	25
II.7.6	<i>Comportement ductile :</i>	25
II.8	DIMENSIONNEMENT EN CAPACITE D'UNE PILE :	
II.9	CONCLUSION.....	

III CHAPITRE III : MODELISATION NUMERIQUE DU PONT.....

III.1	INTRODUCTION	
III.2	DETERMINATION DES CHARGES PERMANENTES (G).....	
III.2.1	<i>Calcul des charges permanentes</i>	30
III.2.2	<i>Calcul des charges permanentes</i>	30
✓	Poids de la poutre	30
✓	Poids de la dalle	31
✓	Poids d'entretoise	31
✓	Poids total de la dalle	31
III.2.3	<i>Calcul des charges permanentes complémentaire</i>	31
III.3	LARGEUR ROULABLE, LARGEUR CHARGEABLE, NOMBRE DE VOIES :	
III.3.1	<i>Largeur roulable (Lr)</i>	32
III.3.2	<i>Largeur chargeable (Lc)</i>	32
III.3.3	<i>Nombre de voies</i>	32
III.3.4	<i>Classe du pont</i> :	33
III.4	DETERMINATION DES SURCHARGES.....	
III.4.1	<i>Système de charge A</i>	33
III.4.2	<i>Système de charge B</i>	34
III.4.3	<i>La charge militaire Mc120</i>	35
III.4.4	<i>La charge exceptionnelle D240</i>	36
III.5	LES COMBINAISONS DE CHARGES.....	
III.5.1	<i>Combinaison de l'actions sismiques</i> :	37
III.6	MODELISATION DU PONT EN UTILISANT CSI BRIDGE	
III.6.1	<i>Présentation des commandes de logiciel CSI Bridge 2.3</i>	38
III.6.2	<i>Le choix de type d'ouvrage</i> :	40
III.6.3	<i>La modélisation du tablier</i> :	41
III.6.4	<i>Détermination des Charges et leurs combinaisons</i> :	42
III.6.5	<i>Modélisation d'infrastructure</i>	43
III.7	ETUDE STATIQUE (SOUS CHARGES VERTICALES)	
III.7.1	<i>Sous le poids propre</i>	47
III.7.2	<i>Résultats sous différentes combinaisons de calcul</i> :	47
IV	CHAPITRE IV : ANALYSE DYNAMIQUE SOUS EXCITATION SISMIQUE.....	
IV.1	L'ETUDE DYNAMIQUE.....	
IV.2	INTRODUCTION	
IV.3	ANALYSE MODALE :	
IV.4	CALCUL AU SEISME SELON RPOA.....	
IV.4.1	<i>Paramètres du spectre de calcul</i>	53
IV.5	CALCUL DES EFFORTS SISMIQUES.....	
IV.6	ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELLE.....	
IV.7	CONCLUSION.....	

Liste des figures

Figure III-1: les équipements du tablier _____	31
Figure III-2: Dimensions de la largeur roulable et chargeable _____	32
Figure III-3: disposition des camions du système Bc _____	35
Figure III-4: Véhicule MC120 _____	36
Figure III-5: Convoi type D240 _____	36
Figure III-6: CSiBridge Version 24 _____	38
Figure III-7: Présentation de logiciel CsiBridge _____	40
Figure III-8: Choix d'unité et de nouveau modèle. _____	40
Figure III-9: Représentation de la fenêtre « Bridge Wizard » _____	41
Figure III-10: Affectation de la longueur du tablier _____	41
Figure III-11: Représentation de la longueur du tablier _____	42
Figure III-12: Séparation des différentes sections du tablier _____	42
Figure III-13: Détermination des Charges et combinaisons _____	43
Figure III-14: Affectation des valeurs des surcharges _____	43
Figure III-15: Définition des culées _____	44
Figure III-16: Modèle numérique finale du Pont _____	46
Figure III-17: Diagramme de moment fléchissant sous G _____	47
Figure III-18 : Diagramme d'effort tranchant sous G _____	47
Figure III-19 Diagramme de moment fléchissant sous la combinaison G+A(L) à l'ELU _____	48
Figure III-20 Diagramme représentant les enveloppes des efforts tranchants sous la combinaison G+A(L) à l'ELU _____	48
Figure III-21 Diagramme représentant les enveloppes du moment fléchissant sous la combinaison G+Mc120 à l'ELU _____	48
Figure III-22 Diagramme représentant les enveloppes de l'effort sous la combinaison G+Mc120 à l'ELU _____	49
Figure IV-1 représentation graphique des modes de vibrations _____	52
Une étude dynamique temporelle par accélérographe a été menée en utilisant l'enregistrement du séisme de Dar-ElBeida du séisme de Boumerdès du 21 mai 2003 généré par le programme SeismoSignal. Cet enregistrement est montré sur la Figure IV-2 :	54
Figure IV-2 Composante verticale de l'accélérographe de la station de Dar-ElBeida du séisme de Boumerdès du 21 mai 2003. _____	54
Figure IV-3 Efforts tranchants à la base de la pile sous E_x _____	54
Figure IV-4: Efforts tranchants à la base de la pile sous E_y _____	55
Figure IV-5: Efforts tranchants à la base de la pile sous E_z _____	55
Figure IV-6 : Moments fléchissant à la base de la pile sous E_x _____	56
Figure IV-7: Moments fléchissant à la base de la pile sous E_y _____	56
Figure IV-8: Moments fléchissant à la base de la pile sous E_z _____	56

Liste des tables

Chapitre I

Tableau I. 1 : La composition chimique typique de ces aciers Erreur ! Signet non défini.

Tableau I. 2 Les températures recommandées de préchauffage pour l'acier S690 7

Tableau I. 3 Exemples d'Alliages d'Acier à Haute Performance 9

Chapitre II

Tableau II.1 : Classification des ponts 16

Chapitre III

Tableau III. 1 Les combinaisons des charges Erreur ! Signet non défini.

Tableau III. 2 : Valeurs des coefficients de combinaisons selon S690 Erreur ! Signet non défini.

Chapitre IV

Tableau IV. 1: Tableau récapitulatif les périodes propres et les facteurs de participations modales 49

Tableau IV. 2: Périodes et coefficients du site en fonction du type de sol 53

Tableau IV. 3: Coefficient d'accélération de zone (A) 53

Tableau IV. 4: Les efforts sismiques Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV. 5: Moments fléchissant Max des sollicitations Individuelles en (KN.m). Erreur ! Signet non défini.

Tableau IV. 6: Tableau récapitulatif les Moments fléchissant maximum Erreur ! Signet non défini.

1. Introduction

Les aciers de classe S355 à S460 sont couramment utilisés dans la conception et la construction de ponts à travers le monde en raison de leurs propriétés mécaniques fiables et de leur disponibilité. Cependant, les aciers à haute résistance (HSS) tel que S690 et S960, restent sous-utilisés en Europe malgré leurs excellentes propriétés de formage et de soudage. Cette situation s'explique principalement par l'absence de règles de conception spécifiques et le manque d'expérience à long terme, ce qui limite la demande de marché et maintient les prix élevés par rapport au S355. En revanche, les États-Unis et le Japon exploitent depuis des décennies le potentiel de ces aciers plus performants dans la construction de ponts.

L'utilisation des HSS offre des avantages considérables, notamment une réduction du poids et des dimensions des composants, ce qui permet d'augmenter la résistance des éléments porteurs et de réduire l'épaisseur des plats forment les poutres PRS . Ces caractéristiques se traduisent par des économies substantielles en termes de matériaux, de coûts de soudage, de fabrication, de montage et de transport. De plus, les techniques de construction et les composants structurels peuvent être simplifiés, surtout pour les grandes structures, réduisant ainsi les coûts de fondation en raison du poids propre du structure.

Ce mémoire vise à étudier la performance d'un pont mixte sous excitation sismique en utilisant des nuances d'aciers S355, S460, S690 et S960, nous espérons identifier les matériaux les plus performants et offrir des recommandations sur la conception des ponts mixtes constitué des poutres métalliques de nuance d'acier de type HSS.

2. Organisation du mémoire

Afin de réaliser notre travail, le contenu de mémoire est réparti en quatre chapitres suivants:

Chapitre I : Offre une vue d'ensemble complète de l'utilisation, des propriétés et des avantages de l'acier à haute résistance dans la construction de ponts, en mettant en lumière les applications actuelles et le potentiel futur.

Chapitre II : Est consacré à la présentation du règlement parasismique des ouvrages d'arts algérien.

Chapitre III : Modélisation, l'analyse de structure et présentation du logiciel CSIBridge.

Chapitre IV : Nous avons concentré notre attention sur les méthodes de calcul, les paramètres utilisés, les matériaux analysés et les résultats obtenus pour les efforts sismiques, les contraintes, les déplacements, les moments fléchissant et les efforts tranchants.

En fin ce mémoire sera parachevé par une conclusion générale.

Chapitre I

Les Aciers à Hautes Performances

Chapitre I : Aciers à hautes performances

I.1 Introduction

Aujourd'hui, les classes d'acier S355 à S460 sont largement utilisées dans la conception et la construction de ponts, dans le monde entier. En outre, des classes d'acier plus élevées (p. ex. S690Q), avec d'excellentes propriétés de formage et de soudage, sont également disponibles depuis plus de 3 décennies. En Europe, cependant, leur utilisation est encore, en général, limitée, principalement en raison de l'absence de règles de conception et d'expérience à long terme. Par conséquent, la demande de marché est toujours limitée, ce qui maintient le prix de HSS à des niveaux assez élevés par rapport à S355 aux Pays-Bas S460 et S690 est d'environ 40% et 70-80% respectivement, plus cher que S355. [1]. Au contraire, les marchés des ponts aux États-Unis et au Japon montrent déjà depuis de nombreuses décennies une part de marché importante pour ces classes d'acier plus élevées.

Les ponts offrent un grand potentiel pour l'utilisation d'aciers à haute résistance (concepts de ponts hybrides) lorsque la résistivité est le critère régissant. Les avantages de l'utilisation de HSS sont généralement le résultat d'un poids et de dimensions réduits.

La résistance des éléments structuraux peut être augmentée et l'épaisseur des plats peut être réduite, ce qui entraîne des économies de poids importantes. La réduction de l'épaisseur des membres métalliques permet également d'économiser sur les coûts de soudage ainsi que sur les frais de fabrication, de montage et de transport.

I.2 Acier à haute résistance (HSS) :

L'acier à haute résistance (HSS) est une nouvelle génération de matériau en acier qui présente des propriétés améliorées par rapport aux classes d'aciers conventionnelles. (e.g. S235, S355, etc.). HSS est disponible depuis plus de trois décennies pour des applications structurelles telles que ponts, bâtiments, offshore, grues, etc. La figure 1.1 montre l'évolution historique des nuances d'acier disponibles en Europe pour les produits laminés et leur condition de livraison [2].

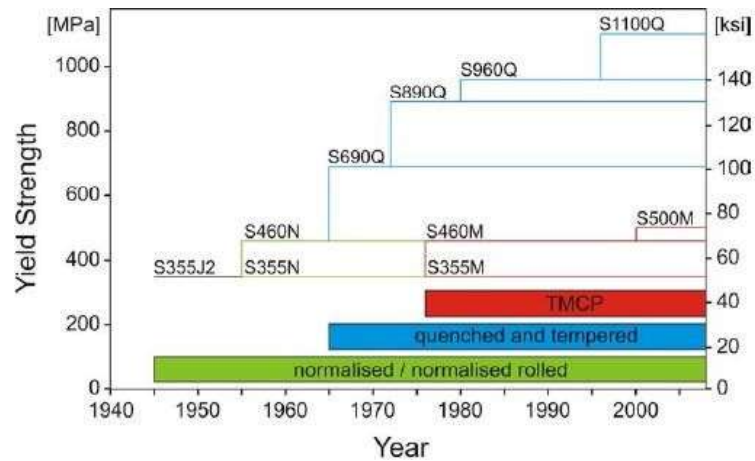


Figure I. 1 : Évolution historique des grades et des procédés de production des produits en acier laminé [2]

L'économie de poids réduit ainsi les coûts de fabrication, de transport et d'érection sont les principales raisons d'utiliser des niveaux d'acier de résistance plus élevés dans la construction. A titre indicatif, une réduction de poids de plus de 60% peut être obtenue avec la nuance d'acier S690 (Figure 1.2).

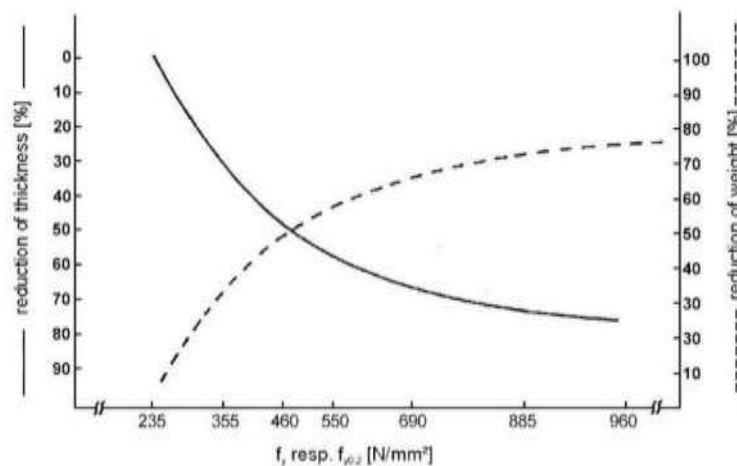


Figure I. 2 : Réduction du poids et de l'épaisseur des parois avec l'augmentation de la résistance des aciers [3].

Ces aciers doivent présenter une bonne résistance et une bonne ductilité, afin d'éviter les ruptures fragiles et en même temps une très bonne soudabilité et une haute résistance. La combinaison de ces exigences globales est souvent difficile à réaliser, car l'augmentation d'une de ces propriétés peut entraîner une diminution d'autres. Par conséquent, une variété de nuances d'acier HSS existe aujourd'hui, ce qui permet des valeurs différentes de ces propriétés. Il est possible, par exemple, de développer de nombreux aciers différents avec une résistance minimale de 690 MPa simplement en modifiant leur composition chimique ou en changeant le processus de production.

I.3 Composition chimique du HSS

Selon les propriétés requises pour une application spécifique, la quantité et les types d'éléments d'alliage varient en composition chimique des aciers à haute performance. Ces variations, combinées à une haute qualité dans le processus de fabrication, déterminent les propriétés finales des grades d'acier de haute résistance.

Toutefois, une attention particulière est accordée aux aciers structurels éteints et endurcis car ils fournissent une résistance élevée, des propriétés de dureté améliorées à basse température, une très bonne soudabilité et une ductilité suffisante pour être utilisés dans la conception de ponts. Ils offrent également des économies de poids et de coûts et sont couverts par les normes européennes. La norme de qualité EN 10025-6 couvre ces aciers jusqu'aux niveaux S960, mais la norme de conception EN 1993-1-12 donne des règles supplémentaires pour la conception jusqu'à la classe S700. Par conséquent, cette étude se concentre sur la gamme de S500-S700, qui sont couvertes par les Eurocodes.

Les aciers HSS offrent de nombreux avantages qui, dans les bonnes circonstances, peuvent générer des économies de coûts importantes. Surtout pour les ponts, les principaux avantages de la conception comprennent des espaces plus longs ou plus légers et une plus grande capacité de charge. Ils fournissent une résistance élevée aux rapports de poids, une très bonne soudabilité, une dureté améliorée et une capacité de déformation suffisante.

Des avantages financiers peuvent également être obtenus grâce à des coûts de transport et de levage réduits (poids réduit), à des économies de matériel (sections plus petites/légères) et à des volumes de soudure réduits.

Certaines classes typiques d'acier éteint et endurci pour les applications structurelles sont les classes S690 et S960 [EN10025-6]. Les aciers structurels à haute résistance (généralement jusqu'à S690) forgés et tempérés sont idéaux pour les applications avec des sections lourdes et des lourds charges vives

Tableau I-1: La composition chimique typique des aciers HSS

Carbone	Manganèse	Phosphore	Soufre	Silicium	Nickel	Chromium	Molybdène	Vanadium	Cuivre
0.15 %	0.75%	0.026%	0.03%	0.24 %	0.85 %	0.5%	0.45%	0.05%	0.31 %

I.4 Propriétés des aciers à haute résistance

I.4.1 Propriétés mécaniques

I.4.1.1 Propriétés de la tension

Les principales propriétés d'étirement des aciers à haute résistance sont le stress de rendement, la force de tirage (ultime), les tensions à la rupture et à l'endurcissement de la tension, la réduction de la surface et le rapport de la force-résistance. Leurs valeurs de résistance nominale sont indiquées dans les tableaux 1 et 2 de la norme EN 1993-1-12 (2007), (Tableau I.2 et I.3).

Tableau I-2: Valeurs nominales de la limite d'élasticité et de la résistance à la traction pour l'acier structural laminé à chaud, conformément à la norme EN 1993-1-12 : 2007.

EN10025-6 Steel grade and qualities	Nominal thickness of the element t mm					
	$t \leq 50$ mm		$50 \text{ mm} < t \leq 100$ mm		$100 \text{ mm} < t \leq 150$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_k [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_k [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
S 500Q/QL/QL1	500	590	480	590	440	540
S 550Q/QL/QL1	550	640	530	640	490	590
S 620Q/QL/QL1	620	700	580	700	560	650
S 690Q/QL/QL1	690	770	650	760	630	710

Tableau I-3: Valeurs nominales de la limite d'élasticité et de la résistance à la traction pour les produits plats, conformément à la norme EN 1993-1-12 : 2007.

EN 10149-2a)	$1,5 \text{ mm} \leq t \leq 8 \text{ mm}$		$8 \text{ mm} < t \leq 16 \text{ mm}$	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
S 500MC	500	550	500	550
S 550MC	550	600	550	600
S 600MC	600	650	600	650
S 650MC	650	700	630	700
S 700MC	700	750	680	750
a) Verification of the impact energy in accordance with EN 10149-1 Clause 11, Option 5 should be specified.				

I.4.1.2 Ductilité

Les exigences relatives à la ductilité permettent d'éviter les défaillances fragiles. La teneur en carbone joue ici un rôle important, l'augmentation de la teneur en carbone produit un matériau avec une plus grande résistance mais une plus faible ductilité, par conséquent, la teneur en carbone doit être maintenue entre 0,15-0,30% pour tous les aciers [4]. Dans le cas de HSS, il est possible de maintenir la teneur en carbone à des niveaux très faibles, généralement autour de 0,15% assurant des résistances élevées en même temps. La qualité de HSS satisfait à des normes similaires aux

nuances d'acier conventionnels, ceci est également vérifié par des recherches expérimentales.

Les essais de traction uni axiale sur les coupons HSS ont montré que ces aciers peuvent atteindre un allongement allant jusqu'à 20%, ce qui est considéré comme excellent [5]. Les essais effectués sur les assemblages poteau-poutre (S355) avec des platines d'about (S690) ont montré que la capacité de rotation des spécimens utilisant HSS satisfaisait aux exigences élevées de capacité de de déformation.

Toutefois, l'analyse simple des poutres avec le comportement réel des articulations a montré que l'efficacité des connexions de moment HSS n'a aucune correspondance avec l'amélioration de la qualité, et les exigences de déformation de ces connections sont plus élevées que pour les grades d'acier doux.

Les aciers à haute résistance dont le rapport de résistance f_u/f_y est de 1,05 sont considérés comme moins ductiles que l'acier ordinaire. Par conséquent, on pense qu'ils ne conviennent qu'à l'analyse élastique. La figure I.4 .b montre pourquoi les HSS sont considérés comme étant plus sensibles aux exigences de ductilité locales que les nuances d'acier ordinaires.

Toutefois, des recherches expérimentales approfondies sur les plaques avec des trous et les assemblages métalliques d'acier de classe S690 ont confirmé qu'un faible rapport f_u/f_y n'affecte pas de manière significative la ductilité locale.

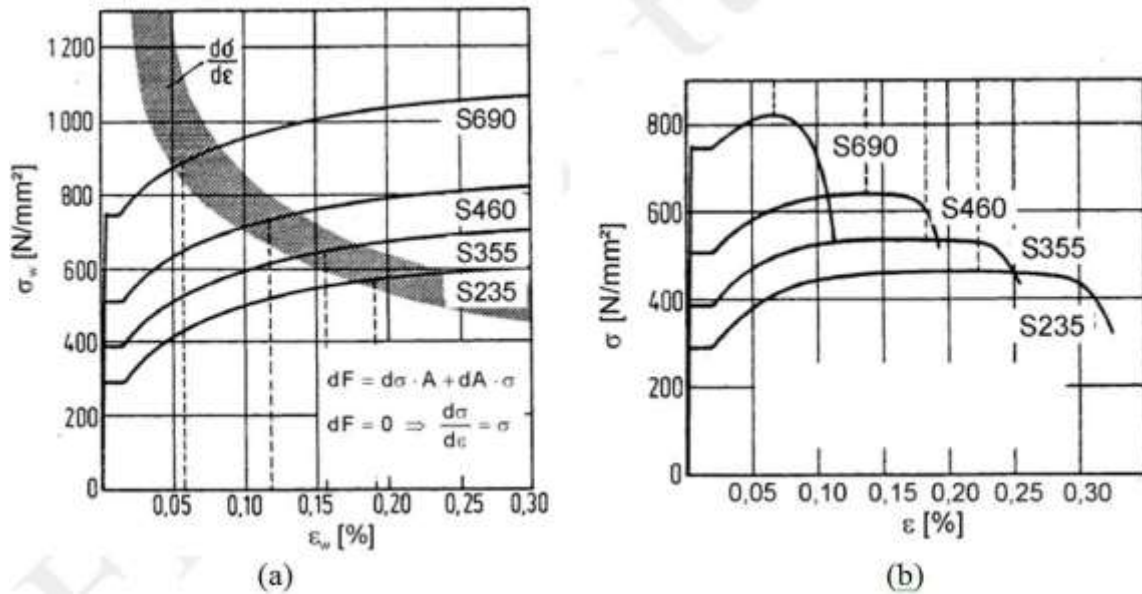


Figure I. 3(a) Courbes contrainte-déformation pour différents grades d'acier ; (b) Courbes charge-déformation pour différents grades d'acier [3].

I.4.1.3 Soudabilité

Les aciers à haute résistance (HSS) présentent généralement une meilleure soudabilité par rapport aux aciers conventionnels et conviennent à toutes les méthodes de soudage actuelles. Généralement, il n'est pas nécessaire de préchauffer les plaques d'épaisseur allant jusqu'à 30 mm

Toutefois, le besoin de préchauffage est déterminé par les instructions générales de la norme EN 1011-2 et dépend principalement de la composition chimique de l'acier et des métaux de remplissage [6].

Les températures recommandées de préchauffage pour l'acier S690 ci-dessous sont données à titre d'exemple :

Tableau I. 1 Les températures recommandées de préchauffage pour l'acier S690

L'épaisseur	Degré
20mm – 40mm	75°C
40-60 mm	100°C
> 60mm	150°C

I.5 Fabrication de HSS

I.5.1 Spécifications des Matériaux

On met en évidence l'importance des normes internationales telles que ASTM et EN pour régir les spécifications des matériaux utilisés dans la fabrication de l'acier à haute performance pour les ponts. Les exigences structurales en termes de résistance, de ductilité et de ténacité sont également soulignées comme des aspects essentiels à considérer [13].

I.5.2 Sélection des Alliages et des Traitements Thermiques

Il met en avant l'importance de choisir les bons alliages d'acier, tels que ceux contenant du niobium, du vanadium et du titane, pour améliorer les propriétés mécaniques de l'acier. Les traitements thermiques précis sont également soulignés comme des étapes cruciales pour obtenir la microstructure désirée et optimiser les propriétés mécaniques [14].

I.5.3 Contrôle de Qualité

Ce sous-chapitre met l'accent sur l'importance des tests non destructifs et des essais de performance pour garantir la qualité et la durabilité des composants en acier à haute performance. Il souligne également l'importance de ces tests pour évaluer la résistance à la fatigue et la capacité de charge des matériaux [15].

I.5.4 Revêtements de Protection

Il met en évidence l'importance des revêtements de protection tels que la galvanisation et les revêtements peints pour protéger les composants en acier contre la corrosion. Ces revêtements sont essentiels pour assurer la longévité des ponts en acier à haute performance, en particulier dans des environnements agressifs [16].

I.5.5 Maintenance et Suivi

Ce sous-chapitre souligne l'importance des inspections régulières, de la maintenance préventive et des interventions de réparation pour prolonger la durée de vie utile des ponts en acier à haute performance. Il met en avant l'importance de surveiller l'état des ponts pour détecter les signes de corrosion ou de fatigue et planifier les travaux de maintenance nécessaires [17].

Ces points mettent en lumière les aspects les plus importants de la fabrication de l'acier à haute performance pour les ponts, en mettant l'accent sur la qualité, la durabilité et la sécurité des infrastructures de transport.

Tableau I. 2 Exemples d'Alliages d'Acier à Haute Performance

Alliage	Composition Chimique	Résistance à la Traction (MPa)	Limite d'Élasticité (MPa)	Ductilité (%)
Alliage A	Fe-Cr-Ni-Mo	800-1000	600-800	15-20
Alliage B	Fe-Ni-Cr-Mn	900-1100	700-900	20-25
Alliage C	Fe-V-Nb-Ti	1000-1200	800-1000	25-30

Ce tableau présente des exemples d'alliages d'acier utilisés dans la fabrication d'acier à haute performance pour les ponts, avec leurs compositions chimiques et leurs propriétés mécaniques. Les alliages sont classés en fonction de leur composition en éléments d'alliage et des propriétés mécaniques telles que la résistance à la traction, la limite d'élasticité et la ductilité sont fournies.

I.6 Tendances futures sur le prix de l'acier S690

Le prix de l'acier à haute résistance est actuellement assez élevé par rapport à l'acier de grade S355 standard (70-75% plus cher). Cependant, on s'attend à ce que cette situation change à l'avenir, car la demande du marché pour les nouveaux grades d'acier va augmenter.

Un scénario hypothétique de réduction du prix par kg de matériau pour le grade S690 au cours des 10 à 20 prochaines années est présenté dans la Figure I.5. Le prix des grades S355 et S460 est supposé constant à 1,00 €/kg et 1,30 €/kg, respectivement.



Figure I. 4 : Hypothèses sur les tendances futures des prix de l'acier S690 (€/kg)

I.7 Exemples d'applications de pont existantes

I.7.1 Exemples en Europe

1. Le pont Prince Clause, Pays-Bas :

Ce pont à câble Figure I. 5 qui a été ouvert en juin 2003 s'étend sur le canal du Rhin d'Amsterdam entre le Kanaleneiland et le nouveau quartier d'affaires de Papendorp. Il a une longueur totale de 300m (150m de câble couvert) et 35m de largeur et transporte des lignes de tramway régionales, le trafic routier, les cyclistes et les piétons. L'acier structural de haute résistance S460, de 20 à 100 mm d'épaisseur, a été utilisé pour les éléments pylonniques soumis des contraintes très élevées [7].



Figure I. 6 : The Prince Clause bridge, Utrecht.

2. Pont HST sur le Hollandsch Diep

Il s'agit d'un nouveau pont ferroviaire à grande vitesse, situé entre Dordrecht et Breda, au-dessus de Hollandsch Diep (1200 m wide). La structure en acier se compose d'éléments en forme de tête de marteau au-dessus des pieds avec des sections de grille de boîte connectées. Des plaques de S460N et S355J2G3, d'épaisseur de 100 à 210 mm ont été fournies pour cette structure. Plaques exceptionnellement larges de 4,550 mm où préfabriquées et transférées sur le site par bateau et relevées en position avec une grue flottante de 500 t, permettant la minimisation des soudages coûteux et complexes sur site [7]



Figure I. 7 : Bridge HST, Hollandsch Diep 1998-2006

I.7.2 Exemples au Japon

1. Pont de la porte de Tokyo (Japan) :

Le pont a été ouvert en juillet 2011. L'utilisation d'acier de haute résistance à rendement « SBHS » (acier pour les structures de pont à haute performance), réduit environ 3 % du poids total et environ 12 % du coût total de construction (estimated by MLIT).



Figure I. 8 : Tokyo Gate Bridge

2. Pont de Nagata, Japon

Il est suspendu au-dessus de la rivière Tama, reliant les villes de Fussa et Akiruno à Tokyo. (ordered by the Tokyo Metropolitan Government Bureau of Construction). Il s'agit d'un pont continu de quatre travées, de 250m de long. Le poids total de l'acier utilisé est d'environ 600 tonnes.

Le pont de Nagata est le pont pour lequel SBHS a été adopté pour la première fois après qu'il a été établi comme acier JIS. SBHS a été utilisé parce qu'il est très fort et dur, et a une excellente soudabilité et la formabilité à froid par rapport à l'acier roulé conventionnel pour les structures soudées.

La résistance au rendement, qui se réfère à la force de conception dans la conception structurelle, est 10-20% plus élevée que l'acier conventionnel. Cela permet une conception économique qui comprend des économies de poids.



Figure I. 9 : Nagata bridge, Japan

I.8 Conclusion :

L'utilisation des aciers à haute résistance (HSS) dans la construction de ponts, soulignant leur potentiel et leurs avantages économiques. Bien que largement disponibles depuis des décennies, leur utilisation en Europe est limitée en raison du manque d'expérience et de règles de conception. Les HSS offrent des avantages significatifs, notamment une réduction de poids, des économies de coûts et des possibilités de conception innovantes. Les propriétés mécaniques, telles que la résistance à la traction et la ductilité, ainsi que les tendances futures des prix, ont été examinées. Des exemples d'application aux Pays-Bas et au Japon illustrent les avantages de l'utilisation de HSS. Enfin, des considérations telles que les spécifications des matériaux, les traitements thermiques, le contrôle de qualité, les revêtements de protection et la maintenance sont abordées pour garantir la qualité et la durabilité des ponts en acier à haute performance.

Chapitre II

Présentation du Règlement Parasismique (RPOA 2008)

Chapitre II : Présentation du règlement parasismique RPOA2008

II.1 Introduction

Par ailleurs, les experts ont mis en garde contre les dangers qui en découlent, compte tenu du grand nombre de cas de destructions et de débris observés en Algérie et dans le monde. C'est dans ce contexte que le Département des Travaux Publics a lancé une initiative visant à développer un système de référence pour les applications sismiques afin de s'assurer que l'action sismique prévue de la structure est vérifiée, réduisant ainsi le risque de défaillance avec des séismes potentiels suffisamment faibles.

II.2 La structure du code RPOA 2008

Comme le montre la figure 2.1, la structure du code sismique RPOA2008 est simple et on peut distinguer trois (03) grandes parties, à savoir : les ponts neufs, les tunnels et les ponts existants. Dans le cadre de ce travail, nous nous limiterons à étudier la première partie du code, le « nouveau pont », qui est structuré comme suit :

Des règles générales de conception sont données pour guider les ingénieurs dans la prise en compte du risque sismique dès la phase de conception du projet et dans la classification des ponts en fonction de leur importance et des exigences de base pour éviter l'effondrement et minimiser les dommages à rencontrer.

La deuxième partie explique les normes de classification des zones sismiques et les facteurs d'influence.

Déterminer les déplacements horizontaux et verticaux absolus en fonction du site et déterminer le déplacement Selon la différence maximale du coefficient d'accélération dans la zone A. La troisième partie concerne Méthodes d'analyse technique utilisant des calculs de spectre de réponse. Dans ce cas La conception élastique, utilisant le spectre élastique, obtient directement la force Utilisé pour déterminer les dimensions de la section. Pour certains systèmes de support avec des dispositions structurelles spéciales, calculez Il existe un moyen de réduire la force en effectuant des forces inélastiques sur une base fixe Equivalent linéaire du spectre de conception.

Compte tenu des risques sismiques, les ponts sont répartis en trois groupes comme le montre le tableau suivant :

Tableau II.1 : Classification des ponts

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

II.3 Critères de performance structurale

II.3.1 Exigence de non effondrement (ELU)

Après un séisme, le pont doit maintenir son intégrité structurale et une résistance résiduelle adéquate, malgré le fait qu'en certaines parties du pont des dommages considérables puissent s'être produits.

Le pont doit pouvoir tolérer des dégâts, c'est-à-dire que les parties du pont susceptibles d'être endommagées par leur contribution à la dissipation d'énergie durant l'événement sismique, doivent être dimensionnées de manière que la structure puisse supporter les actions d'un trafic d'urgence et que l'inspection et les réparations puissent être effectuées facilement. Dans ce but, la plastification en flexion de certaines sections (c'est-à-dire la formation de rotules plastiques) est permise dans les piles. Elle est en général nécessaire dans les régions de forte sismicité, afin de réduire l'action sismique de calcul à un niveau qui n'entraîne que des coûts de construction supplémentaires raisonnables

Le tablier doit cependant se trouver prémuni vis-à-vis de la formation de rotules plastiques ainsi que de la perte d'appuis sous les déplacements sismiques extrêmes [8].

II.3.2 Conception sismique des ponts

La prise en compte des effets sismiques dès le stade de la conception du projet du pont est importante, même pour les régions à sismicité faible ou modérée. Dans les zones à sismicité modérée ou forte, le choix du comportement ductile est en général approprié [8].

II.4 Détermination des actions sismiques

L'action sismique est causée par le mouvement du sol et est considérée sous deux aspects :

- Translation globale dans chacune des trois directions de l'espace (tous les points au sol se Déplacent en phase)
- Le déplacement différentiel d'un point au sol dans chacune des trois directions de l'espace.

Ce déplacement différentiel dépend de la distance entre les points et des caractéristiques Géotechniques et topographiques du site. Pour le mouvement sismique de calcul, la translation D'ensemble est définie par le coefficient d'accélération de zone A, un spectre de réponse horizontal valable pour les deux composantes horizontales du mouvement et un spectre de réponse verticale valable pour la composante verticale du mouvement. Le déplacement différentiel entre points du sol est défini par le même coefficient d'accélération de zone A Les spectres de réponses, élastiques ou de dimensionnement, dépendent de la catégorie du site de L'ouvrage, du coefficient d'accélération de zone (A) et du taux d'amortissement critique (ξ) par le biais du facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$.

II.5 Méthodes d'analyses

II.5.1 Analyse spectrale monomodale (mode fondamental) :

Pour les ponts réguliers, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodale. Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle [8].

II.5.2 Analyse dynamique linéaire — Méthode du spectre de réponse :

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. La méthode se base sur un calcul dynamique multi modale spectrale et tient compte de façon statique des déplacements différentiels. La réponse globale est obtenue par des combinaisons statistiques des contributions modales maximales. Les effets de l'action sismique doivent être déterminés à partir d'un modèle linéaire dynamique complet, en accord avec les lois de la mécanique et avec les principes de l'analyse structurale. Pour les types de ponts, qui sont définis comme ponts spéciaux, il y a lieu de prendre en compte certaines recommandations : ponts haubanés, ponts en arc, ponts à béquilles inclinées, ponts ayant une géométrie très particulière, ponts dont les plastifications dans les piles sont sensiblement différentes [8].

II.5.3 Autres méthodes d'analyse

D'autres méthodes d'analyse sont utilisées et doivent faire l'objet de justifications Scientifiquement validées, ces méthodes sont les suivantes :

- Analyse par le spectre de puissance
- Analyse temporelle
- Analyse temporelle non linéaire.

II.6 Coefficient de comportement pour l'analyse non linéaire

Lorsque le tablier de l'ouvrage est fixé sur une ou plusieurs piles, on peut admettre un comportement non linéaire de celle(s)-ci par plastification alternée

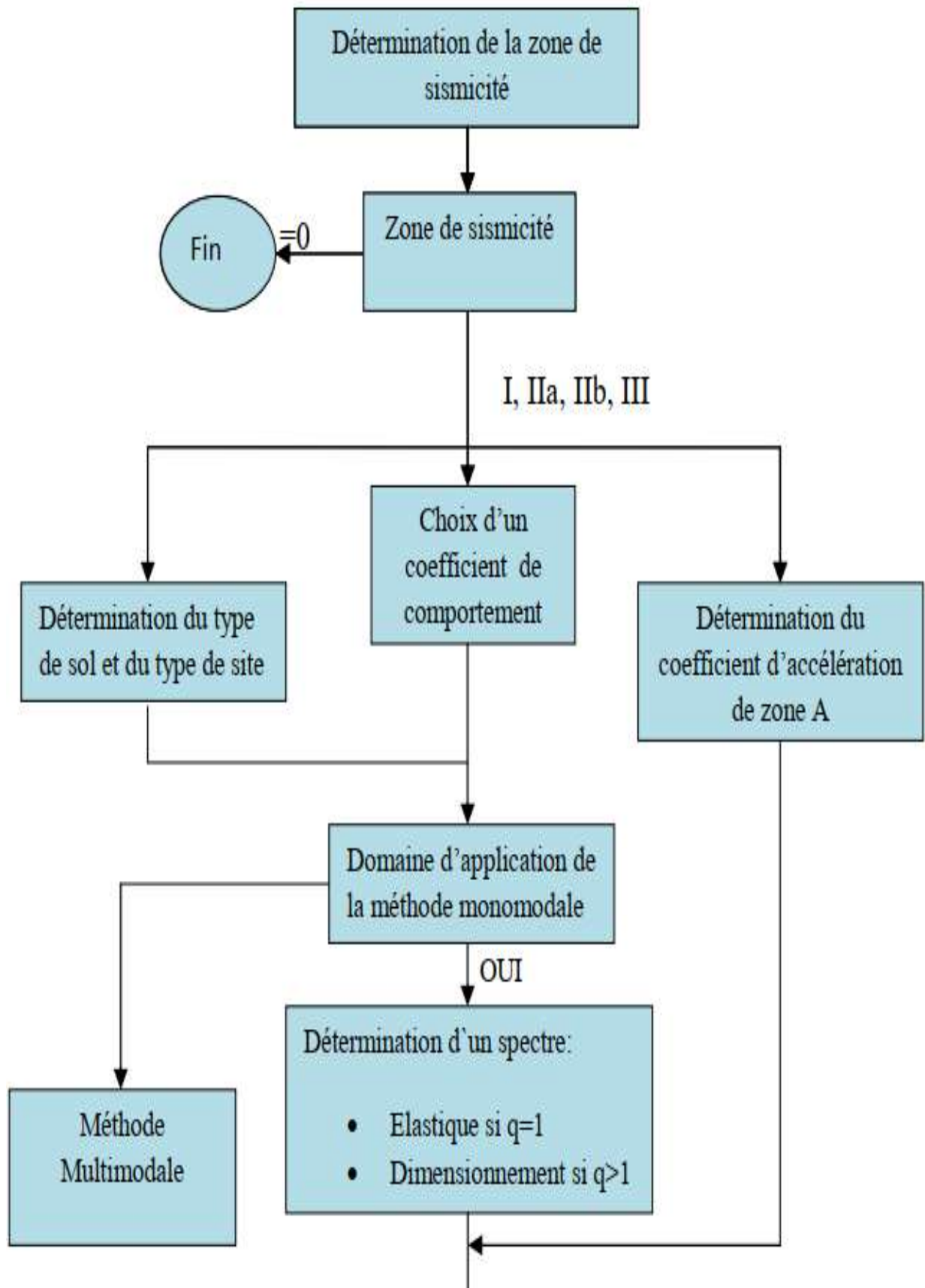
des aciers longitudinaux dans des zones bien délimitées appelées rotules plastiques. Les efforts obtenus par l'analyse linéaire élastique peuvent ainsi être réduits, ce qui peut être bénéfique en particulier pour le dimensionnement des fondations. Pour réduire les efforts de dimensionnement, la notion de coefficient de comportement q est utilisée. Les efforts obtenus par un calcul élastique, en utilisant le spectre de dimensionnement sont divisés par ce coefficient " q " pour le dimensionnement de la structure. Seuls les efforts sont divisés et non les déplacements.

La formation de rotules plastiques de flexion dans les éléments ductiles est une exigence essentielle pour l'application des valeurs du coefficient q pour le comportement ductile. Si la formation de rotules plastiques dans les piles n'est pas probable, il ne faut pas utiliser de coefficients de comportement supérieurs à 1 sans motivation particulière, puisque les piles n'arrivent pas à la plastification sous l'action sismique de calcul. Ceci est susceptible de se produire lorsque pratiquement la totalité de l'action sismique est supportée par un ou deux éléments très raides et résistants (culées ou piles) qui demeurent dans le domaine élastique.

Dans des zones de forte sismicité, lorsque la dissipation est concentrée aux culées, il convient de disposer sur celles-ci des dispositifs qui absorbent l'énergie [8].

II.7 Procédure de dimensionnement d'un ouvrage multi travée

Le dimensionnement d'un ouvrage multi travée est présentée ci-dessous (donner la figure) sous forme d'un diagramme telle qu'elle est décrite dans le règlement (RPOA2008).



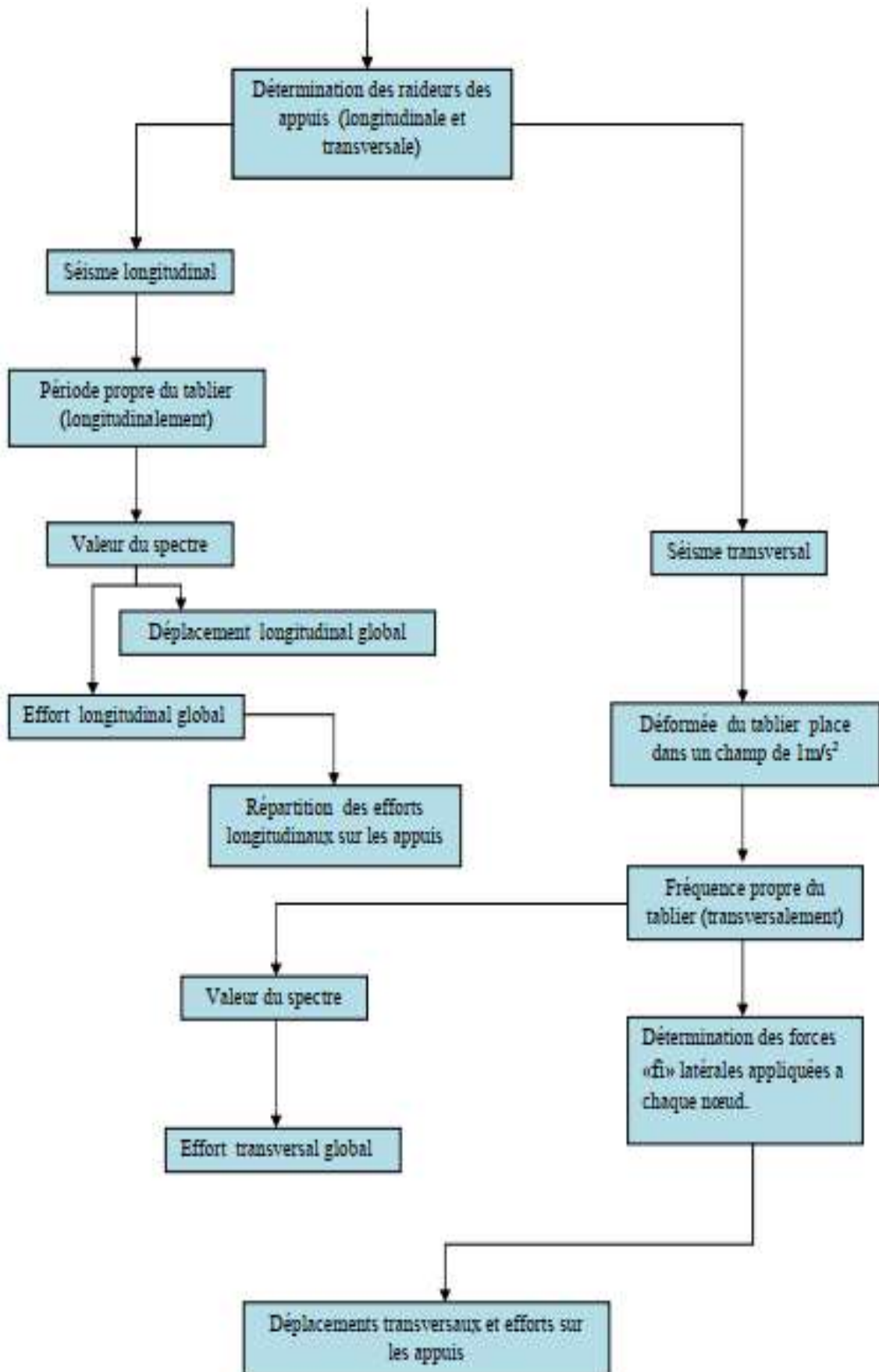


Figure II. 1 : Procédure de dimensionnement d'un ouvrage multi travée

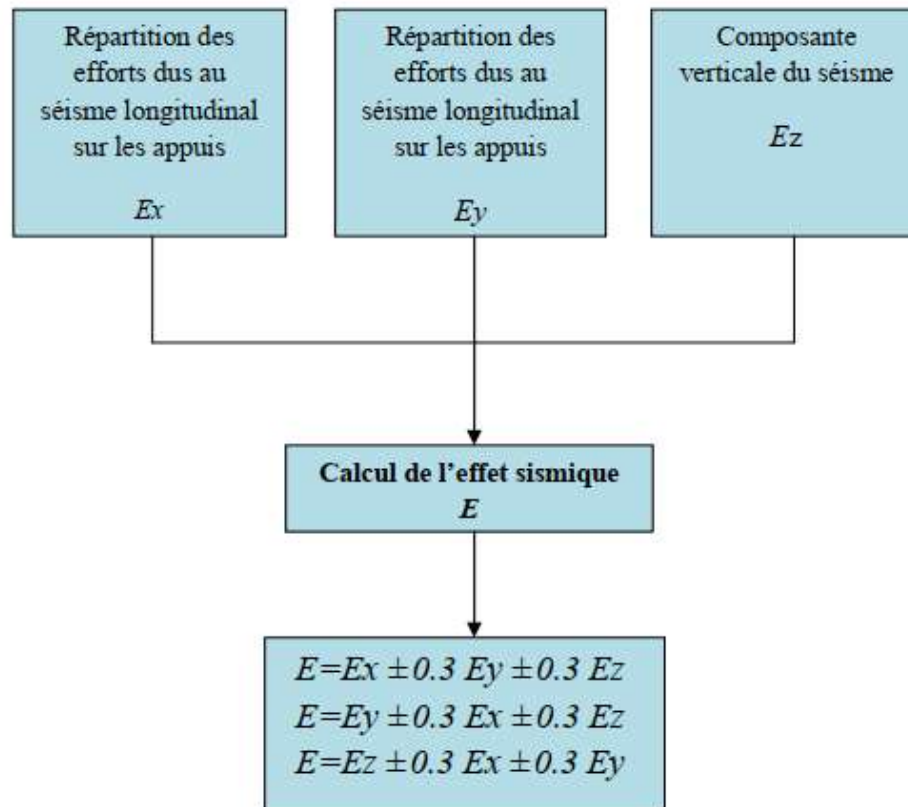


Figure II. 2 : Diagramme de la combinaison sismique

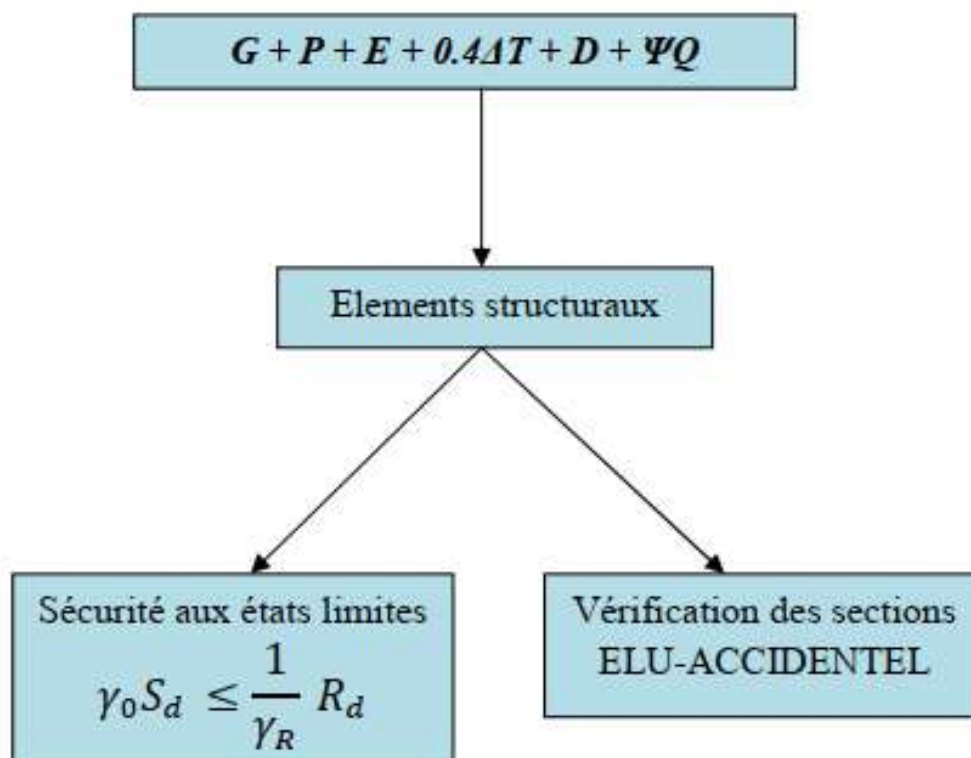


Figure II. 3 : Diagramme de la combinaison ELU accidentel [9].

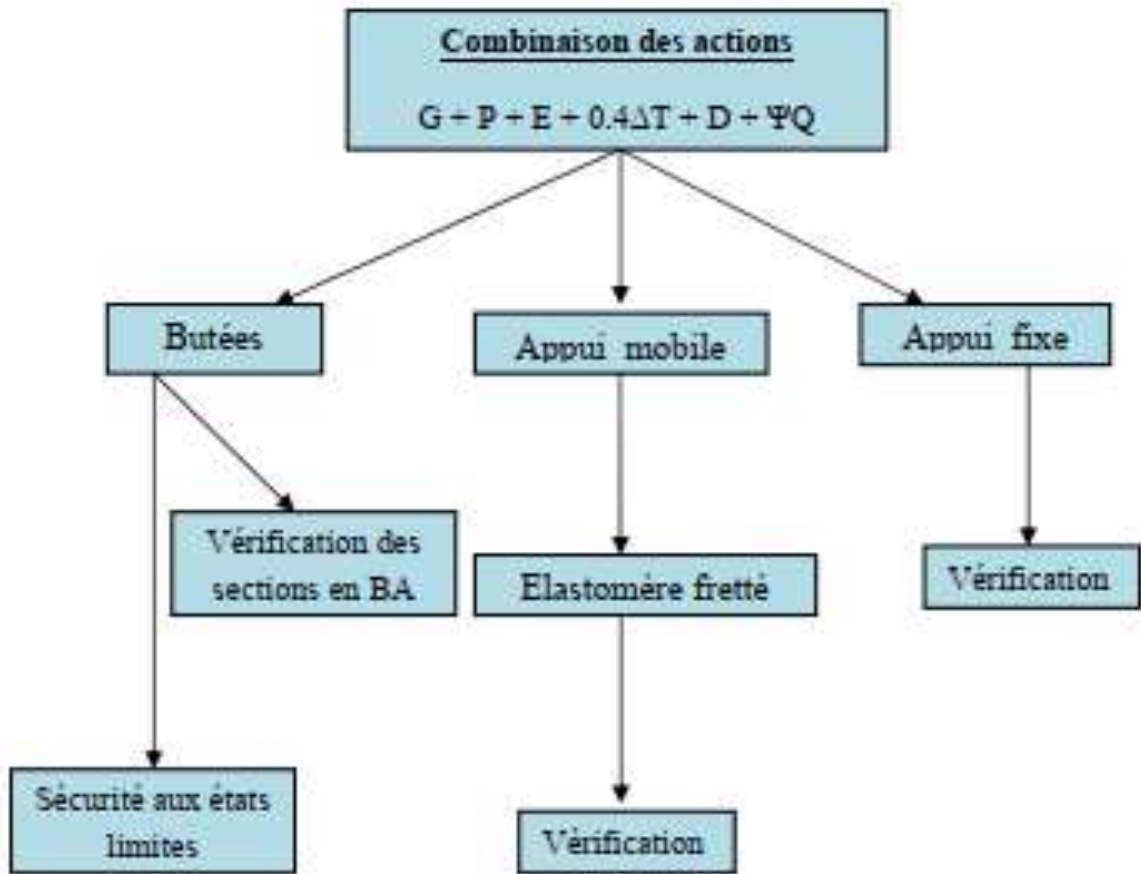


Figure II. 4 : Diagramme de combinaison - effets inertiels [9].

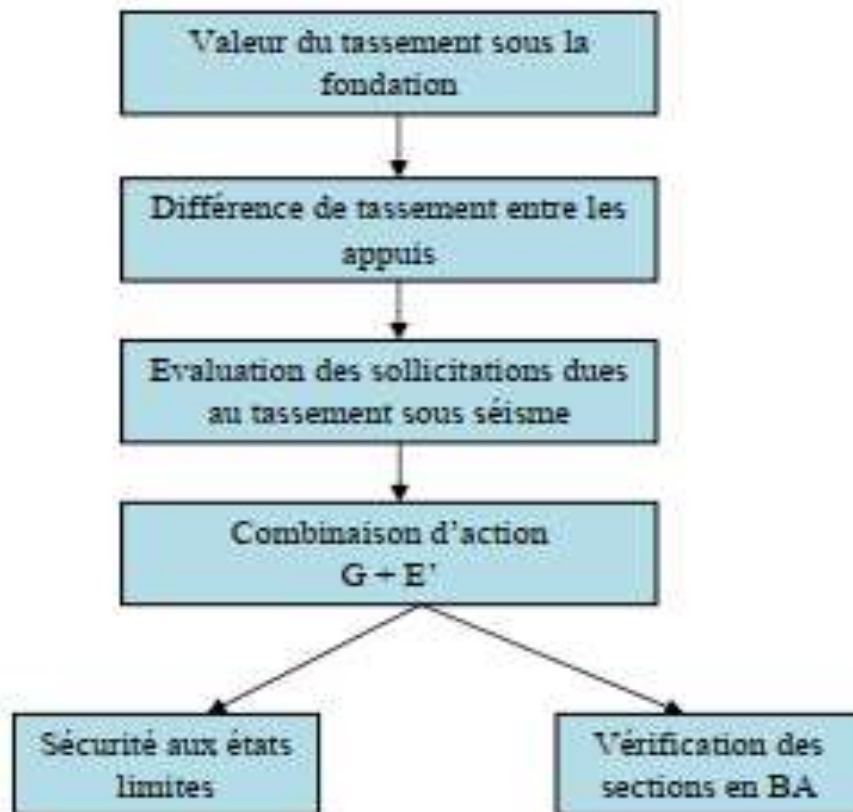


Figure II. 5 : Diagramme de tassements [9].

II.7.1 Dimensionnement en capacité :

L'action sismique impose aux structures des déformations horizontales, cycliques et dynamiques. Dans le cas d'un séisme important, le caractère cyclique de la sollicitation conduit à l'éclatement du béton de couverture dans les zones de grandes déformations plastiques. Quant au caractère dynamique de l'action sismique, il implique notamment que la rigidité de la structure influence le niveau de sollicitation.

II.7.2 Choix du comportement :

Lors des calculs spectraux, on suppose que la structure a un comportement linéaire et élastique. Cependant, dans certains cas, notamment pour les ouvrages comportant une ou plusieurs piles fixes et soumis à des séismes de forte intensité, il n'est pas pratique de considérer que le comportement de l'ouvrage reste dans le domaine élastique.

II.7.3 Coefficient de comportement :

Au lieu d'appliquer une force, l'action sismique agit sur une structure en lui « appliquant » un flux d'énergie. Cette énergie absorbée par la structure doit être dissipée par amortissement ou déformation plastique. Le coefficient de comportement « q » prend en compte l'effet bénéfique de la capacité de la structure à dissiper l'énergie introduite sous forme de déformation plastique.

II.7.4 Ductilité globale et locale

La ductilité est un paramètre clé du comportement sismique. En général, la ductilité (U_{tot}/U_y) est définie comme le rapport entre la déformation totale (U_{tot}) et la déformation au début de la plastification (U_y), en supposant le comportement idéalisé selon la Figure II.8. Cette définition s'applique à la déformation au sens large, c'est-à-dire déplacement, courbure, rotation, allongement, etc.

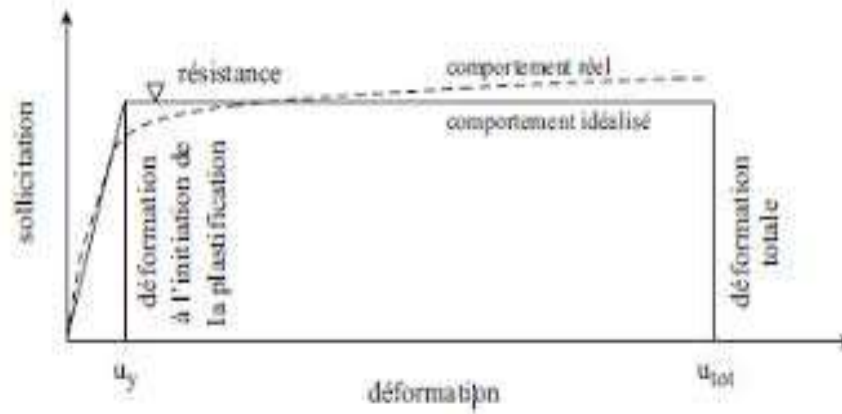


Figure II. 6 : définition de ductilité

II.7.5 Dimensionnement

Etant donné que les sollicitations sismiques entraînent les matériaux loin dans le domaine plastique, des méthodes de dimensionnement particulières sont nécessaires. Le dimensionnement en capacité (capacité design) est l'une de ces méthodes [10]. Le principe de base du dimensionnement en capacité peut s'énoncer comme suit : l'ingénieur choisit les endroits où les déformations plastiques doivent se concentrer (rotules plastiques) en cas de séisme pour un comportement ductile de la structure [11].

II.7.6 Comportement ductile :

L'ingénieur dimensionne une structure en admettant qu'en cas de séisme son comportement sera ductile. Dans ce cas, le dimensionnement doit être effectué conformément aux règles du dimensionnement en capacité [12].

Les concepts de base du dimensionnement en capacité doivent être respectés, en particulier il faut :

- Distinguer entre zones plastiques et élastiques de la structure.
- Optimiser la dissipation d'énergie en choisissant la localisation des zones plastiques.
- Assurer une grande capacité de déformation des zones plastiques en soignant les détails constructifs

II.8 Dimensionnement en capacité d'une pile :

M_d est le diagramme des moments dans les appuis issus du calcul utilisant le spectre de dimensionnement $S_d(T)$. Dans la conception en capacité, pour les structures à comportement ductile, on divise ces moments par le coefficient de comportement q [8]. La valeur M_{Rd} à utiliser dans le calcul de la résistance à la flexion, dans la direction et le sens choisis du séisme est donnée par l'expression :

$$M_{Rd} = \frac{M_d}{q} \quad (2.1)$$

Les rotules plastiques se forment en pied de pile, ou éventuellement en tête (en cas d'encastrement dans le tablier), là où la valeur du moment fléchissant atteint son maximum. Des " zones critiques " englobent les zones de rotule plastique et qui s'étendent à partir de l'encastrement sur une longueur l_c qui est la plus grande des deux valeurs ????? :

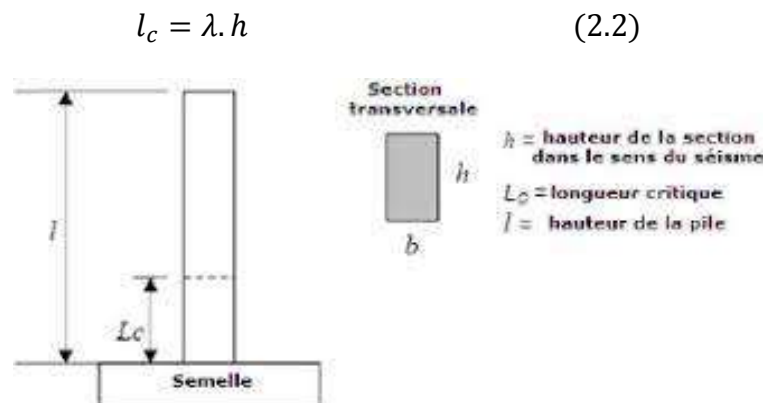


Figure II. 7 : Zone critique

En dehors de la zone critique, il existe moins de réglementations de construction conçues pour garantir qu'aucune ~~charnière en plastique~~ ne puisse s'y former. C'est pourquoi il faut multiplier le M_{Rd} en dehors de la zone critique par le coefficient de « surcapacité » (γ_0), qui est d'autant plus grand que le comportement inélastique prévisible (q) est grand :

- $\gamma_0 = 0.8 + 0.2q$ pour le béton

$\gamma_0 = 1.2$ si $q > 1$ pour la charpente métallique.

II.9 Conclusion

La méthode de conception et de dimensionnement du code RPOA est basée sur la résistance sismique du pont, c'est-à-dire que les communications d'urgence doivent maintenir une fiabilité adéquate et des dommages qui pourraient entraîner une défaillance des bâtiments et des installations environnants. Contrôlée.

Il n'y a pas de protection absolue et de risque zéro, mais une protection relative et un risque acceptable, de plus, certaines structures peuvent supporter des déformations situées dans le domaine post-élastique, conduisant à des détériorations : fissuration, rupture de certains éléments non structuraux est reconnue.

Les règles de calcul du code sont basées sur les principes de calcul de capacité, qui nécessitent un concept en couches de formation de charnière plastique et la validation de méthodes d'analyse non linéaire appropriées, qui n'ont été utilisées que récemment par d'autres codes et réglementations.

Chapitre III

Modélisation Numérique du Pont

Chapitre III : Modélisation numérique du pont

III.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est le calcul des charges et surcharges appliquées au tablier afin de déterminer les efforts auxquels ce dernier sera soumis. Nous commencerons par le poids propre du tablier, les surcharges réglementaires auxquelles sera soumis le pont ainsi que leur disposition sur le tablier.[5]

III.2 Etude de cas

Il s'agit d'un pont mixte (béton- Acier HSS) de deux travées de 23m pour chacune, le pont est simplement appuyé aux extrémités. La substructure constituée de deux culées entourées de remblai et une pile de trois futs liés au chevêtre. Au niveau de la pile il y a deux lignes des appareils d'appuis permettant ainsi d'un système isostatique (deux travées indépendants). Le tablier est constitué d'une dalle en BA d'une épaisseur de 25 cm repose sur un système croisé des poutres métallique composé de deux poutres PRS et des entretoises transversales posés chaque 3m le long de chaque travée. La figure III.1 montre la morphologie du pont

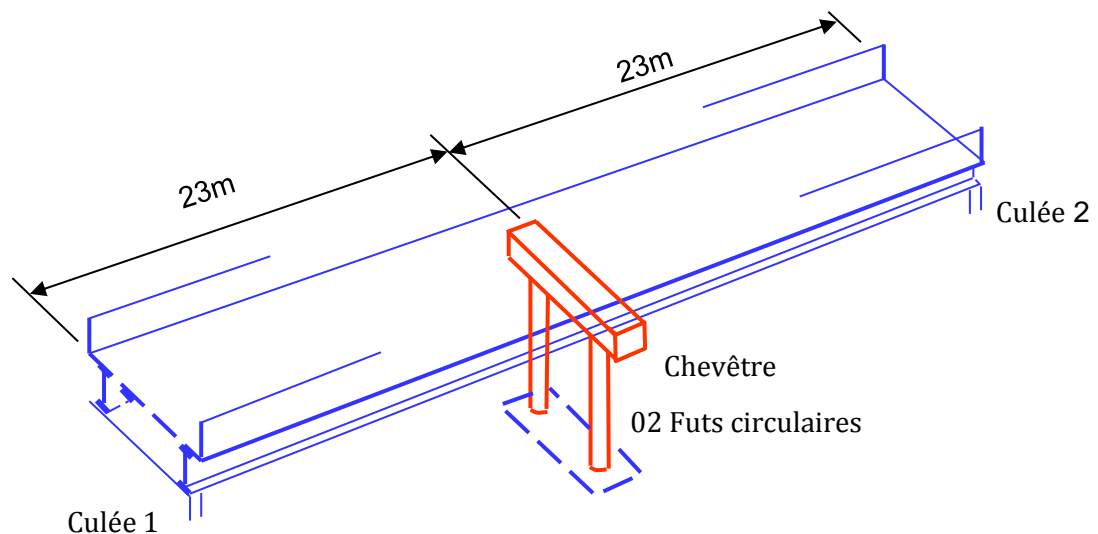


Figure III-1: Vue perspective du pont étudié

Données supplémentaires :

- Largeur du tablier : 6m
- Hauteur de fut : 8m
- Chevêtre : $h=1.2m$, $b=1.00m$, $l=8.0m$
- Chaussée en BP d'une épaisseur : 8cm
- Etanchiété d'une épaisseur : 3cm
-

III.2.1 Dimensionnement des poutres

L'élanement H_p/L économique est actuellement pour les ponts routiers

- Travée isostatique : $H_p = 1/22$
- Tablier continu : $H_p = 1/28$

Sur la base de cet élanement nous donne les dimensions des poutres principales suivants :

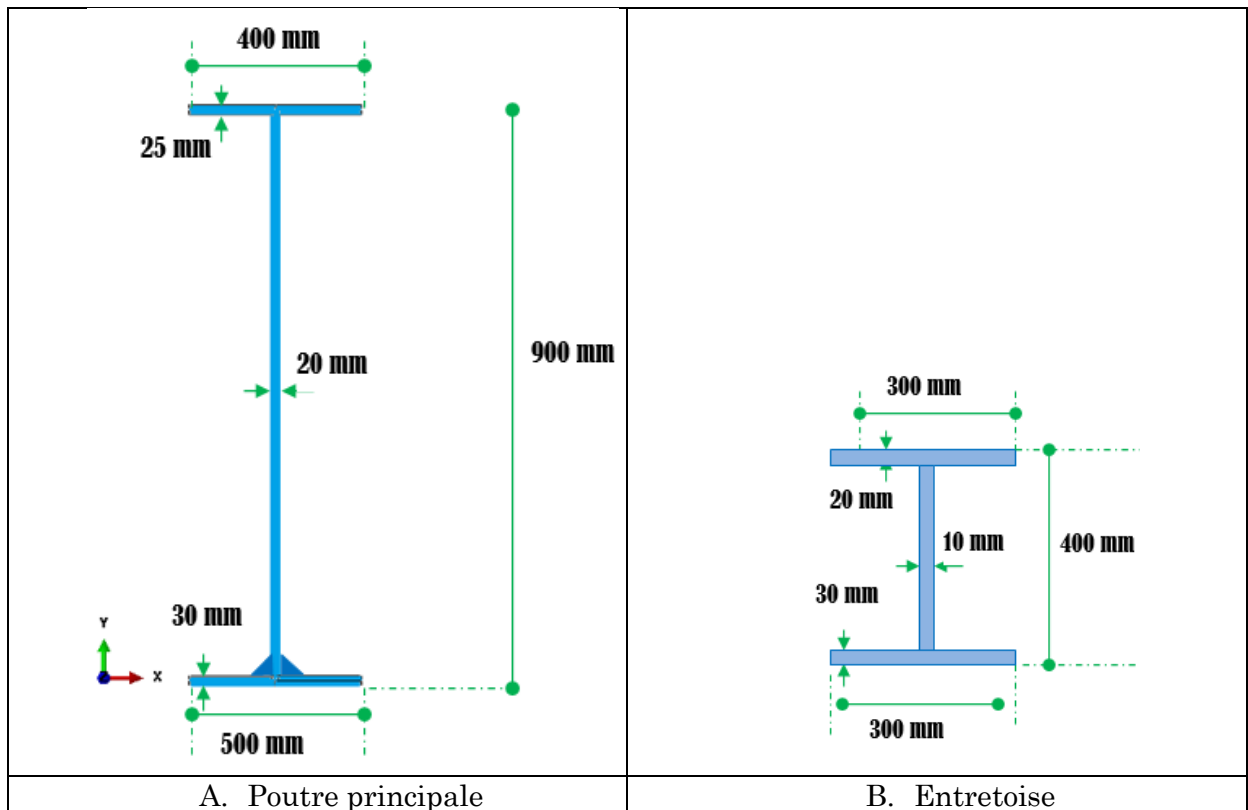


Figure III-2: Les dimensions de la poutre principale et l'entretoise

III.3 Détermination des charges permanentes (G)

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et les installations fixes.[1]

III.3.1 Calcul des charges permanentes

Le poids des différents éléments est évalué à partir de leurs dimensions et de leur densité qui est égale à $\rho_b = 2,5 \text{ t/m}^3$ pour les bétons ordinaires et $\rho_a = 7.8 \text{ t/m}^3$. Les charges permanentes comprennent :

- Les actions dues au poids propre de la dalle et poutres métalliques ;
- Les actions dues aux poids des différents équipements.

III.3.2 Calcul des charges permanentes

✓ Poids de la poutre

$$P_t = (S) \cdot v_s = 0.089 \cdot 23 \cdot 7.85 = 16.068 \text{ t}$$

Donc le poids des deux poutres est :

$$P_T = P_t \cdot 2 = 16.068 \cdot 2 = 32.138 \text{ t}$$

✓ Poids de la dalle

$$P_D = h.l.L.\gamma_{BA} = 0.25.8.3.25 = 110.4 \text{ t}$$

✓ Poids d'entretoise

$$P_{\text{Entretoise}} = 4 \cdot 7.66 \cdot 0.0156 = 0.48 \text{ t}$$

✓ Poids total de la dalle

$$P_{Cp} = \frac{110.4 + 32.138 + 0.48}{23} = 6.22 \text{ t/ml}$$

Donc : $C_P = 6.22 \text{ t/ml}$.

III.3.3 Calcul des charges permanentes complémentaire

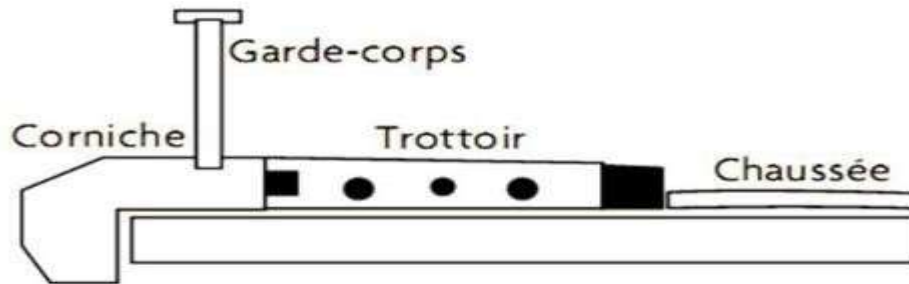


Figure III-3: les équipements du tablier

✓ Les trottoirs

Pour un seul trottoir :

$$P_{tr} = l_{tr} \cdot q_{tr}$$

P_{tr} = surcharge du trottoir $L_{tr} = l_{tr1} + l_{tr2}$ et $L_{tr1} = L_{tr2}$

$$P_{tr} = 1.5 \cdot 2 \cdot 1.125 = 3.37 \text{ KN/ml} = 0.337 \text{ t/ml}$$

✓ Les corniches

Pour une seule corniche : $P_c = 1.125 \text{ t/m}$

Pour deux corniches : $p_c = 1.125 \cdot 2 = 2.25 \text{ t/m}$

✓ Le revêtement

$$P_{rev} = 8 \cdot 0.08 \cdot 2.2 = 1.40 \text{ t/ml}$$

✓ L'étanchéité

$$P_{et} = 0.03 \cdot 2.2 \cdot 11 = 0.726 \text{ t/ml}$$

✓ Les gardes corps

Pour un garde-corps on a : $P_{gc} = 0.1 \text{ t/ml}$

Pour deux gardes corps on a : $P_{gc} = 0.1 \cdot 2 = 0.2 \text{ t/ml}$

Tableau III-1: Les charges des éléments non porteurs.

La superstructure	La charge (t/ml)
Trottoirs	0.337
Corniches	2.25

Revêtement	1.40
Etanchéité	0.726
Gardes corps	0.2
CCP= $\sum P$	4.906

$Qt = cp + ccp = 6.22 + 4.906 = 11.17 \text{ t}$ soit 111.7 KN /ml

III.4 Largeur roulable, largeur chargeable, nombre de voies :

III.4.1 Largeur roulable (L_r)

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Elle comprend donc outre la chaussée proprement dite toutes les sur largeurs éventuelles telle que bande dérasée, bande d'arrêt...etc. Dans le cas où l'on prévoit un élargissement futur de la chaussée, il y'a lieu de considérer celle-ci dans son état définitif. Dans notre cas $L_r = 6.0 \text{ m}$.

III.4.2 Largeur chargeable (L_c)

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

Donc :

$$L_c = 6.0 - 0.50 = 5.5 \text{ m}$$

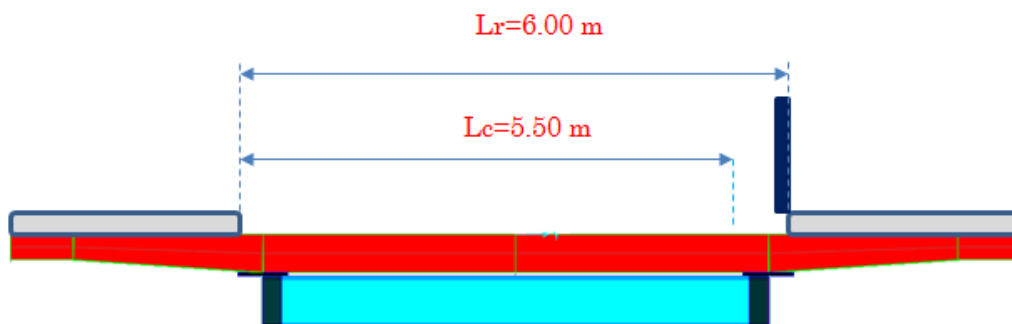


Figure III-4: Dimensions de la largeur roulable et chargeable

III.4.3 Nombre de voies

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

$$N = \frac{L_c}{3} = \frac{5.5}{3} = 2$$

$N= 2$ voies, donc on a que 2 voies.

III.4.4 Classe du pont :

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

$L_R= 6,0$, donc notre ouvrage est de 3^{ème} classe.

III.5 Détermination des surcharges

La surcharge opérationnelle est divisée en surcharge mobile et surcharge opérationnelle de trottoir. La surcharge en mouvement est causée par le poids des véhicules et la circulation sur la chaussée. Les frais de fonctionnement sont pris en compte dans le calcul de cette redevance. Le travail est recommandé dans le chapitre 2 du tome 61. C'est :

- Système A ;
- Système B et son sous-système Bc
- Systèmes militaires ;
- Excellent système de flotte ;
- Trottoirs surchargés. [4]

III.5.1 Système de charge A

Système de charge A Ce système se compose de charges uniformément réparties d'intensités variables suivant la longueur surchargée et qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont. Elles représentent un embouteillage ou un stationnement, ou bien tout simplement une circulation continue à une vitesse à peu près uniforme d'un flot de véhicules composé de voitures légères et de poids lourds. Ainsi la chaussée du pont est soumise à une surcharge uniformément répartie dont l'intensité est égale au produit (variable avec la longueur surchargée (lS) par des coefficients définis dans la suite. Dans cette étude nous considérons que toute la travée est uniformément surchargée d'où les longueurs surchargées sont égales à 23m

- Le nombre de voies (n) : C'est la partie entière du quotient par 3 m de la largeur chargeable L_c en mètres $n = \frac{l_c}{3} = \frac{6}{3} = 2 \Rightarrow 2$ voies
- Classe du pont : Les ponts routes sont rangés en 3 classes selon la largeur roulable et leur destination

La largeur d'une voie (v) c'est la largeur chargeable divisée par le nombre de voies.

$$\frac{lc}{n} = v \Rightarrow \frac{6}{2} = 3 \text{ m}$$

Tableau III-2: classes d'un pont route.

Classe	Largeur roulable (Lr)
I	$Lr \geq 7\text{m}$
II	$5.5 < Lr < 7 \text{ m}$
III	$Lr \leq 5.5$

Dans le cas des ponts de portée unitaire inférieure ou égale à 200 m. Les routes doivent supporter des charges uniformément réparties de type A. [4]

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{12+23} = 12.58 \text{ KN/ m}^2$$

$$A1(l) \text{ max} = 12.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha_2 = 3.5/4.1 = 0.85$$

$$\text{Donc } A2(l) = 0.85 \times 12.58 = 10.69 \text{ KN /ML}$$

III.5.2 Système de charge B

Les charges de type B sont composées de trois systèmes distincts :

- Le système Bc qui se compose de camions types ;
- Le système Bt qui se compose de groupes de 2 essieux (essieux-tandems)
- Le système Br qui se compose d'une roue isolée.[4]

- Système Bc

Bc Chaque itinéraire comprend un camion typique ou jusqu'à deux camions, un nombre égal au nombre d'itinéraires. Le poids typique d'un camion du système BC est de 30 tonnes. Dans notre projet, nous disposons de 02 lignes de production composées de 02 camions. Les caractéristiques d'un système BC standard sont présentées dans la figure ci-dessous. [4]

-Longitudinalement : (masse relative à une file de camions et charge donnée par essieu) longitudinalement le nombre de camions par file est limité à

-Transversalement : On peut disposer transversalement sur la chaussée autant de files de camions Bc que la chaussée comporte de voies de circulation [4]

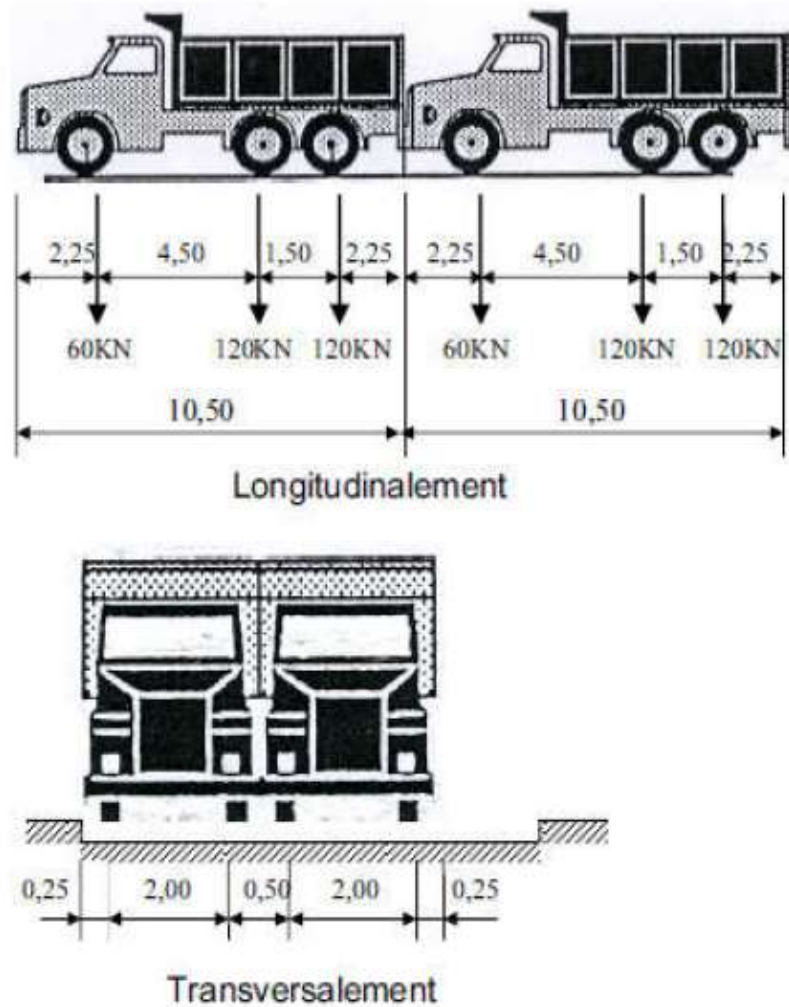


Figure III-5: disposition des camions du système Bc

Le coefficient de majoration dynamique de ce système est donné par la formule.

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

Du fait que les charges B sont mobiles, leurs valeurs statiques sont amplifiées par un coefficient majoration dynamique

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0.4}{(1 + 0.2 \times 23)} + \frac{0.6}{(1 + 4 \frac{111.7}{1200})} = 1 + 0.03 + 0.43 = 1.46$$

III.5.3 La charge militaire M_{c120}

Mc120 Est un véhicule militaire du type chenilles. Il est conçu dans le fascicule 61 titre II comme suit :

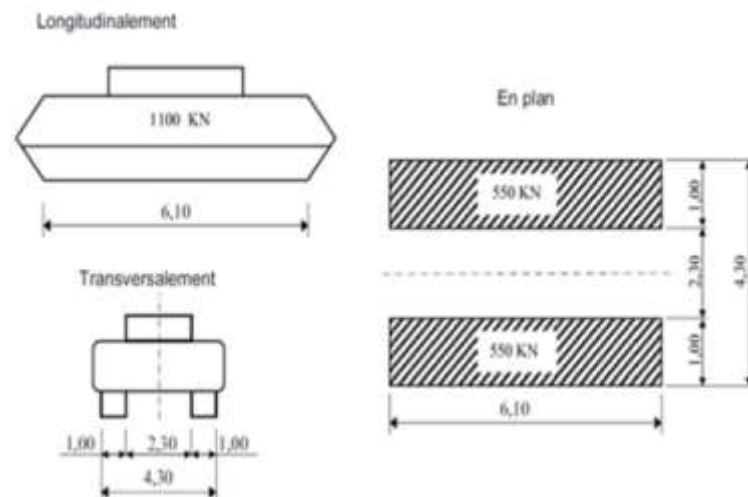


Figure III-6: Véhicule MC120

Du fait que les charges M sont mobiles, leurs valeurs statiques sont amplifiées par un coefficient majoration dynamique

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0.4}{(1 + 0.2 \times 23)} + \frac{0.6}{(1 + 4 \frac{111.7}{110})} = 1 + 0.03 + 0.43 = 1.19$$

III.5.4 La charge exceptionnelle D240

Il est conçu dans le fascicule 61 titre II comme suit :

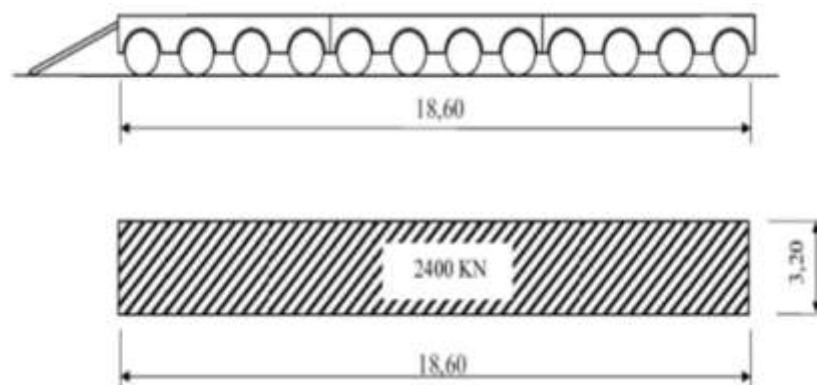


Figure III-7: Convoi type D240

III.6 Les combinaisons de charges

Les combinaisons de charges sont un aspect critique de la conception. Il est important d'assurer d'appliquer correctement les combinaisons de charges de conception appropriées pour assurer que les exigences de conception minimales de RPOA 2008 sont respectées.

Tableau III-3: Les combinaisons des charges

Action prépondérante	Combinaisons
E.L.U	$1,35G+1,6(A(l)+St)$
	$1,35G+1,6(Bc+St)$
	$1,35G+1,6(Bt+St)$
	$1,35G+1,35M_{c120}$
	$1,35G+1,35D_{240}$
E.L.S	$G+1,2(A(l)+St)$
	$G+1,2(Bc+St)$
	$G+1,2(Bt+St)$
	$G+1,2M_{c120}$
	$G+1,2D_{240}$
	$G+1,2(A(l)+St)+0,5T$

III.6.1 Combinaison de l'actions sismiques :

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour expliquer l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale E, dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales E_x , E_y et E_z dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E1 = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E2 = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E_3 = E_Z \pm 0.3 E_X \pm 0.3 E_Y$$

III.7 Modélisation du pont en utilisant CSiBridge

On a choisi d'utiliser le logiciel CSiBridge version 24, Pour notre projet de fin d'étude pour modéliser et calculer notre structure. C'est un logiciel qui calcul les efforts interne dans une structure, en utilisant le principe des éléments finis.

Avec CSiBridge les ingénieurs peuvent facilement définir des géométries de ponts complexes et assez simples, des conditions aux limites et des cas de charge. Les modèles de pont sont définis paramétriquement en utilisant des termes qui sont familiers aux ingénieurs des ponts tels que des lignes construction, voie de roulement, travées, butées, fondation, piles et tabliers etc...



Figure III-8: CSiBridge Version 24

Le but de modélisation c'est d'élaborer un modèle qui peut décrire d'une manière très approchée le fonctionnement de l'ouvrages. La structure modéliser nous permet d'avoir une appréciation réelle du comportement d'ouvrage sur les différentes sollicitations appliquées à travers les efforts internes résultant d'une analyse numérique sous les différentes charges

III.7.1 Présentation des commandes de logiciel CSI Bridge 2.3

- ❖ **File** : (Nouveau, Ouvrir, Enregistrer et Enregistrer sous, Importer, Exporter, Imprimer, Rapport, Photos, Contrôle des fichiers, Animation, Paramètres et Langue).
- ❖ **Home** : (Utilisation de l'assistant de bridge "Bridge Wizard", options "View - Snap", "Selection", "Display" et "Quick Draw").
- ❖ **Layout** : Définition des lignes de conception et des lignes de cheminement)
- ❖ **Components** : (Propriétés des matériaux et définition des piliers, poutres, culées,

fondations ; Super structure "Deck Sections", Connexions des sous-structures et types de support).

- ❖ **Loads** : (Véhicules, Modèles de charge, Fonctions de charge, Affectation de charge).
- ❖ **Bridge** : (Objets de pont, Charger des données définies sur le pont)
- ❖ **Analysis** : (Cas de charge, Enregistrer la réponse, Verrouiller le modèle, Options et analyse du modèle, Modifier la géométrie déformée)
- ❖ **Design/Rating** :(Combinaisons de charges, conception de super structures, conception sismique, capacité de charge).
- ❖ **Advanced** (Editer, Définir, Dessiner, Assigner, Charger l'assignation, Analyser, Outils).

La modélisation dans CSIBridge vise à élaborer un modèle numérique précis capable de représenter le comportement structurel du pont sous diverses conditions de charge. La méthode des éléments finis (MEF) est utilisée pour le maillage de la structure en plusieurs éléments, facilitant l'analyse et la conception.

l'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 postprocesseur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports Explicatifs.

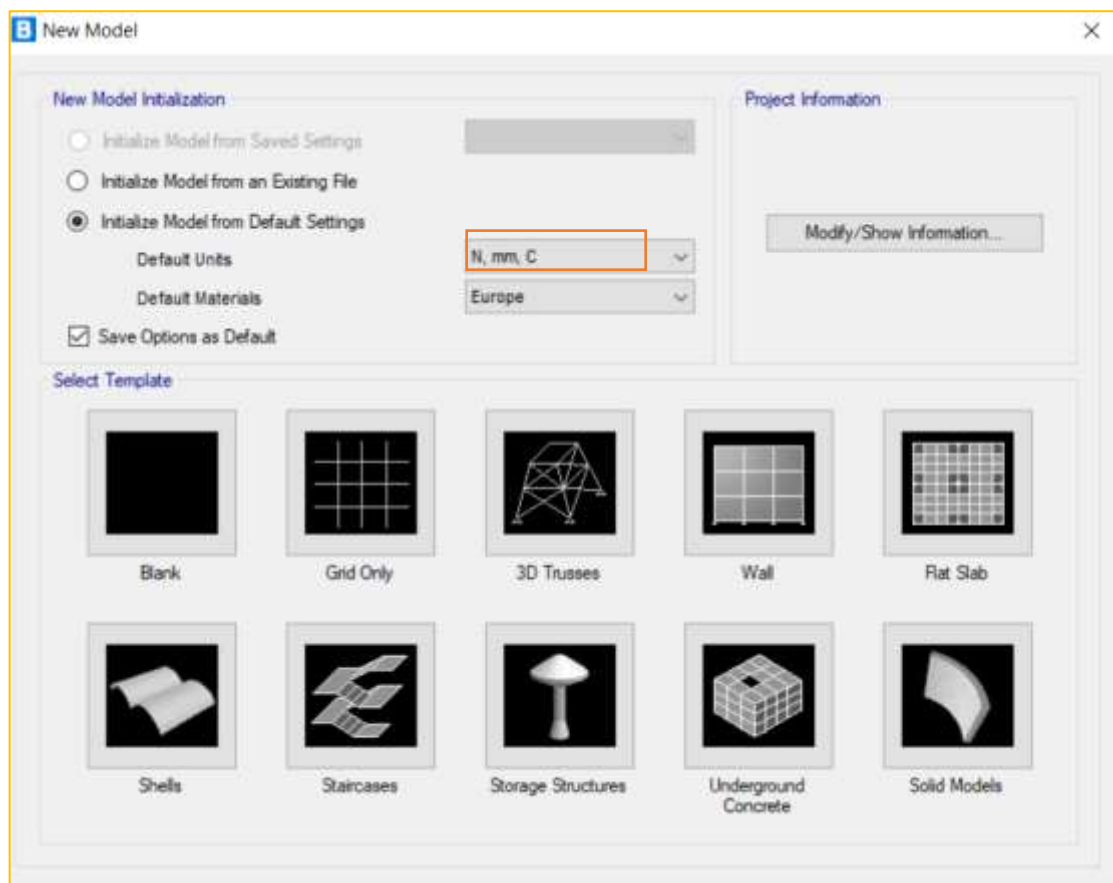


Figure III-9: Présentation de logiciel CsiBridge

III.7.2 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 cliquons sur « File » « New Model ».

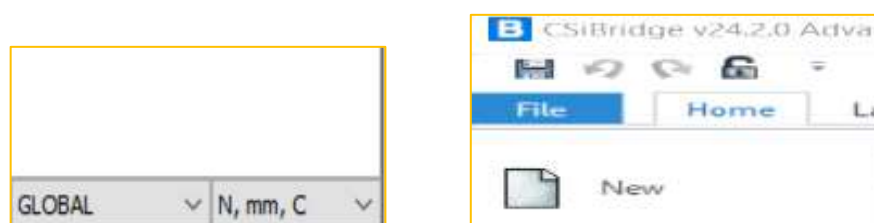


Figure III-10: Choix d'unité et de nouveau modèle.

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

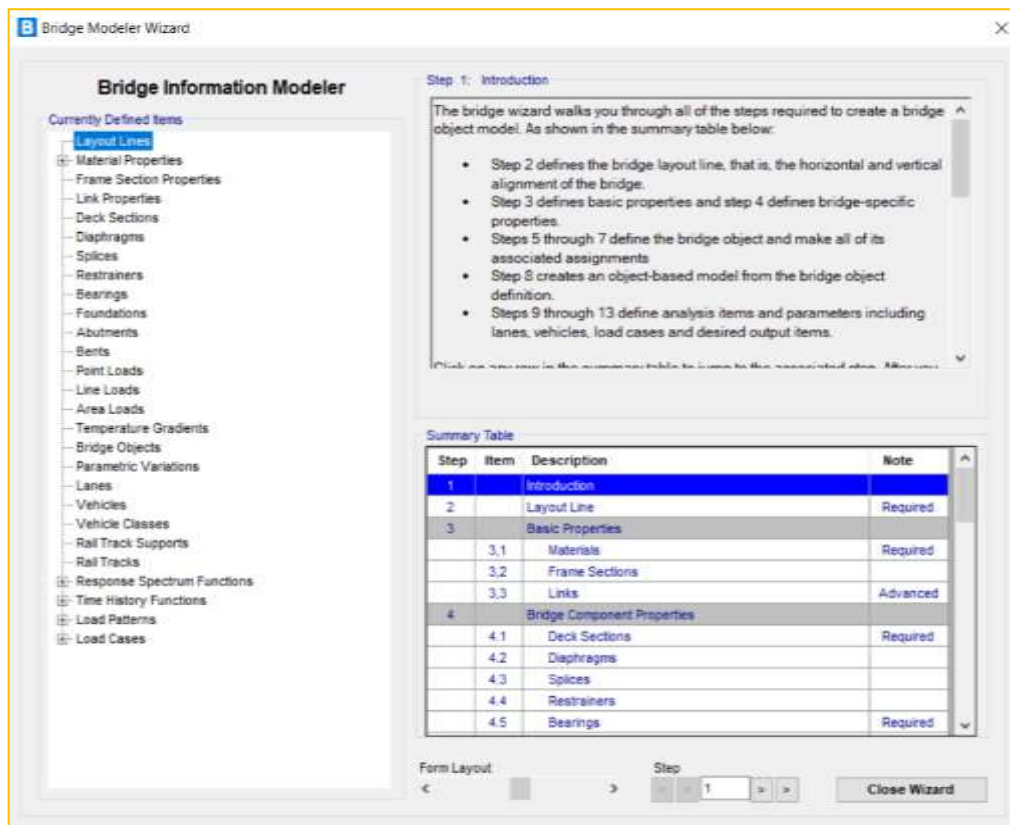


Figure III-11: Représentation de la fenêtre « Bridge Wizard »

III.7.3 La modélisation du tablier :

Le tablier est défini par la description « Lay-out 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 :

Initial and End Station Data

Initial Station (mm)

Initial Bearing

Initial Grade in Percent

End Station (mm)

Figure III-12: Affectation de la longueur du tablier

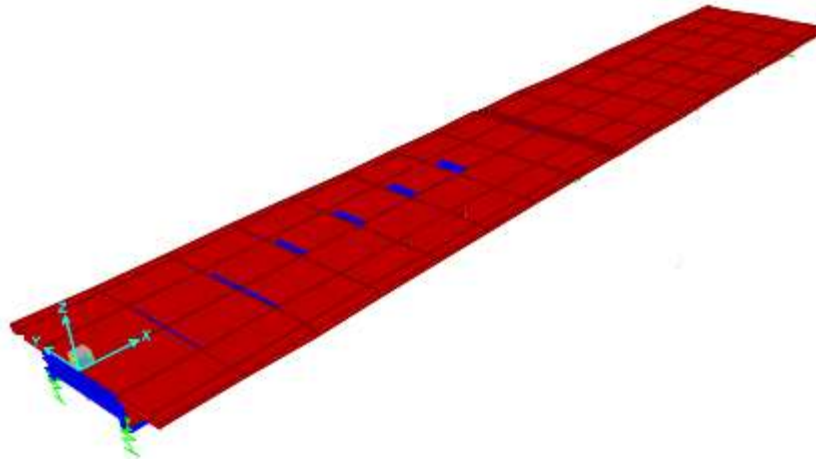


Figure III-13: Représentation de la longueur du tablier

Étape qui suit, est de définir les caractéristiques des matériaux nécessaires pour l'étude en choisissant la description « Materials » et par suite on définit les propriétés des sections du tablier, poutres en I dans les deux extrémités

Pour cela, on passe par « Frame section » et dans laquelle on choisit le type « concrète » signifiant le Béton, et la forme « Precast la description « Deck Section » nous permet de définir le tablier, par entrant les valeurs des dimensions de ce dernier dans les cases appropriées

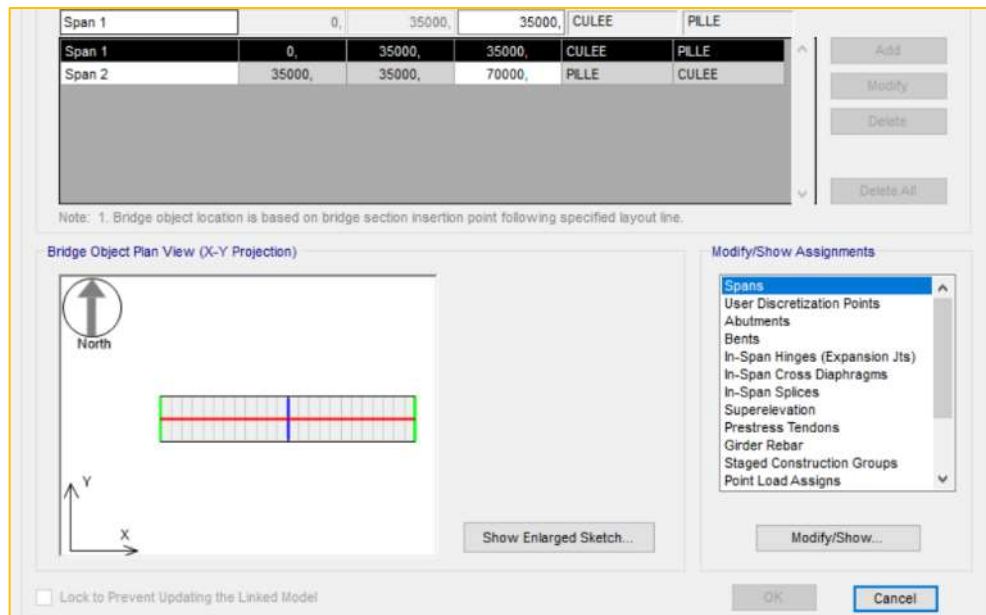


Figure III-14: Séparation des différentes sections du tablier

III.7.4 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

annexe 03. Pour cela, on choisit la description « Load Pattern Définitions » du tableau indiqué dans La figure(III.11) et ajouter à chaque fois la charge et son type en cliquant sur « Add New LoadPattern », représenté comme suit :

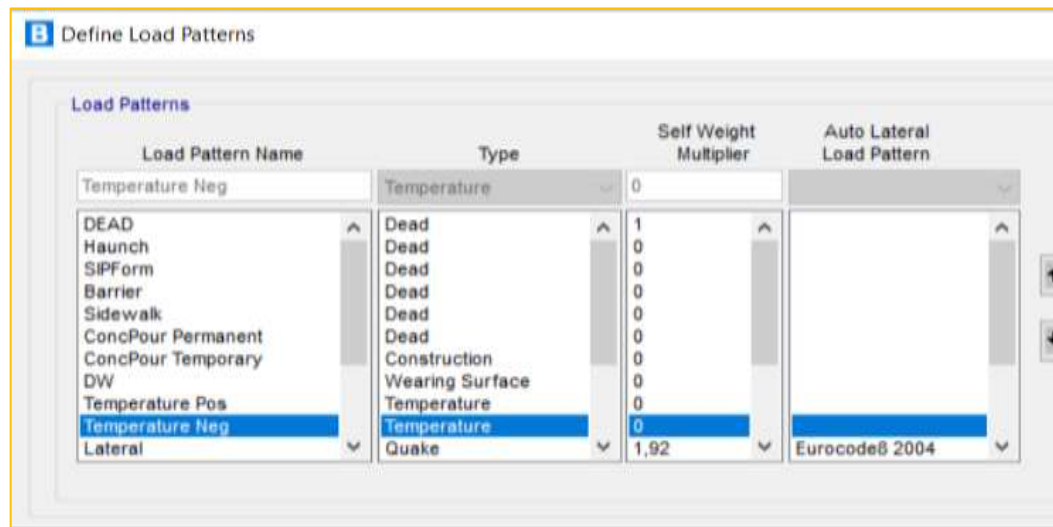


Figure III-15: Détermination des Charges et combinaisons

Les combinaisons sont définies en choisissant « Define » de la barre des tâches, et puis « Load combinations », 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 « MovingLoad ». Ensuite, on représente les lignes de voie sur la travée, par la sous-tâche « Lanes » qui est adoptée soit par la description « Lanes », ou par passant de « Define » « Bridge Loads » « 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 :

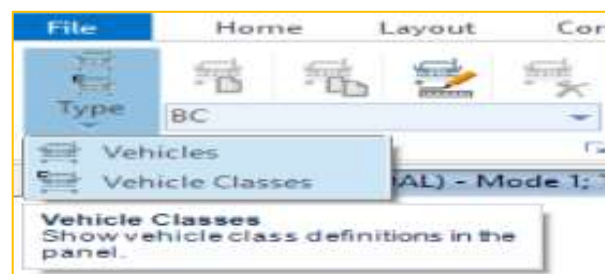


Figure III-16: Affectation des valeurs des surcharges

III.7.5 Modélisation d'infrastructure

On définit les piles et le chevêtre comme élément « Frame ». Après la définition des matériaux nécessaires à la construction et les propriétés de chaque section

(Pile, Chevêtre, Poutre en about et Poutre en mi travée). On change la longueur totale du tablier dans la sous-tâche « layoutlines».

Quand les propriétés des sections sont données, on passe a l'étape afin de définir la culée, sachant que la description « Abutement» représente cette dernière, comme suit :

« Bridge » « Abutement » « Add New Bridge Abutement», et donner un nom pour l'élément:

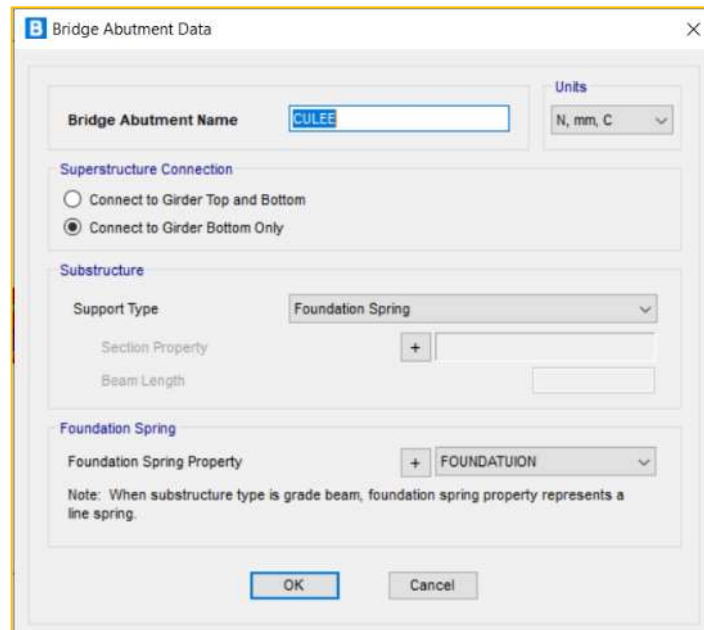


Figure III-17: Définition des culées

L'étape qui suit, est définir les piles par la sous-tâche « Bents», sachons qu'on a une seule piles de différentes hauteurs préfabriquées

Les propriétés de chaque pile sont données par entrant dans le cadre « Modify/Show Colum 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.

a. Au niveau des piles :

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

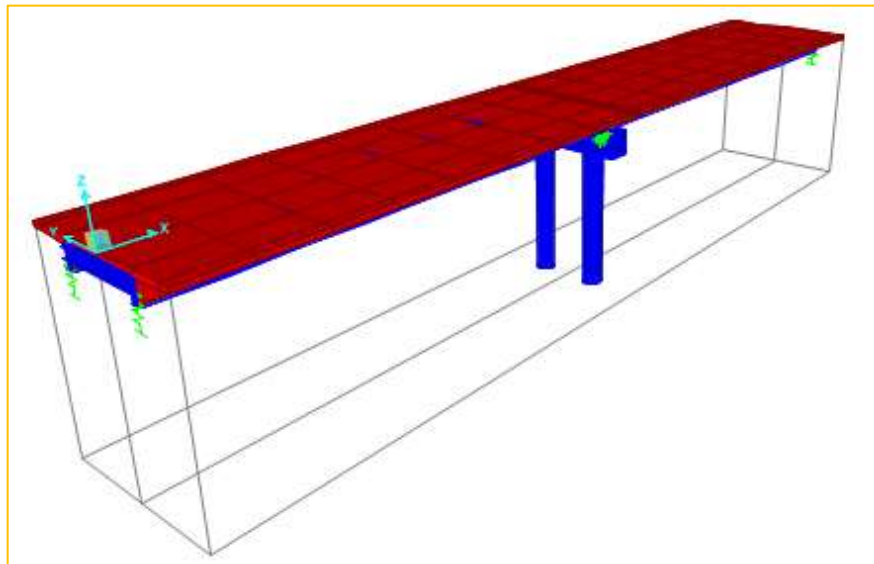
« Bridge Objects» « Bents» changer le nom de la travée dans la considération

« Bents At the End of thisSpan» par celui de la première de la petite longueur, ensuite passer à « Bentproperty» 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.

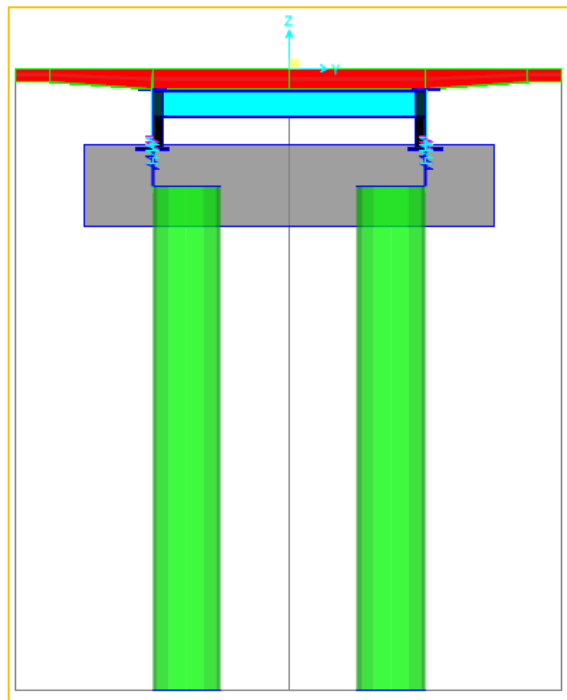
Continuons notre travail avec les appareils d'appuis, pour les piles, leurs propriétés vont être modifiées sur la droite de la fenêtre (existent uniquement là où il y'a une pile).

b. Au niveau des culées :

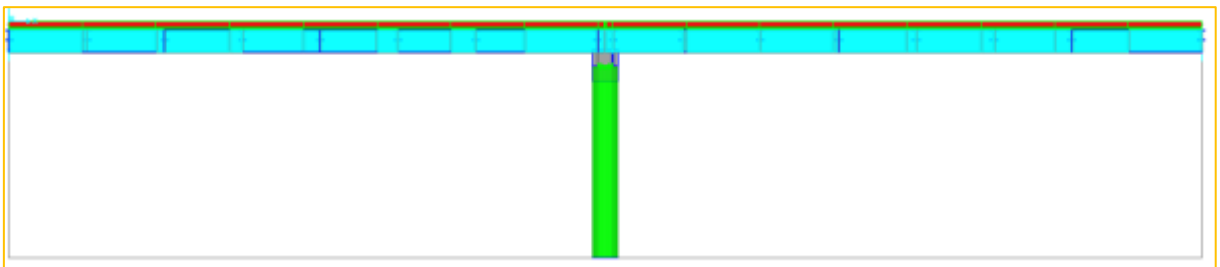
Pour les culées d'autre part, les propriétés sont ajoutées dans l'assignement « Abutments», dans laquelle on observe qu'il existe deux fenêtre assimilés, une représente toutes propriétés de la première culée, et autre qui est pour celle de l'extrémité. On modifie alors les données pour chacun d'eux dans le « Bearing Property».



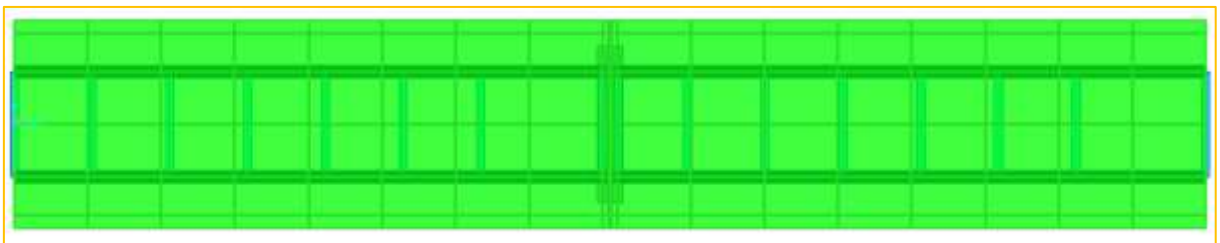
a) Vue perspective



b) Vue transversale du pont



c) Vue longitudinale du pont



d) Vue longitudinale du pont

Figure III-18: Modèle numérique finale du Pont

III.8 Etude statique (sous charges verticales)

III.8.1 Sous le poids propre

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

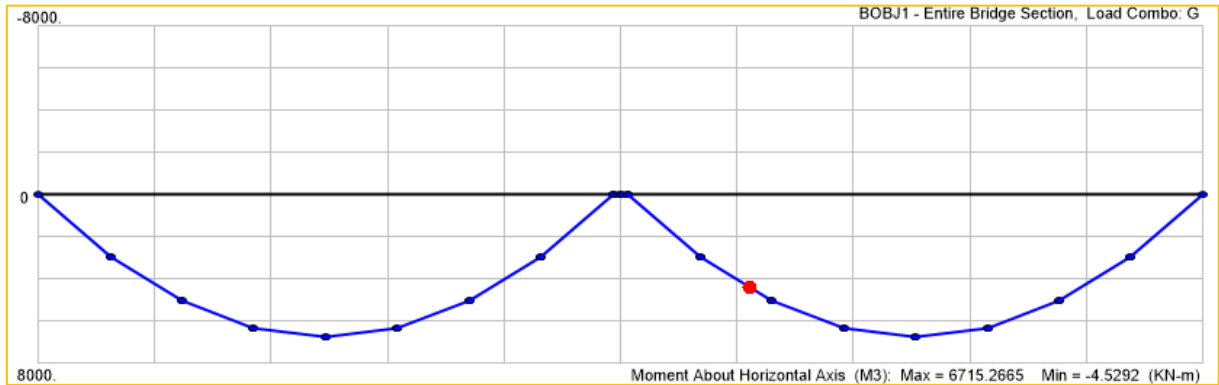


Figure III-19: Diagramme de moment fléchissant sous G

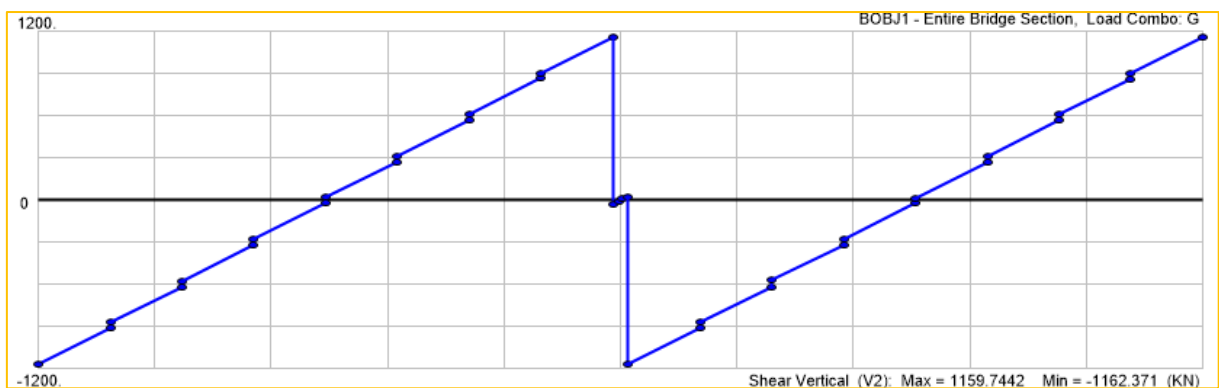


Figure III-20 : Diagramme d'effort tranchant sous G

III.8.2 Résultats sous différentes combinaisons de calcul :

Les diagrammes des enveloppes des moments fléchissant et des efforts tranchants obtenus sous les différents cas de surcharges roulantes sont montrés ci-après. Nous présentons ici les combinaisons donnent les efforts les plus élevés :

III.8.2.1 Sous la combinaison G+A(L) à l'ELU

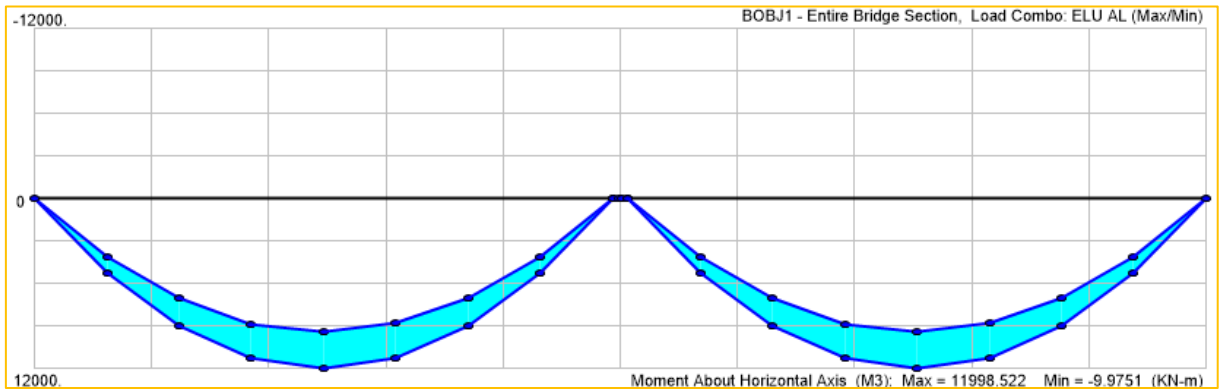


Figure III-21 Diagramme de moment fléchissant sous la combinaison G+A(L) à l'ELU

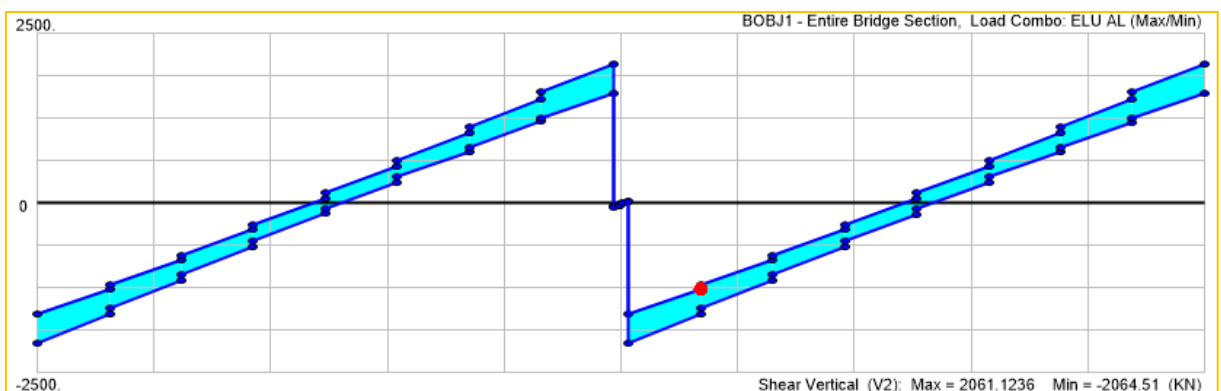


Figure III-22 Diagramme représentant les enveloppes des efforts tranchants sous la combinaison G+A(L) à l'ELU

III.8.2.2 Sous la combinaison G+Mc120 à l'ELU

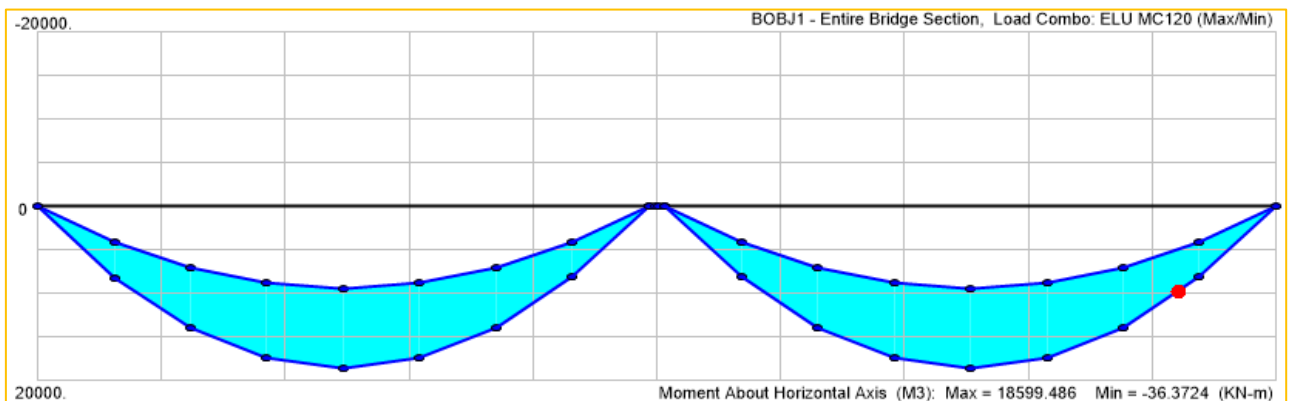


Figure III-23 Diagramme représentant les enveloppes du moment fléchissant sous la combinaison G+Mc120 à l'ELU

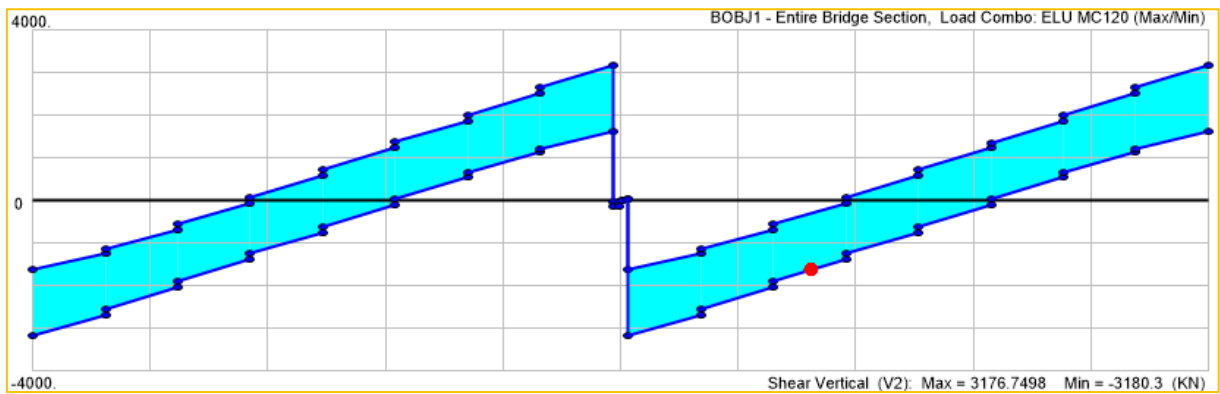


Figure III-24 Diagramme représentant les enveloppes de l'effort sous la combinaison G+Mc120 à l'ELU

Pour les quelques exemples montrés sur les figures précédentes, les valeurs maximales et minimales (au sens algébrique) sont résumées dans le tableau III.1. Il apparait clairement que les efforts sont très importants dans le cas de la première combinaison à l'ELU.

Tableau III-4 Valeurs maximales et minimales le long du tablier des efforts internes sous les cas les plus défavorables des combinaisons d'actions.

Combinaison de charges	Mt flech. max (KN.m)	Mt flech. min (KN.m)	Effort tranch. max (KN)	Effort tranch. min (KN)
G+Mc120 à l'ELU	18 599.50	-36.37	3 176.74	-3 180.30
G+Mc120 à l'ELS	12 687.22	-23.44	2 168.92	-2 171.55
G+A(L) à l'ELU	11 998.52	-9.97	2 061.12	-2 064.51

Chapitre IV

Analyse Dynamique sous Action Sismique

Chapitre IV : Analyse dynamique sous excitation sismique

IV.1 L'étude dynamique

IV.2 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. L'objectif principale de ce chapitre est d'évaluer les propriétés dynamiques d'un pont mixte (Acier_béton) en utilisant les trois types des aciers de haute performance à savoir : S460, S690, S960, Nous entendons par là les quantités physiques suivantes : Périodes propres de la structure du pont, les déplacements, contraintes, réactions d'appuis et les éléments de réductions (M, N, T) à travers le tablier lors d'un séisme. Dans un premier temps, nous déterminerons les modes de vibrations libres et leurs taux de participation modale afin de caractériser le comportement dynamique du pont. Cette étude modale servira de base pour le calcul spectral modal. Le RPOA recommande l'utilisation des combinaisons suivantes :

1. G+E1 avec $E_x = E_1 \pm 0.3 E_2 \pm 0.3 E_3$
2. G+E1 avec $E_y = E_2 \pm 0.3 E_1 \pm 0.3 E_3$
3. G+E1 avec $E_z = E_3 \pm 0.3 E_1 \pm 0.3 E_2$

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

IV.3 Analyse modale :

Tous les détails du modèle ont été donnés dans le chapitre précédent. L'extraction de 50 modes ont donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 1: Tableau récapitulatif des périodes propres et de participations modales

Step	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
	Sec						
1	0.612	0.528	7.34E-19	0.001	0.528	0.000	0.001
2	0.313	2.46E-20	0.885	1.71E-19	0.528	0.885	0.001

3	0.293	0.012	3.743E-20	0.476	0.540	0.885	0.476
4	0.288	0.006	0.000E+00	0.216	0.546	0.885	0.692
5	0.224	6.550E-20	0.002	2.563E-20	0.546	0.888	0.692
6	0.215	5.870E-19	1.900E-04	1.578E-20	0.546	0.888	0.692
7	0.206	4.622E-19	0.007	1.720E-20	0.546	0.895	0.692
8	0.152	1.954E-19	0.061	4.231E-19	0.546	0.956	0.692
9	0.125	3.736E-16	0.001	6.222E-17	0.546	0.957	0.692
10	0.094	0.263	7.173E-18	0.004	0.809	0.957	0.696
11	0.083	6.215E-05	2.246E-17	3.523E-05	0.809	0.957	0.696
12	0.079	2.361E-15	1.300E-04	1.269E-15	0.809	0.957	0.696
13	0.078	1.114E-15	1.800E-04	3.438E-16	0.809	0.957	0.696
14	0.077	0.161	0.000E+00	0.001	0.970	0.957	0.697
15	0.070	1.390E-17	0.027	6.427E-19	0.970	0.984	0.697
16	0.050	1.796E-05	9.912E-17	0.001	0.970	0.984	0.699
17	0.049	2.513E-05	2.991E-16	0.002	0.970	0.984	0.701
18	0.048	2.394E-16	2.600E-04	1.172E-16	0.970	0.984	0.701
19	0.047	1.371E-15	3.722E-06	2.367E-15	0.970	0.984	0.701
20	0.046	0.001	5.394E-16	0.059	0.971	0.984	0.760
21	0.046	2.500E-04	1.339E-17	0.006	0.971	0.984	0.766
22	0.045	0.001	1.138E-15	0.018	0.972	0.984	0.784
23	0.045	6.244E-09	2.020E-15	2.100E-04	0.972	0.984	0.784
24	0.039	4.300E-04	4.247E-16	0.008	0.972	0.984	0.792
25	0.039	4.342E-06	5.697E-16	0.002	0.972	0.984	0.794
26	0.037	3.768E-15	1.900E-04	1.115E-13	0.972	0.984	0.794
27	0.036	2.394E-14	6.398E-06	1.615E-14	0.972	0.984	0.794
28	0.036	9.386E-05	3.313E-15	5.965E-07	0.973	0.984	0.794
29	0.035	0.004	2.485E-16	0.001	0.977	0.984	0.795
30	0.035	0.001	1.910E-15	4.644E-06	0.977	0.984	0.795
31	0.035	6.496E-15	3.400E-04	4.149E-14	0.977	0.984	0.795
32	0.034	6.122E-06	7.502E-15	2.167E-06	0.977	0.984	0.795
33	0.034	3.157E-16	6.728E-05	9.578E-16	0.977	0.984	0.795
34	0.033	0.013	1.279E-14	0.003	0.990	0.984	0.797
35	0.033	2.500E-04	7.850E-15	7.198E-05	0.990	0.984	0.798
36	0.033	2.383E-06	2.402E-15	1.025E-06	0.990	0.984	0.798
37	0.032	1.693E-15	4.409E-06	5.293E-14	0.990	0.984	0.798
38	0.032	9.716E-15	4.683E-06	1.739E-15	0.990	0.984	0.798
39	0.031	5.993E-18	1.800E-04	4.559E-14	0.990	0.985	0.798
40	0.031	1.324E-14	3.469E-06	7.091E-15	0.990	0.985	0.798
41	0.030	2.600E-04	5.033E-16	0.008	0.991	0.985	0.806
42	0.030	2.798E-15	1.285E-05	1.878E-13	0.991	0.985	0.806
43	0.030	6.710E-07	2.902E-15	0.001	0.991	0.985	0.806
44	0.030	5.463E-05	2.392E-15	1.200E-04	0.991	0.985	0.807
45	0.029	2.784E-06	7.758E-18	0.007	0.991	0.985	0.814
46	0.029	2.896E-15	2.679E-05	3.381E-14	0.991	0.985	0.814
47	0.029	9.834E-15	1.300E-04	1.941E-15	0.991	0.985	0.814
48	0.029	2.800E-04	1.133E-16	0.007	0.991	0.985	0.821

49	0.029	4.100E-04	6.312E-14	0.003	0.991	0.985	0.824
50	0.026	3.491E-13	1.200E-04	9.787E-14	0.991	0.985	0.824

On voit à partir de ces résultats que le premier mode (la plus grande période) $T= 0.612$ s participe de 53% de la masse modale totale suivant X, il a la plus grande participation modale dans le sens X. Le second mode en participation modale est de période propre $T=0.094$ s avec une participation de 26.3 % de la masse modale totale suivant X. Dans ce sens longitudinal, la masse modale a atteint plus de 70% de la masse modale totale au bout des dix premiers (10) modes de vibration.

De même l'analyse des modes suivant l'axe Y donne les deux modes prépondérants suivant : $T_1= 0.313$ s sa participation égale 89%, $T_2= 0.152$ s et sa participation égale 6.1%. Dans ce sens transversal la masse modale a atteint plus de 70% de la masse modale totale au bout des deux premiers (02) modes de vibration.

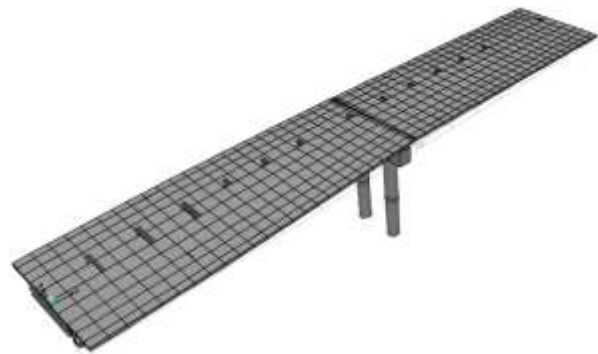
Selon Z aussi y a deux modes sont prépondérants $T_1= 0.292$ s de participation égale 48% et $T_2= 0.287$ sa participation égale 22%. Dans le sens vertical 17 modes sont nécessaires pour atteindre les 70 % de la masse totale chacun avec une faible participation. Le RPOA préconise 70% de participation cumulée

On récapitule les premiers modes dans la figure suivante :



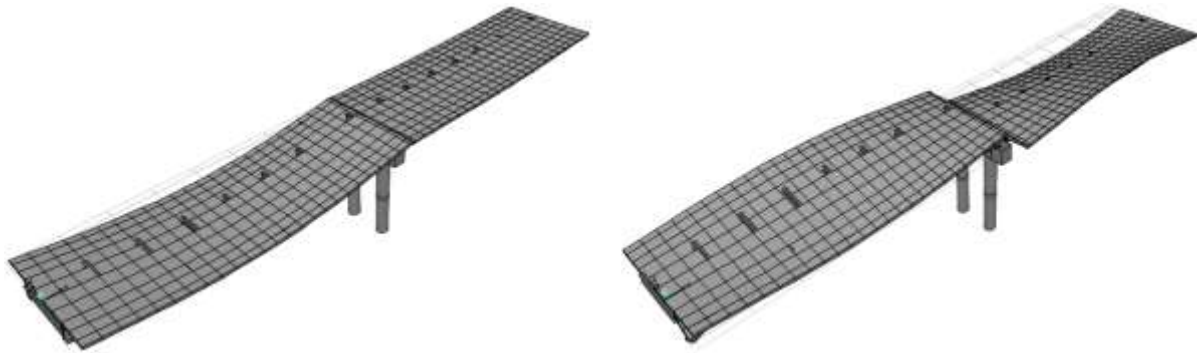
Mode 1 (Translation dans le sens X) :

$T= 0.612$ s (53% de PM)



Mode 2 (Translation dans le sens Y) :

$T=0.313$ s (89% de PM)



Mode 3 (Translation dans le sens Z) :

$T = 0.292$ s (48% de PM)

Mode 5 (Mode de torsion)

$T = 0.223$ s (très faible PM)

Figure IV-1 représentation graphique des modes de vibrations

Le mode de torsion n'apparue que dans le mode 5 avec une très faible participation modale 0.2%, ce qu'il est rendu très faible effet sur le comportement dynamique du pont.

Il convient de noter que nous avons effectué la même analyse pour tous les types d'acier mentionnés précédemment, où nous avons obtenu les mêmes propriétés dynamiques pour le pont indépendamment de type d'acier. Cela nous conduit à conclure que les propriétés dynamiques du pont, notamment les périodes des modes de vibration libres, ne sont pas affectées par le type d'acier des poutres métalliques. Cela est dû au fait que l'analyse dynamique est linéaire et concerne la résolution d'équations linéaires Eq. IV.1 suivante :

$$\text{Det} (K_{ij} - \omega_i^2 M_{ij}) = 0 \quad (\text{IV.1})$$

ω_i : Pulsation propre de système ;

K_{ij} : Matrice de rigidité ;

M_{ij} : Matrice de masse.

Où la masse du système est constante, car tous les types d'acier ont la même densité de $78,3 \mp 0.40$ kN/m³

IV.4 Calcul au séisme selon RPOA

On a utilisé la méthode d'analyse du spectre de réponse exigée par le RPOA, Cette méthode est basée sur la combinaison des maximums des effets modaux engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse élastique donné par la formule ci-dessous :

$$S(T, \xi)(m/s^2) = \begin{cases} Ags(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta Ags & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta Ags \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.05 \\ 2.5\eta Ags \left(\frac{3T_2}{T_2}\right) & 3.05 \leq T \end{cases}$$

IV.4.1 Paramètres du spectre de calcul

D'après le RPOA les paramètres du spectre élastique (Sae) sont les suivants :

- $T_1 = 0.15$ sec & $T_2 = 0.4$ sec. (Sol S2).
- $S = 1.1$: Coefficient de site
- $A = 0.25$: Coefficient d'accélération de zone.
- $\eta = 1$: Facteur de correction d'amortissement [$\xi = 5\%$].

Tableau IV. 2: Périodes et coefficients du site en fonction du type de sol

. Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.15	0.15
T2	0.30	0.40	0.50	0.70
S	1	1.1	1.2	1.3

Tableau IV. 3: Coefficient d'accélération de zone (A)

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.2	0.30	0.40	0.50
2	0.15	0.25	0.30	0.40
3	0.10	0.20	0.25	0.30

IV.5 Calcul des efforts sismiques

Le tableau ci-dessous présente les efforts sismiques obtenus selon la méthode modale spectrale (MMS) à la base de la pile.

Tableau IV-4 : Efforts sismique selon MMS à la base de la pile

		P (kN)	V3 (kN)	V2 (kN)	M1(kN.m)	M2 (kN.m)	M3(kN.m)
<i>Ex</i>	Max	1357.75	66.89	54.17	6.65	523.43	163.78
	Min	-1545.76	-66.89	5.51	-6.63	-522.64	-19.75
<i>Ey</i>	Max	-1190.97	24.35	109.61	15.21	176.92	374.74
	Min	-1712.54	-24.35	-49.93	-15.20	-176.14	-230.70
<i>Ez</i>	Max	1332.37	23.35	54.78	5.11	178.18	165.09

	Min	-1571.09	-23.35	-4.90	-5.10	-177.71	-21.24
--	------------	----------	--------	-------	-------	---------	--------

IV.6 Analyse dynamique temporelle

Une étude dynamique temporelle par accélérographe a été menée en utilisant l'enregistrement du séisme de Dar-ElBeida du séisme de Boumerdès du 21 mai 2003 généré par le programme SeismoSignal. Cet enregistrement est montré sur la FigureIV-2 :

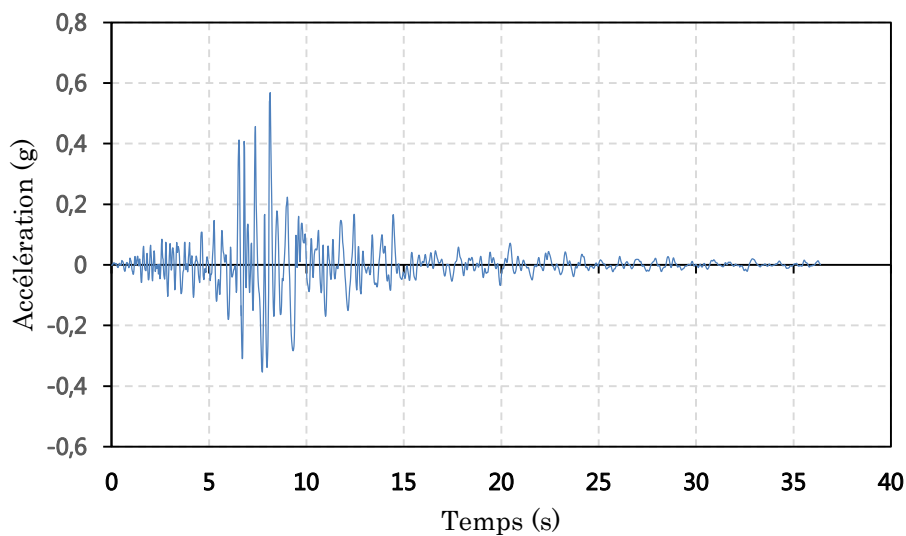


Figure IV-3 Composante verticale de l'accélérographe de la station de Dar-ElBeida du séisme de Boumerdès du 21 mai 2003.

Les calculs dynamiques temporels ont été effectués dans le domaine non-linéaire afin de prendre en compte l'effet de l'érouissage (Non linéarité matériels) des matériaux constituant les différentes composantes du pont

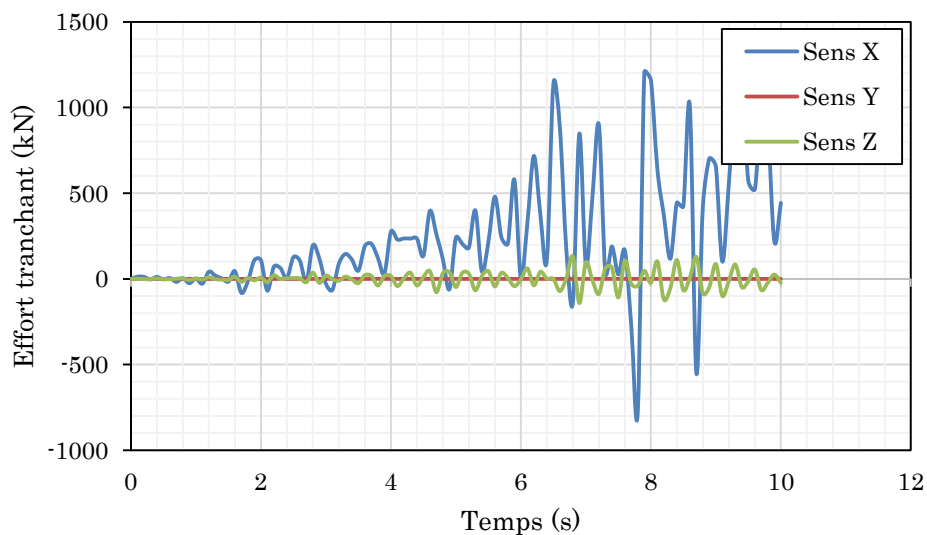
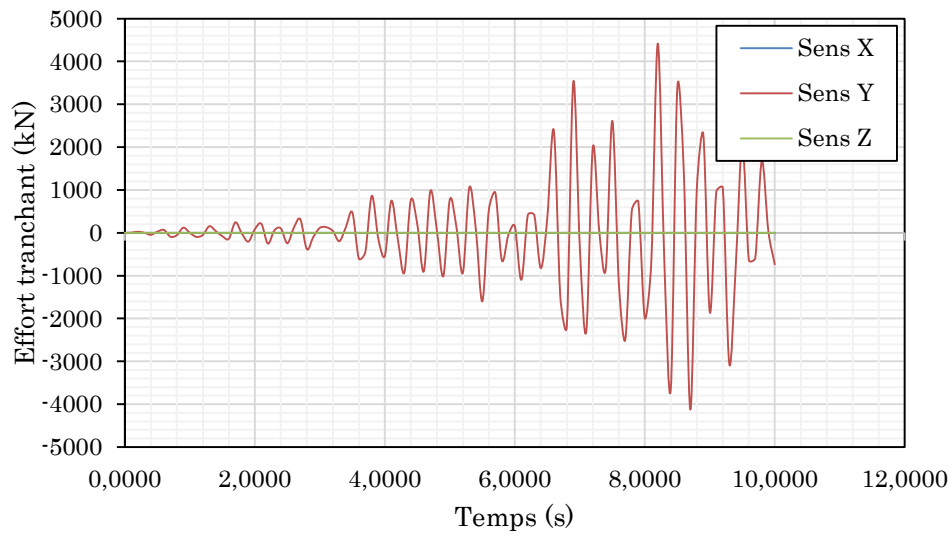
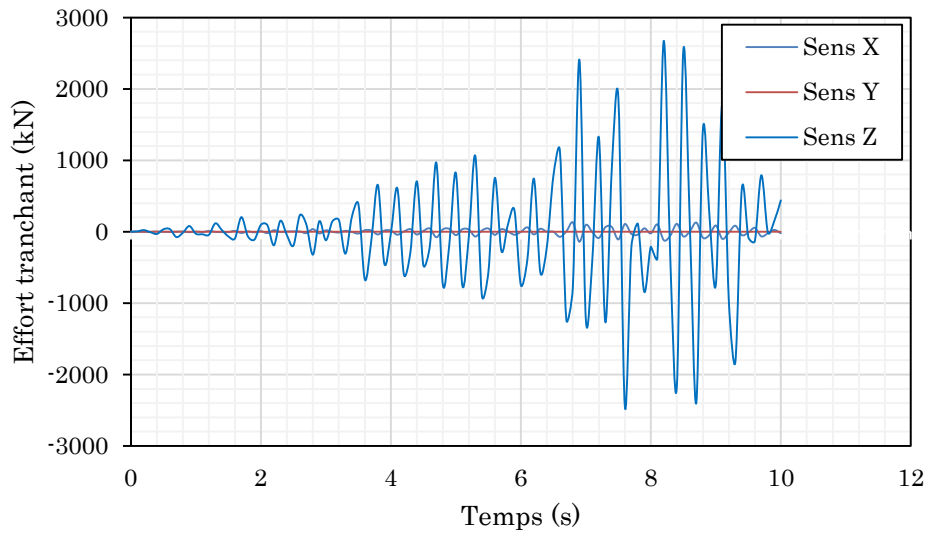


Figure IV-4 Efforts tranchants à la base de la pile sous Ex

Figure IV-5: Efforts tranchants à la base de la pile sous E_y Figure IV-6: Efforts tranchants à la base de la pile sous E_z

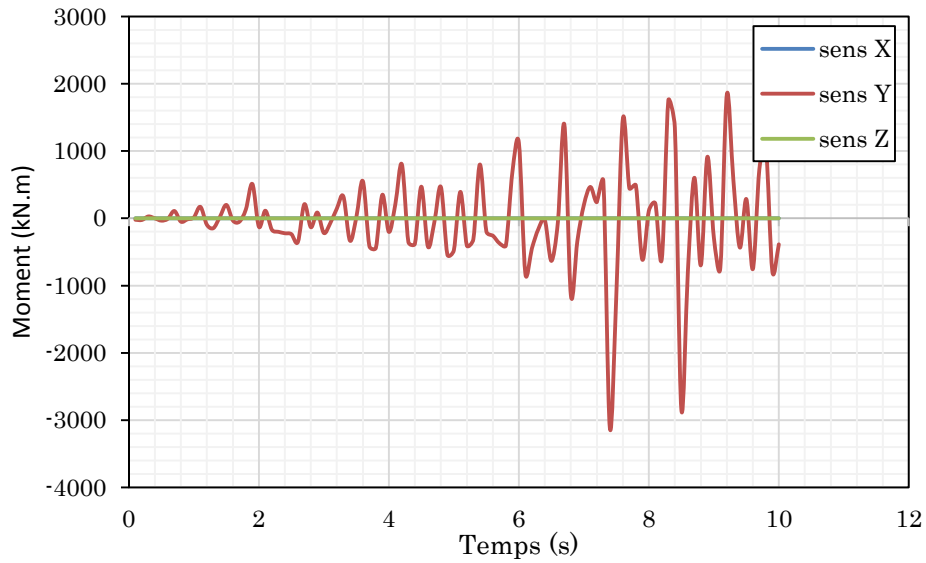


Figure IV-7 : Moments fléchissant à la base de la pile sous Ex

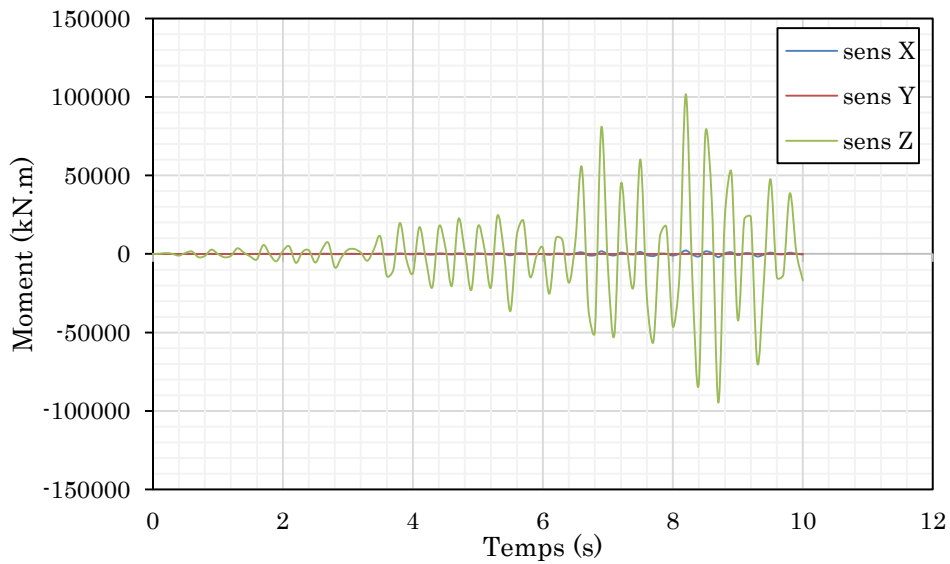


Figure IV-8: Moments fléchissant à la base de la pile sous Ey

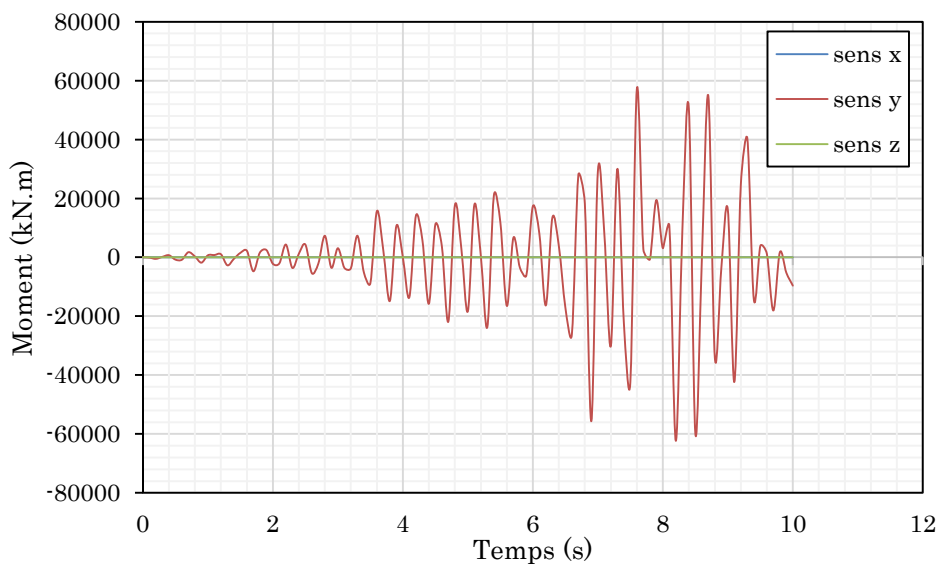


Figure IV-9: Moments fléchissant à la base de la pile sous Ez

IV.7 Conclusion

Ces diagrammes est essentiel pour évaluer la performance structurelle des poutres sous des charges verticales maximales et minimales. Les aciers S460, S690 et S960, qui ont très hautes résistances, sont utilisés pour ces analyses, ce qui convient parfaitement aux structures devant supporter des charges extrêmement élevées. Les zones critiques identifiées par les valeurs maximales et minimales des efforts tranchants doivent être attentivement examinées pour garantir la sécurité et la durabilité du pont. L'utilisation du logiciel CSI Bridge permet de modéliser les structures et d'analyser leur comportement sous diverses sollicitations, fournissant une base solide pour des décisions informées sur le type d'acier à utiliser pour optimiser la performance des ponts.

Conclusion générale

L'utilisation des aciers à haute résistance (HSS) dans la construction de ponts offre des avantages significatifs en termes de réduction de poids, d'économies de coûts et de possibilités de conception innovantes. Bien que largement disponibles depuis des décennies, leur utilisation en Europe est limitée en raison du manque d'expérience et de règles de conception spécifiques. Les propriétés mécaniques des HSS, telles que la résistance à la traction et la ductilité, ainsi que les tendances futures des prix, ont été examinées. Les exemples d'application aux Pays-Bas et au Japon illustrent clairement les avantages de l'utilisation de ces aciers. Enfin, des considérations importantes telles que les spécifications des matériaux, les traitements thermiques, le contrôle de qualité, les revêtements de protection et la maintenance sont abordées pour garantir la qualité et la durabilité des ponts en acier à haute performance.

La méthode de conception et de dimensionnement du code RPOA pour les ponts est essentielle pour assurer la résistance sismique et la fiabilité adéquate des structures. Bien qu'il n'y ait pas de protection absolue, les règles de calcul basées sur les principes de calcul de capacité peuvent aider à réduire les risques et à garantir un niveau de risque acceptable. Les analyses non linéaires sont de plus en plus utilisées pour valider ces méthodes de calcul et assurer la sécurité des bâtiments et des infrastructures environnantes.

L'utilisation de l'acier S690 et S960 dans l'analyse structurale des poutres de pont sous différentes charges permet d'évaluer leur performance et de garantir leur sécurité et durabilité. Les diagrammes obtenus sont essentiels pour identifier les zones critiques et prendre des décisions informées sur le type d'acier à utiliser pour optimiser la performance des ponts. L'utilisation de logiciels de modélisation comme CSI Bridge offre une base solide pour ces analyses et contribue à la conception efficace de structures de ponts robustes et durables

Références

- [1] Ir.Cor Speksnijder. Hoofd Engineering. Mercon Steel Structures B.V., Gorinchem, the Netherlands.
- [2] Dan Dubina, The politechnica University of Timisoara. "Performance and benefits of using high strength steels". ECCS Annual Meeting Aalesund, 18 September 2008 Technical Meeting Session.
- [3] Gerhard Sedlacek, Dipl.- Ing. Christian Müller. "High Strength Steels in Steel Construction". Institute of Steel Construction, RWTH Aachen, Germany.
- [4] MIT- Department of Civil and Environmental Engineering. "Chemical Composition of Structural Steels". §1.51- Design of Steel Structures (1999).
- [5] A. M. G. Coelho et al. "Deformation Consideration for High Strength Steel Moment Connections". D.Camotim et al. (Eds.), Lisbon, Portugal, September 6-8 (2006): "Stability and Ductility of Steel Structures".
- [6] Frank H, Falko S, Wolfgang S. "State of art in the production and use of high-strength heavy plates for hydropower applications". Dillinger Hütte GTS, Hüttenwerk, Dillingen. Paper presented at the conference "High strength steel for Hydropower Plants", Graz, 05-07.07.2005.
- [7] Dillinger Hütte -DI-MC steels for constructional steelwork. Bridges in The Netherlands.
- [8] C.G.S. « Projet du Règlement Parasismique des Ouvrages d'Arts Algérien », RPOA 2007
- [9] C.G.S, RPOA 2007, « Procédures de Dimensionnement », Annexe A, 2007.
- [10] T. Paulay, Priestly, « Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry
- [11] R. Land, S. Post, « Seismic Design Methodology», January 1999.
- [12] H. Bachmann, « Dimensionnement en capacité »,2002.
- [13] Eurocodes, "Structural Steel – Standards and Requirements" (EN 10025)
- [14] Gupta, M.C., Arora, A., "High Performance Steels and Their Use in Bridge Structures", Journal of Bridge Engineering, Vol. 16, No. 1, 2011.
- [15] ASNT, "Nondestructive Testing Handbook", Third Edition, Volume 3: Radiographic Testing, 2001.
- [16] European Commission, "Guidance Document on the European Standardisation of Steel", 2018.
- [17] Federal Highway Administration, "Bridge Maintenance Training Reference Manual", 2005.

- [18] Bachiri., A., Cours de : « Modélisation Numérique des Ponts », Université de Laghouat, 2023