



République Algérienne Démocratique et Populaire

Université Abou Bakr Belkaid– Tlemcen

Faculté de Technologie

Département de Génie civil

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master en Travaux publics

Option : Voie et ouvrage d'art

Thème

**LIGNE SNTF DJELFA LAGHOUAT: PONT SUR
VOIE FERREE AU PK 034+075.24
(SEMI-PREFABRIQUEE)**

Réalisé par :

MEZIANE AHMED WALID
SEKKAL GHERBI MUSTAPHA

Devant le jury composé de :

- M. HAMZAOUI.F	(Président).
- M. MAACHOU.O	(Examineur).
- M. BOUMECHRA.N	(Encadreur).
- M. DEBBAL.Z	(Encadreur).

Année universitaire : 2018 / 2019

REMERCIEMENTS

Nous remercions tout d'abord le Dieu le tout puissant de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous remercions très sincèrement nos professeurs, pour tous le savoir qu'ils nous ont apporté de la 1^{ème} année jusqu'à la 5^{ème} année ainsi nos deux encadreurs Mr Boumechra Nadir et Debbal Zakaria pour nous encadrer et diriger avec leurs aide, conseils et remarques qui nous ont permet de faciliter à accomplir notre travail de fin d'étude.

Nos remerciements s'adressent aussi aux membres de jury qui ont accepté de juger ce travail.

Nous remercions du fond du cœur, tous les enseignants au sein de notre département génie civil qui ont contribué à notre format ion.

Nous remercions nos chers parents de nous avoir aider pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

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

Mustapha et Walid

D é d i c a c e

Je remercie Dieu de m'avoir donné la santé pour finir mon cursus universitaire.

Je dédie ce travail :

- A celui qui représente pour moi l'exemple du courage et de volonté, Mon très cher Père.
- A celle pour laquelle je dois tout et je ne rendrais jamais assez, Ma très chère Mère.
- A mon chère frère et sœur.
- A toute ma grande famille.
- A mon binôme : Mustapha.
- A tous mes amis, sans particularité.
- A mes enseignants.
- A toute la promotion génie civil 2018/2019.

Meziane Ahmed Walid

D é d i c a c e

Tous d'abord je remercie le bon dieu qui m'a donné le courage pour arriver à ce stade de fin d'étude.

Je dédie ce travail à :

- Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.
- Mes chères frères.
- Mon binôme : Walid
- Mes amis , sans particularité
- Toute la promotion :Genie Civil 2018/2019
- Tous ce qui m'aiment et que j'aime.

Sekkal Gharbi Mustapha

Sommaire

<u>Introduction</u>	2
----------------------------------	---

Chapitre I: Préfabrication des ponts.

I.1. Introduction	4
I.2. Les ponts à poutres	4
I.3. Notion de la préfabrication dans la construction	5
I.3.1 Définition de la préfabrication	5
I.3.2 Histoire et développement.....	6
I.4. Différents types d'installation de préfabrication	7
I.4.1. Atelier précaire	7
I.4.2. Atelier forain	7
I.4.3. Usine fixe.....	7
I.5. Différentes classes de préfabrication	8
I.5.1. La préfabrication légère	8
I.5.2. La préfabrication lourde.....	8
I.6. Atouts des produits préfabriqués en béton	8
I.7. Les éléments préfabriqués	9
I.7.1. Poutres préfabriquées	9
a. Types de poutres	9
b. Procédés	10
I.7.2. Appuis préfabriqués	11
I.7.3. Tablier	11
I.8. Technique de fabrication	12
I.9. Assemblages des éléments préfabriqués	12
I.9.1. Critères de conception.....	12
I.9.2. Comportement constructif.....	13
I.9.3. Tolérances dimensionnelles	13
I.9.4. Résistance au feu	14
I.10. Conclusion	14

Chapitre II: Présentation de l'ouvrage

II.1. Présentation de l'ouvrage	16
II.1.1. Introduction.....	16
II.1.2. Données Géotechniques	16
a. Résultats des investigations	16
b. Fondations de l'ouvrage	19
c. Recommandations de LCTP.....	19
II.1.3. Implantation et caractéristiques de l'ouvrage.....	20
a. Tracé en plan.....	20
b. Profil en long.....	20
c. Profil en travers.....	21
II.1.4. Recueil des données naturelles.....	21
II.1.5. Données relatives à l'obstacle franchi.....	21

II.1.6.	Gabarits et hauteurs libres pour les ouvrages routiers.....	22
II.2.	Prédimensionnement	22
II.2.1.	Prédimensionnement du tablier.....	22
a.	Largeur du tablier:.....	22
b.	Longueur des travées.....	22
c.	Prédimensionnement des poutres.....	22
II.2.2.	Prédimensionnement des culées.....	24
II.3.	Charges et surcharges	25
II.3.1.	Evaluations des charges permanentes.....	25
a.	poids propre de la superstructure.....	25
b.	poids propre de la dalle.....	25
c.	poids propre des poutres.....	26
d.	poids propre de la poutre de clavetage	26
e.	poids propre des culées	26
II.3.2.	Evaluations des surcharges.....	26
II.3.3.	Système de charge A(L).....	27
II.3.4.	Système de charges B.....	28
a.	Système Bc	28
b.	Système Br	29
c.	Les coefficients de majoration dynamiques	30
II.3.5.	Système de charge militaire.....	30
II.3.6.	Système de surcharges exceptionnelles	31
II.3.7.	Surcharges sur les trottoirs.....	32
a.	Charges locales	32
b.	Charges générales.....	32
II.3.8.	Charge du vent	33
II.3.9.	Effort de freinage.....	33
a.	Effort de freinage dû à A1	33
b.	Effort de freinage dû à BC	33
II.3.10.	Gradient thermique.....	33
II.3.11.	Force centrifuge	34
II.3.12.	Charge sismique.....	34

Chapitre III: Etude statique et dynamique(Modélisation)

III.1.	Introduction	35
	Modélisation par logiciel.....	35
	Condition d'appui.....	37
III.2.	L'étude statique	37
III.2.1.	Les poutres.....	38
a.	Poutre (section médiane)	38
b.	Poutre (section d'about).....	39
III.2.2.	Les montants.....	40
III.2.3.	Les semelles.....	41
a.	Semelle extérieur.....	41
b.	Semelle intérieur.....	42

III.2.4. La dalle.....	43
III.3. L'étude dynamique.....	44
III.3.1. Actions sismique.....	44
III.3.2. Classification de l'ouvrage.....	44
III.3.3. Classification des zones sismique.....	44
a. Détermination de la zone.....	44
b. Coefficient d'accélération de zone.....	44
c. Classification de site.....	44
III.3.4. Détermination des actions sismiques.....	45
a. Spectre de réponse élastique.....	45
III.3.5. Les combinaisons des composantes de l'action sismique	47
III.3.6. Récapitulation des résultats à l'état limite ultime accidentel (ELU acc)	47
III.4. Conclusion.....	47

Chapitre IV: Etude et ferrailage.

IV.1. Introduction.....	48
IV.2. Ferrailage des poutres.....	49
IV.2.1. Poutre médiane	49
a. Ferrailage par SOCOTEC.....	49
b. Ferrailage de la poutre médiane (à main).....	50
IV.2.2. Poutre d'about.....	52
IV.3. Ferrailage des montants	54
IV.3.1. Montant supérieur.....	54
IV.3.2. Montant inférieur.....	55
IV.4. Ferrailage des semelles	57
IV.4.1. Semelle extérieur	57
IV.4.2. Semelle intérieur.....	58
IV.5. Ferrailage de la dalle	60
IV.6. Ferrailage du clavetage	62
IV.7. Ferrailage de la dalle de transition	62
IV.6. Conclusion	62

Chapitre V: Vérification de la stabilité de la culée.

V.1.Introduction	63
V.2. Vérification de la stabilité	63
V.2.1. Culée non chargée.....	63
V.2.2. Structure à vide	65
V.2.3. Structure en service	66
a. ELU combinaison fondamental : $1,35G+1,5Q+1,6A(L)+1,6Q_f$	66
b. ELS combinaison fondamental : $G+Q+ 1,2 A(L)+1,2Q_f$	67
c. Combinaison accidentelle : $G+Q+0,6A(L)+Q_f+Q_s$	67
V.3. Conclusion.....	68

Chapitre VI : Etude du mur de soutènement.

VI.1. Introduction	69
VI.2. Prédimensionnement	69
VI.2.1. Prédimensionnement de la Paroi	69
VI.2.1. Prédimensionnement de la semelle du mur	69
VI.2. Modélisation	70
VI.3. Condition d'appui	71
VI.4. Charge et surcharge	71
a. Poids des terres	71
b. Poussée des terres	71
c. Butée des terres	71
d. Surcharge remblai	72
VI.5. Combinaisons d'action	72
VI.6. Les sollicitations du mur de soutènement	72
VI.7. Ferrailage des parois	73
VI.8. Ferrailage de la semelle	77
VI.9. Ferrailage du radier	78
VI.10. Conclusion	78
<u>Conclusion générale</u>	79

Liste des tableaux :

Chapitre II: Présentation de l'ouvrage

Tableau II.1. Résistance à la compression.....	16
Tableau II.2. Analyse sommaire chimique.....	17
Tableau II.3. Classification des ponts.....	27
Tableau II.4. Les valeurs du coefficient de dégressivité transversale de la charge a.....	28
Tableau II.5. Les valeurs de v_0	28
Tableau II.6. Les valeurs de coefficients bc	29
Tableau II.7. Représentation des coefficients des systèmes et leur résultat final	30
Tableau II.8. Les valeurs de gradient thermique.....	34

Chapitre III: Etude statique et dynamique(Modélisation)

Tableau III.1. Les résultats des poutres (section médiane).....	38
Tableau III.2. Les résultats des poutres (section d'about).....	39
Tableau III.3. Les résultats des montants.....	40
Tableau III.4. Les résultats des semelles extérieurs.....	41
Tableau III.5. Les résultats des semelles intérieurs.....	42
Tableau III.6. Les résultats de la dalle.....	43
Tableau III.7. Classification des ponts.....	44
Tableau III.8. Coefficient d'accélération de zone(g).....	44
Tableau III.9. Valeurs de T_1, T_2 et S pour la composante horizontale(s).....	45
Tableau III.10. Valeurs de T_1, T_2 pour la composante verticale.....	46
Tableau III.11. Tableau récapitulatif des résultats à l'ELU acc.....	47

Chapitre V: Vérification de la stabilité de la culée.

Tableau V.1. Poids propre d'un montant	64
Tableau V.2. Poids propre des montants.....	64
Tableau V.3. Descende des charges de la culée.....	64
Tableau V.4. Descende des charges de la structure à vide.....	66
Tableau V.5. sollicitations à ELU.....	66
Tableau V.6. sollicitations à ELS.....	67
Tableau V.7. sollicitations à la combinaison accidentelle.....	67

Chapitre VI: Etude du mur de soutènement.

Tableau VI.1. Les résultats des sollicitations du mur de soutènement	72
----------------------------------------------------------------------------	----

Liste des figures

Chapitre I: Préfabrication des ponts.

Figure I.1.	Coupe transversale d'un pont à poutres préfabriquées.....	4
Figure I.2.	pont Rio-Niteroi.....	5
Figure I.3.	Pont préfabriqué en Belgique.....	6
Figure I.4.	Usine de préfabrication la Farge.....	7
Figure I.5.	Poutre dalle.....	9
Figure I.6.	Poutre standardisée.....	10
Figure I.7.	Culée préfabriqué de pont en béton armé MONACHINO TECHNOLOGIY....	11

Chapitre II: Présentation de l'ouvrage

Figure II.1.	Essai pressiométrique SC1.....	17
Figure II.2.	Essai pressiométrique SC2.....	18
Figure II.3.	Tracé en plan.....	20
Figure II.4.	Profil en long.....	20
Figure II.5.	Profil en travers.....	21
Figure II.6.	Coupe transversal de la poutre chainage.....	23
Figure II.7.	Poutre en élévation.....	24
Figure II.8.	Section d'about (A-A) et médiane (B-B).....	24
Figure II.9.	Le système Bc.....	29
Figure II.10.	Le système Br.....	30
Figure II.11.	Système Mc120.....	31
Figure II.12.	Charge exceptionnelle D280.....	32

Chapitre III: Etude statique et dynamique(Modélisation)

Figure III.1.	SAP 2000 V14.2.2.....	35
Figure III.2.	Modélisation en 3D de l'ouvrage.....	36
Figure III.3.	Conditions d'appuis.....	37
Figure III.4.	Diagramme des sollicitations des poutres (section médiane)	38
Figure III.5.	Diagramme des sollicitations des poutres (section d'about)	39
Figure III.6.	Diagramme des sollicitations des montants.....	40
Figure III.7.	Diagramme des sollicitations des semelles extérieurs	41
Figure III.8.	Diagramme des sollicitations des semelles inférieurs	42
Figure III.9.	Diagramme des sollicitations de la dalle.....	43
Figure III.10.	Spectre de réponse élastique-comportement horizontale et verticale	46

Chapitre IV: Etude et ferrailage.

Figure IV.1.	SOCOTEC.....	48
Figure IV.2.	Coupe transversale de la poutre médiane.....	50
Figure IV.3.	La transmission de la charge « Br ».....	61

Chapitre V: Vérification de la stabilité de la culée

Figure V.1	Dimensionnement de la culée.....	63
------------	----------------------------------	----

Chapitre VI: Etude du mur de soutènement.

Figure VI.1.	Schéma du mur de soutènement	70
Figure VI.2.	Modélisation en 3D du mur	70
Figure VI.3.	Conditions d'appuis	70

Résumé :

Le choix de la conception du pont dépend de plusieurs facteurs, économique, technique environnemental ... la prise de décision de la part du maitre d'ouvrage sur le choix de la variante est une véritable problématique.

Ce présent mémoire propose l'étude de dimensionnement d'un ouvrage d'art qui est un pont à poutre en béton armé réalisé par des éléments préfabriqués. Dont l'objectif est de faire une étude technique du pont qui se situé sur la route national R.N 1 au PK 034+075.24 entre les wilayas LAGHOUAT et DJELFA.

Cet ouvrage est constitué d'une seul travée de 22,75m appuyé sur deux culées remblayées réaliser en biais avec un angle d' environ 60 degré, la dalle a une épaisseur de 20 cm et une largeur de 11,74m, elle repose sur 12 poutres, l'une à coté de l'autre avec des joints de 2 cm de part et d'autre .

Notre travail consiste à faire un pré-dimensionnement suivi d'un dimensionnement des différentes parties de l'ouvrage avec un calcul de ferrailage par le logiciel SOCOTEC avec l'aide de la modélisation de l'ouvrage par le logiciel SAP 2000.

Mots clés : Pont routier, pont en biais, préfabriqué, voie ferré, étude technique, dimensionnent .

Abstract :

The choice of the design of the bridge depends on several factors, economic, environmental technique ... the decision on the part of the owner on the choice of the variant is a real problem.

This present paper proposes the design study of a structure which is a reinforced concrete beam bridge made by precast elements. The objective of which is to make a technical study of the bridge which is located on the national road R.N 1 at PK 034 + 075.24 between the wilayas LAGHOUAT and DJELFA.

This structure consists of a single span of 22.75m supported on two embankments backfilled to make an angle of about 60 degrees, the slab has a thickness of 20 cm and a width of 11.74m, it rests on 12 beams, one next to the other with joints of 2 cm on both sides.

Our work consists in pre-dimensioning followed by a dimensioning of the different parts of the structure with a reinforcement calculation by the SOCOTEC software with the help of the modeling of the structure by the software SAP 2000.

Key words: Road bridge, sloping bridge, precast, railway, technical study, dimension.

الملخص:

يعتمد اختيار تصميم الجسر على عدة عوامل ، التقنية الاقتصادية والبيئية ... القرار من جانب صاحب المشروع بشأن اختيار البديل يمثل مشكلة حقيقية

تقترح هذه المدكرة الحالية دراسة التصميم للهيكل وهو جسر بالخرسانة المسلحة مصنوعة من عناصر مسبقة الصنع. الهدف من ذلك هو إجراء دراسة تقنية للجسر الذي يقع على الطريق الوطني رقم 1 PK 034 + 075.24

بين ولاية الاغواط و الجلفة

يتكون هذا الهيكل من مساحة واحدة تبلغ 22.75 مترًا مدعمة على جسرين ردمانًا بزاوية تبلغ 60 درجة تقريبًا ، يبلغ سمكه 20 سم وعرضه 11.74 مترًا ، ويستقر على 12 العارضة ، واحدة بجانب الأخرى مع فواصل 2 سم على كلا الجانبين.

يتألف عملنا من عملية البعد الأولي متنوعة بعدد من الأجزاء المختلفة للهيكل مع حساب تعزيز بواسطة برنامج SOCOTEC مع مساعدة نمذجة الهيكل بواسطة برنامج SAP 2000

الكلمات المفتاحية: جسر طريق ، جسر مائل ، مسبقة الصنع ، سكك حديدية ، دراسة تقنية ، بعد

Introduction général :

L'Algérie et comme tous pays en voie de développement essaye toujours de faire avancer son réseaux routier qui est considéré comme une construction de base assez importante et qui influe énormément sur le développement socio-économique du pays, les ouvrages d'arts notamment les viaducs prennent une part considérable dans la réalisation des routes et des autoroutes vis-à-vis les obstacles imposé par la nature géographique.

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal). Cette définition est peu précise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Pour les petits ponts hydrostatiques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. A l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuse travées et généralement situé en site terrestre.

La construction d'ouvrages d'art connait une activité significative à la faveur des programmes initiés pour répondre à des exigences socio-économique du pays. Ces réalisations témoignent du génie national qui se consacre d'avantage dans l'art de concevoir et de construire. Ce capital va certainement servir de source de référence au lancement des futurs grands projets.

La réalisation en matière d'ouvrages d'art a connu une évolution très rapide, passant de 2583 ouvrages recensés en 1990 à 3756 ouvrages recensés en 2002 pour atteindre un nombre de 6285 ouvrages recensés en 2013.

Cependant cette définition reste imprécise dans la mesure où elle ne fait apparaitre aucune notion de dimension, forme ou nature d'ouvrage.

La conception d'un pont doit obéir à un bon nombre d'exigences ; en outre son pouvoir d'assurer des services d'usagers, doit impérativement répondre à des exigences vis-à-vis son environnement.

Le pont objet de notre étude, est un projet de construction d'ouvrage proposé par la SEROR. Permettant de franchir une voie ferrée.

Le pont de type pont à poutre préfabriqué en béton armé a été retenu pour une étude plus détaillée, et pour cela il faut disposer de toutes les données nécessaires à l'étude telles que :

Les données naturelles : qui concernent le sol, leurs hydrologies et tous les éléments de son environnement.

Les données fonctionnelles de l'ouvrage : qui sont fixées par le maître de l'ouvrage, c'est un ensemble de caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.

Le souci principal de l'ingénieur est comment concevoir un pont, en visant l'optimisation entre plusieurs paramètres.

Dans ce projet de fin d'étude on est chargé pour réaliser une étude technique afin de dimensionner notre ouvrage en passant par les étapes suivantes :

- ✓ Prédimensionnement des différents éléments structuraux et non structuraux.
- ✓ Calcul des charges et surcharges.
- ✓ Modélisation de l'ouvrage à l'aide du logiciel SAP2000.
- ✓ Calcul des armatures.
- ✓ Vérification de la stabilité de la culée.
- ✓ Etude des murs de soutènement.

I.1. Introduction :

L'objectif d'une conception d'un pont est de rechercher la solution la plus économique respectant l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées tout en prenant compte de la durabilité et la qualité architecturale. Afin d'étudier un projet, nous devons définir les grandes lignes dont la présentation sommaire de l'ouvrage, les données fonctionnelles et les données naturelles.

L'ingénieur doit avoir recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées. Après la proposition des variantes issues de la réflexion de l'ingénieur, celles ci doivent être vérifiées d'une façon sommaire, pour déterminer la variante optimisée la plus performante, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles.

I.2. Les ponts à poutres:

C'est un type de pont dont le tablier repose sur des poutres qui peuvent prendre plusieurs formes (rectangulaire, en I ou en T renversé) qui sont disposées à une distance donnée les unes par rapport aux autres.

Généralement ces poutres sont reliées entre elles par une entretoise coulée en place aux abouts.

On recherchait un type de pont léger et très simple que ce soit dans le principe ou la réalisation mais il reste tout de même très solide.

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception du pont. Les différents matériaux utilisés dans les ponts à poutres : Le métal, le béton armé, le béton précontraint et l'acier.

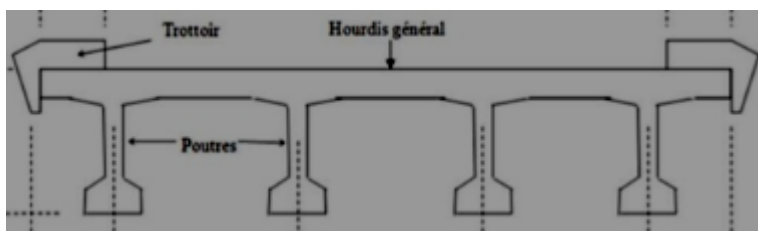


Figure I.1. Coupe transversale d'un pont à poutres préfabriquées

Exemples :

Au Brésil, il y a le pont Rio-Niteroi, situé à Rio de Janeiro. Il est long de 13290 mètres et fut fini en 1974.



Figure I.2. Pont Rio-Niteroi

I.3. Notion de la préfabrication dans la construction :

I.3.1 Définition de la préfabrication :

Les progrès connus par les différentes industries: mécanisation, possibilités de transport et de manutention, apparition de nouveaux matériaux tels que le béton armé et précontraint, le besoin de construire un grand nombre d'ouvrages dans des délais brefs et des aires de plus en plus réduites, toutes ces raisons ont conduits les spécialistes à industrialiser le domaine de la construction civile et à penser au développement d'une nouvelle technologie appelée : la préfabrication.

La préfabrication est une solution technique qui consiste à fabriquer à l'avance des produits (éléments de construction) généralement en grand nombre répétitif pour être montés sur place par la suite.

La préfabrication des pièces est réalisée soit en usine (installations fixes utilisant des processus de fabrication industrielle) et les transporter aux chantiers, si non en réalisant des plateformes de préfabrication directement sur chantier afin d'éviter les charges de transport.

Exemples : poutrelles, pré-dalles, panneaux, poutres, ... [1]

I.3.2. Histoire et développement :

Les premiers ponts en béton préfabriqué furent construits avant 1948 en Angleterre. Il s'agissait de ponts relativement petits. La percée véritable eut lieu au

milieu du siècle dernier. Elle a été accélérée par l'augmentation du trafic et la construction de nouvelles autoroutes pour lesquelles des solutions rapides et économiques ont dû être trouvées, tant pour les ponts supérieurs que les ponts inférieurs, tout en évitant le plus possible les nuisances pour le trafic. Pendant cette même période, les possibilités d'utiliser la précontrainte sur de longs bancs a permis de pré-fabriquer des poutres plus longues et plus élancées, ce qui était approprié aux longues portées et aux charges lourdes nécessaires aux ponts.

Les développements actuels sont orientés vers des portées encore plus grandes, des éléments plus lourds, des solutions esthétiques, des temps de réalisation raccourcis et une intervention accrue des pré-fabricants dans la conception et la mise en œuvre.

En Belgique, une réelle percée des ponts préfabriqués eut lieu à la fin des années 60, grâce à l'important programme de construction des autoroutes. Tant les autorités que les fabricants étaient convaincus de la nécessité de disposer d'une standardisation des ponts préfabriqués. La technique du béton précontraint préfabriqué était aussi assez évoluée pour permettre une normalisation.



Figure I.3. Pont préfabriqué en Belgique.

En octobre 1966, une commission fut installée pour réaliser un guide de conception des poutres préfabriquées en béton précontraint pour ouvrages d'art.

La standardisation belge visait les types de ponts préfabriqués, la géométrie des poutres ainsi que des poutres de rives, les méthodes de calculs et les procédures de contrôle de qualité. Certaines caractéristiques de procédure et de montage ont également été standardisées, comme par exemple la mise en place des armatures de précontrainte dans les poutres, les armatures en acier doux, les accessoires, etc. Toutes ces prescriptions ont permis de réaliser des dessins standards des armatures, tant pour les aciers de précontrainte que pour les armatures en acier doux. [2]

I.4. Différents types d'installation de préfabrication :

I.4.1. Atelier précaire :

Il s'agit d'un atelier de préfabrication destiné à disparaître après l'achèvement de l'ouvrage pour lequel il est installé. Des produits préfabriqués de formes simples sont généralement spécifiques au bâtiment à construire. La préfabrication se fait alors le plus souvent au pied même de l'ouvrage. Les moules sont généralement en bois et destinés à être détruits à la fin de la préfabrication.

Le travail est effectué la plupart du temps à l'air libre. Le stockage se fait directement dans la zone de service des grues de montage de telle manière que celles-ci puissent assurer à la fois la manœuvre de la préfabrication et la pose in situ.[1]

I.4.2. Atelier forain :

Les moules utilisés dans un tel atelier seront réemployés ultérieurement sur un autre site, la distance entre les deux emplacements étant telle qu'il est plus économique de déplacer les moules que de transporter les éléments préfabriqués. On bétonne dans des moules généralement métalliques conçus pour être rapidement déplacés et chauffés à la vapeur sous bâche.

L'amélioration des conditions de travail consiste à installer des hangars mobiles légers permettant de mettre le personnel à l'abri des intempéries au moment de la fabrication et de protéger les éléments en cours de durcissement de la pluie et de la température excessive.

Les hangars peuvent être mobiles sur des galets pour permettre la manutention et le déplacement des éléments préfabriqués par les grues.[1]

I.4.3. Usine fixe:

Une usine de préfabrication est destinée à fonctionner pendant une longue durée pour alimenter plusieurs chantiers situés dans un rayon maximal variant de 100 à 150 km.

La rentabilité, la qualité du produit, la vitesse de réalisation sont en fonction de la gestion de production de l'usine et de la bonne organisation de la chaîne de travail.[1]



Figure I.4. Usine de préfabrication la Farge.

I.5. Différentes classes de préfabrication :

On distingue essentiellement deux grandes classes de préfabrication de la construction: la préfabrication légère et la préfabrication lourde.

I.5.1 La préfabrication légère:

Elle fait appel à des éléments d'un poids maximal de l'ordre d'une tonne : éléments d'ossature tels que poutrelles, panneaux de façade, pré-dalles de petites dimensions...[1]

I.5.2 La préfabrication lourde:

Elle met en jeu des éléments de construction dont les dimensions sont beaucoup plus importantes: Dalle de pont, poutre principale, entretoise, caisson éléments de couverture de grande portée et dont le poids peut atteindre actuellement une quinzaine de tonnes, le matériau utilisé est généralement le béton armé ou précontraint.[1]

I.6. Atouts des produits préfabriqués en béton :

Les éléments préfabriqués en béton, qu'il s'agisse de produits de structures ou de superstructures, sont de plus en plus utilisés pour la conception des ouvrages de Travaux Publics, grâce à la mise sur le marché d'une large gamme de produits répondant aux contraintes techniques et économiques et offrant des solutions constructives simples, durables et adaptées aux exigences essentielles des divers acteurs du marché :

- optimisation technique des produits et innovation.
- optimisation du coût global de l'ouvrage (coûts d'investissements, d'entretien, de maintenance...),
- réduction des délais de conception et de réalisation,
- organisation de chantier simplifiée,
- mise en œuvre simple,
- réduction de la gêne aux usagers,
- maîtrise de la qualité esthétique et de l'homogénéité des parements,
- choix d'une large palette de couleurs et de textures,
- respect de l'environnement et contribution au développement durable.
- résistance au feu d'au moins 60 minutes, des valeurs RF supérieures sont toujours possibles moyennant une étude préalable .
- la composition du béton réduit l'accumulation des bulles d'air, supprime les nids de gravier et permet une finition plus lisse (classe de résistance C50/60 conformément à la norme Eurocode 2).
- une fabrication dans un espace de production clos, d'où des conditions constantes permettant d'améliorer la qualité des éléments en béton armé .

La construction à partir d'éléments préfabriqués en béton, déjà bien connue et reconnue, offre des solutions toujours plus pertinentes dans le domaine des ouvrages de travaux publics. [3]

I.7. Les éléments préfabriqués :

La « Construction industrialisée » est l'avenir des ouvrages d'art, principalement dans les pays à haute densité de voies routières, ferroviaires et hydrauliques.

Il est très avantageux, tant du point de vue délai que qualité, de recourir à la préfabrication béton des poutres et dalles dans la construction de ponts et de bâtiments.

I.7.1. Poutres préfabriquées :

les poutres sont réalisées sans perturbation de chantier, en temps masqué, dans des usines où le béton exécuté dans de bonnes conditions et sous contrôle sévère atteint des résistances journalières de 60 MPa et jusqu'à 180 MPa (à 28J) dans certains cas spécifiques.

Ces valeurs, nettement supérieures au béton préparé ordinaire, méritent l'appellation « béton industrialisé de haute technologie » plutôt que « préfabriqué » dont la connotation péjorative est regrettable. .

Dans le Benelux, il n'est pas rare de voir des poutres de ponts et de bâtiments porter jusqu'à 60 m et peser jusqu'à 230 tonnes. Le record invaincu est la réalisation à Ciney de poutres de bâtiment de 75 m de long et pesant 250 tonnes.[4]

a. Types de poutres :

Trois types de poutres, couramment utilisées par les pré-fabricants pour la réalisation d'ouvrages d'art, sont traitées ci-après.

- **La poutre-dalle :**

La poutre-dalle constitue une solution technique pour les petites portées (jusqu'à 30m).

En effet, le concept de la poutre-dalle posée jointivement permet de réduire les travaux de finition au-dessus de la voirie mais aussi d'augmenter l'inertie de première phase. et de ce fait, la capacité de précontrainte de la pièce.

Ce type d'éléments compte de sérieuses références où il a été appliqué avec succès .[5]

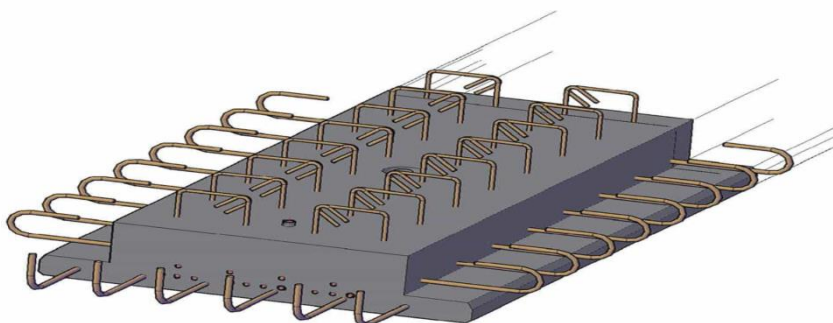


Figure I.5. Poutre dalle.

- Les poutres standardisées :

Généralement en forme de I ou U, principalement utilisées pour les portées moyennes (au-delà de 30m), ces poutres permettent la réalisation rapide et performante ($H=L/20$) de ponts routiers.

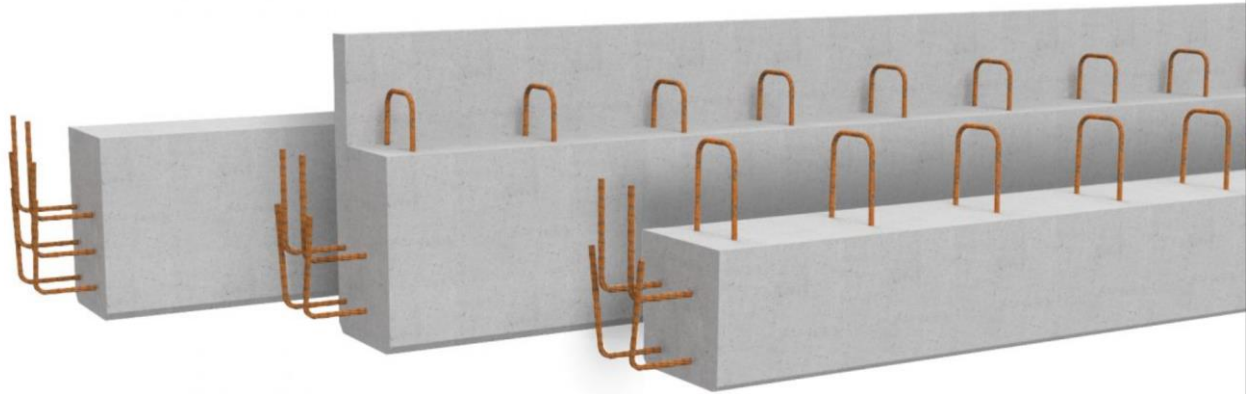


Figure I.6. Poutre standardisée

- Le pont-bac :

Cet élément est un concept encore plus complet que la poutre puisqu'il s'agit directement d'un 'pont prêt à l'emploi': les engins qui le transportent et qui le posent peuvent immédiatement rouler dessus pour poser l'élément suivant sans perturber le trafic au sol. Il est dès lors recommandé pour les viaducs urbains. Il en a été largement fait usage pour le TGV aux alentours de Bruxelles.[9]

b. Procédés :

Pour les trois types de poutres susmentionnées : poutre-dalle, poutre I, U et pont bac, quatre techniques de performances croissantes sont utilisées :

Le rapport L/H dont question ci-dessous constitue l'élanement, c'est-à-dire la portée possible en fonction de la hauteur.

- Le béton armé $L/H \approx 15$
- Le béton précontraint par adhérence $L/H \approx 20$
- Le béton préfléchi $L/H \approx 28$.
- Le béton Flexstress superposition des deux procédés précédents auxquels a été ajoutée la Turbo-préflexion et l'antiprécontrainte provisoire pour atteindre un $L/H \approx 35$.

La Turbo-préflexion est la précontrainte de la poutrelle métallique avant enrobage tandis que l'antiprécontrainte provisoire consiste en une précontrainte provisoire en partie supérieure de la poutre pour pouvoir précontraindre davantage en partie inférieure. Cette précontrainte provisoire est relâchée ultérieurement.

Tous ces procédés et systèmes sont appliqués dans l'une des usines du groupe Ronveaux (2 en Belgique, 2 en France et 3 au Vietnam) et chez ses licenciés.[4]

I.7.2. Appuis préfabriqués :

Les culées de pont préfabriquées ont pour objectif de reprendre les efforts horizontaux et verticaux du tablier du pont. En plus de leur fondation, un sommier sur lequel on viendra appuyer les poutres est à exécuter sur chantier. Avec une hauteur maximale atteinte de 13,5 m, elles représentent une solution très classique pour des passages supérieurs et inférieurs, tant pour des ponts-routes que pour des ponts-rails.

Pour mieux s'adapter au résultat souhaité, la fabrication est réalisée par modules de 2,40 ou 1,20 m avec la possibilité d'adopter d'autres largeurs si besoin. Les finitions architecturales font que l'aspect final soit bien adapté aux différents environnements possibles, que ce soit en milieu urbain ou rural.

Un produit dérivé de cette technologie sont les cadres portiques. Sur la base des culées préfabriquées, les surmontant par des poutres en béton armé appuyées sur la face supérieure des contreforts (sans besoin de sommier). Sur les poutres, des dalles préfabriquées de 15 cm d'épaisseur viennent se poser pour accomplir la fonction de hourdis de compression.

L'aspect final est celui d'un ouvrage en portique où la seule opération à réaliser sur chantier est le ferrailage et bétonnage des semelles des culées, le reste de la structure étant totalement préfabriquée et montée sur chantier. [6]



Figure I.7. Culée préfabriquée de pont en béton armé MONACHINO TECHNOLOGY

I.7.3. Tablier :

De façon à réduire les problématiques de circulation causées par la construction et l'entretien des ponts, les dalles de pont préfabriquées sur leur pleine épaisseur sont une alternative prometteuse à la dalle de béton conventionnel.

I.8. Technique de fabrication:

Les premiers ponts préfabriqués étaient plutôt petits et du type ponts-dalles massifs. Différentes variantes existaient :

- Les petits ponts-dalles, réalisés à l'aide de dalles massives préfabriquées.
- Le système de poutres contiguës, dans lequel le pont est composé d'une série de poutres rectangulaires massives qui sont bétonnées l'une à côté de l'autre en usine et qui sont rassemblées en bon ordre sur chantier.

Système composé de petites poutres en T renversé, positionnées les unes à côté des autres. Après le montage, les vides entre les poutres et au-dessus sont remplis de béton coulé sur place.

Les ponts composés de poutres préfabriquées et d'une dalle de béton coulée en place sont apparus plus tard. Initialement, la hauteur des poutres était limitée de 0,50 m à 0,70 m pour des portées allant jusqu'à 15 m. Petit à petit, les poutres sont devenues plus grandes et plus hautes, jusqu'à 2,20 m actuellement. La portée des poutres augmenta en même temps de 35 à 50 ou 60 m.

Les développements les plus récents tendent vers une préfabrication complète du pont. Il existe également différents systèmes: ponts-caissons, ponts-bacs et ponts à segments.

La fabrication des produits en béton fait appel à des méthodes, des techniques et des matériels variés adaptés aux types et aux dimensions des produits.

Dans le cas des fabrications de produits volumineux ou précontraints, la méthode du démoulage différé (après durcissement du béton dans les moules) est utilisée. Les techniques employées pour chacune des étapes (remplissage, compactage, finition, etc.) de la production et les matériels correspondants (moules, tables, systèmes de remplissage et de compactage, etc.) sont choisis et organisés en fonction des dimensions des produits et des contraintes de manutention (produits lourds et volumineux).

I.9. Assemblages des éléments préfabriqués :

Les assemblages constituent un aspect essentiel de la préfabrication. Leur rôle consiste à créer, à partir d'éléments préfabriqués isolés, une construction cohérente et robuste en mesure d'absorber tous les efforts, y compris ceux engendrés par le retrait, le fluage, les déformations thermiques, le feu, etc. Une bonne conception nécessite de connaître l'importance des efforts venant des actions horizontales et verticales et comment ils parcourent la construction. Il est également capital de comprendre les interactions existantes entre les assemblages et l'ensemble de la construction.[7]

I.9.1. Critères de conception:

La conception des assemblages constructifs dans les constructions préfabriquées nécessite la prise en compte de critères relatifs à leur comportement constructif, tolérances dimensionnelles, résistance au feu, fabrication, manipulation et montage. Les plus importants sont décrits ci-dessous :

I.9.2. Comportement constructif

✓ Résistance :

Les assemblages doivent résister aux forces auxquelles ils sont soumis pendant toute leur durée de vie. Certaines d'entre elles sont engendrés par le poids propre mais également par d'autres charges gravitaires, le vent, les tremblements de terre, la pression du sol et de l'eau.[7]

✓ Influence des changements de volume :

Les effets combinés du retrait, du fluage et des changements de température peuvent engendrer des tractions dans les éléments préfabriqués et leurs assemblages. En principe, il existe deux méthodes pour tenir compte des changements de volume: d'une part, les déformations peuvent être rendues possible à l'endroit des assemblages, et d'autre part, il est possible de leur donner une résistance suffisante afin de prévenir ces changements.[7]

✓ Déformations :

Lorsque les assemblages empêchent le mouvement vertical de la poutre ou du plancher, cela peut occasionner des dommages dans l'assemblage même ou dans les éléments assemblés. Même si aucun dommage n'est observé, des efforts parasites peuvent apparaître dans les éléments, causant des déformations dommageables. La solution consiste à munir l'assemblage d'un appui coulissant ou de le concevoir comme une rotule. [7]

✓ Ductilité :

Ductilité veut dire l'aptitude à subir des transformations plastiques sans perte substantielle de capacité de transmission des efforts. Elle est souvent chiffrée à l'aide d'un facteur de ductilité, qui indique la relation entre la déformation à l'état limite ultime et la déformation à la fin de la phase élastique. Il est toujours recommandé de concevoir et de détailler l'assemblage de telle façon qu'une rupture fragile suite à une surcharge puisse être évitée, par exemple lorsque les efforts réels ont été sous estimés. Un comportement ductile dans l'assemblage est donc souhaitable. [7]

✓ Durabilité :

La durabilité d'un assemblage dépend du risque de corrosion de l'armature ainsi que de la fissuration et de l'éclatement du béton, en tenant compte de son environnement réel.

L'acier exposé à un environnement agressif doit être pourvu d'une protection permanente, Lorsque l'acier exposé ne peut être entretenu, il doit être inoxydable. [7]

I.9.3. Tolérances dimensionnelles :

Des tolérances dimensionnelles sont inévitables lors de la construction d'un ouvrage préfabriqué et de la fabrication des éléments. Il faut en tenir compte dès la conception des assemblages afin d'éviter de graves problèmes lors du montage. Un exemple typique concerne la longueur d'appui des dalles préfabriqués du tablier. Tant la longueur de l'élément de tablier que l'emplacement de la structure d'appui peuvent dévier par rapport aux données de conception nominales. Ces écarts se font surtout sentir à l'endroit des appuis. Dans ce cas, les anomalies doivent être reprises par la longueur d'appui et par l'utilisation de matériaux d'appui.

Un autre principe important relatif aux écarts dimensionnels et aux tolérances est qu'il doit être possible d'adapter dans les trois dimensions tous les types de fixations afin de pouvoir aligner les éléments et les placer au bon niveau. [7]

I.9.4. Résistance au feu :

L'étude de la résistance au feu des assemblages comprend deux aspects. Il y a d'une part l'effet du feu sur la résistance des assemblages et d'autre part, il faut éviter la propagation du feu à travers les assemblages. Lorsque des détails d'assemblages sont directement exposés au feu, il est possible que la résistance diminue suite aux températures élevées. Ces détails d'assemblage qui sont des éléments vitaux du système de construction doivent être protégés de la même façon que les autres éléments de construction. Cette protection peut être obtenue en les enrobant de béton, ou en utilisant des matériaux de protection contre l'incendie. [7]

I.10. Conclusion :

Le pont à poutre en béton armé réalisé par des éléments préfabriqués s'est avéré la solution la plus pertinente pour notre ouvrage et c'est la solution proposée par le bureau d'étude .

II.1. Présentation de l'ouvrage :

II.1.1. Introduction :

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences car il est destiné à offrir un service à des usagers, et pour mieux étudier une conception de telle grandeur on est chargé de déterminer les principales caractéristiques concernant ce projet.

Ce projet consiste à étudier les éléments résistants d'un pont en béton armé franchissant une voie ferrée sur la RN1 au PK034+075.24 entre la wilaya de Djelfa et Laghouat. Long de 25.73m, composé d'une seule travée.

Le tablier repose sur deux culées en béton armé préfabriqué de sections pleines, en position biaisée à 60°.

II.1.2. Données Géotechniques

Ces données, qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations. Une étude insuffisante peut entraîner des modifications du projet ou des renforcements de la structure déjà exécutée très onéreux si le sous-sol est de nature différente de celle attendue.

Les essais géotechniques sont en général assez coûteux et le projeteur doit organiser la reconnaissance en fonction de la taille et de l'importance de l'ouvrage. Il doit d'abord les faire aux emplacements probables des appuis et recueillir les sondages qui auraient déjà été faits dans le voisinage.

la reconnaissance géotechnique doit donner des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés:

- paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage).
- compacité (pour les problèmes de terrassements).
- perméabilité (pour les problèmes d'épuisements ou de bétonnage dans les fouilles). [8]

Dans le cas des ouvrages en haut plateau, la reconnaissance doit permettre de connaître les zones instables éventuelles, les failles et les diaclases de la matrice rocheuse et, si possible, les cheminements d'eau préférentiels qui constituent l'un des principaux facteurs d'instabilité des couches d'éboulis.

a. Résultats des investigations

✓ Résistance à la compression:

Sondage N°	Profondeur (m)	Hauteur H (cm)	Diamètre Q(cm)	Poids (gr)	RC (bar)	RCC (bar)
SC 1	3.00 – 3.20	15.1	8.0	1586	303	300
	3.60 – 3.90	16.0	8.0	1713	296	296
	4.25 – 4.50	16.0	8.0	1715	419	419
	5.85 – 6.10	16.0	8.0	1694	525	525

Tableau II.1. Résistance à la compression

✓ Analyse sommaire chimique:

Sondage N°	Profondeur	Les carbonates CaCO ₃	Les sulfates CaSO ₄ · 2H ₂ O	Chlorures NaCl	Anhydride Carbonique CO ₂	Observations
S ¹	1.50 – 10.00	66.10	Traces	0.88	29.08	Le sol non agressif.

Tableau II.2. Analyse sommaire chimique

✓ Essai pressiométrique :

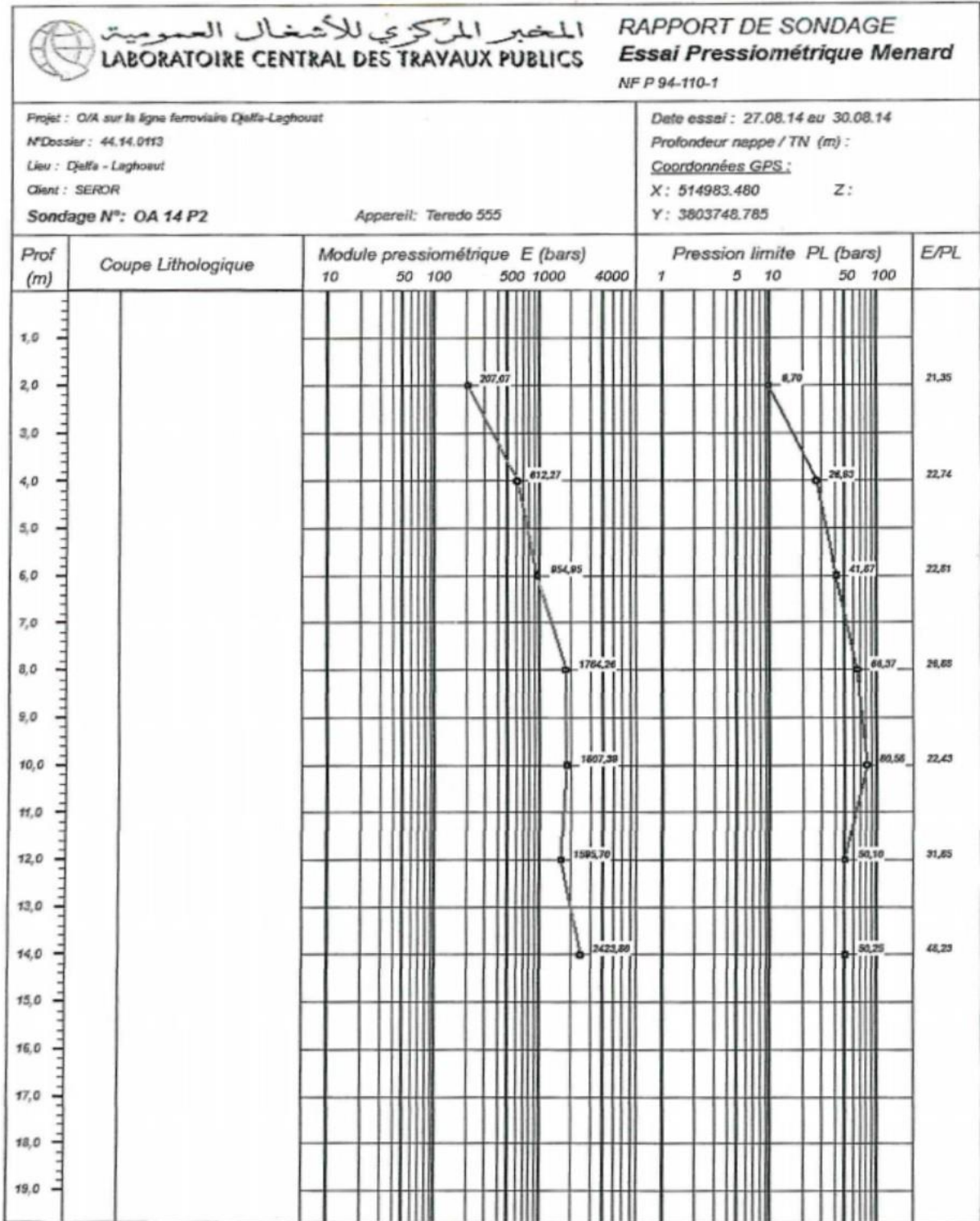


Figure II.1. Essai pressiométrique SC1

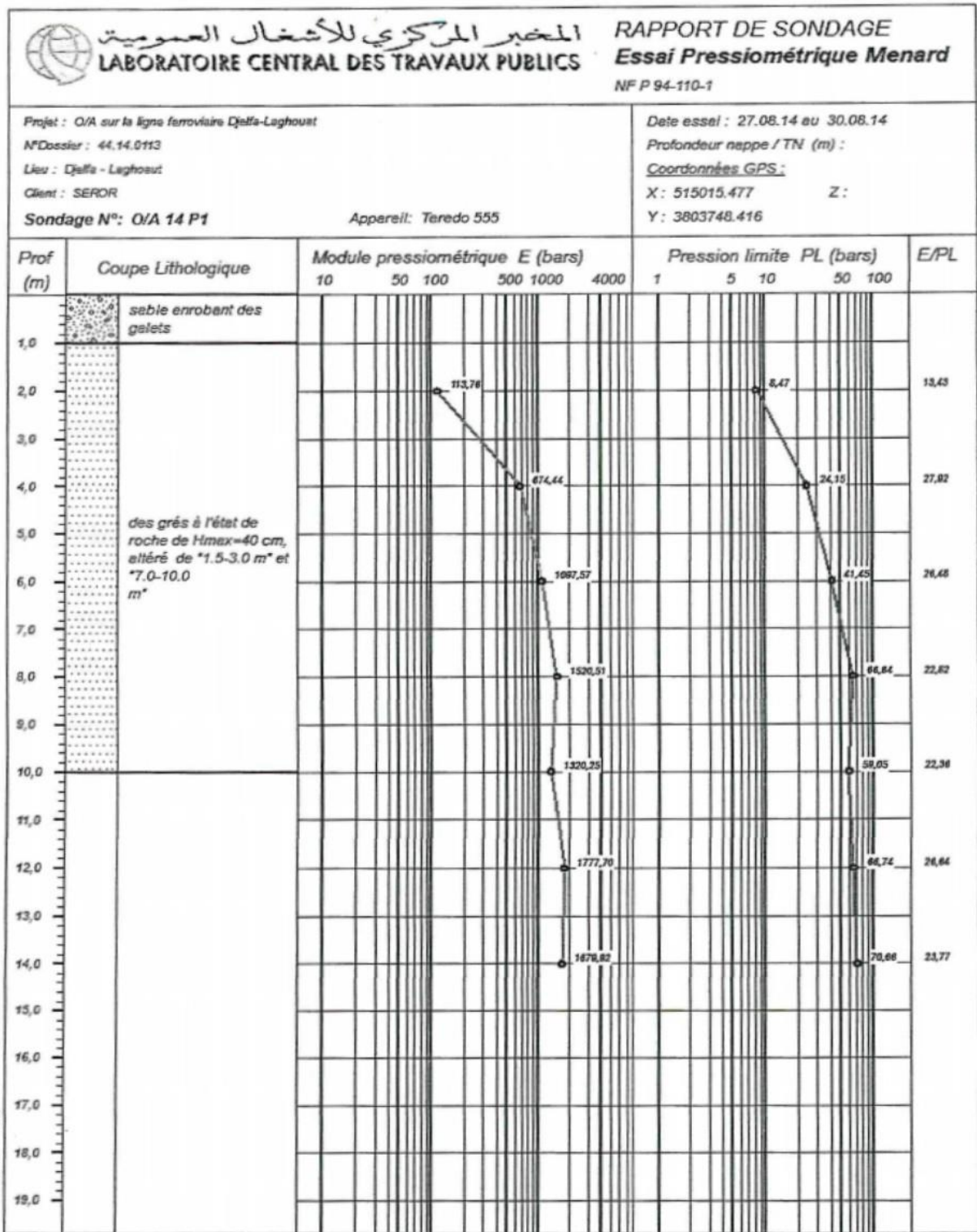


Figure II.2. Essai pressiométrique SC2

✓ **Contrainte admissible :**

selon le fascicule 62 et le D60

La contrainte admissible d'un sol peut être estimée à partir des essais pressiométrique d'après la formule suivante :

$$Q_{ad} = Q_0 + \frac{K_p}{3} (P_{le} - P_0)$$

Qad: contrainte limite.

Kp: facteur de portance tenant compte des dimension de la fondation, de son encastrement et de la nature du sol .

Ple: pression limite équivalente.

Q0: pression verticale totale des terres au niveau de la base de l'ouvrage étant terminé.

P0: pression horizontale totale des terres au repos au moment de l'essai .

✓ **Résultats :**

radier sur les grès au dessous de 3m de profondeur

$K_p=1,17$

$p_{le}-P_0=11,32$ bars

$Q_0= \gamma \times D=0,2 \times 3=0,6$ bars

on obtient une contrainte $Q_{ad}= 5$ bars

b. Fondations de l'ouvrage :

Vu la nature des sols en présence au droit de l'ouvrage il est recommandé un type de fondations superficielles ancrées au niveau de la couche de grès rencontrés à 3,00m de profondeur par rapport au terrain naturel.

La campagne d'investigation au moyen de sondage carotté de 10 m de profondeur a permis de relever une formation de sable enrobant des galets, reposant sur des grès à l'état de roche altéré, au "1,50-3,00" et "7,50-10,00".

L'estimation de la contrainte admissible en considérant les caractéristiques des couches rencontrées en fin de sondage (pression limite variant de 50 25 à 70.66 bars,.) avec une contrainte admissible de 3 bar

Vu la nature géologique des sols en place (rocheux); aucun tassement n'est à craindre.

c. Recommandations de LCTP:

Il est recommandé de prévoir un assainissement efficace des eaux pluviales pour empêcher toute stagnation, inondation ou venue d'eau vers les fondations de l'ouvrage.

II.1.3. Implantation et caractéristiques de l'ouvrage :

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

a. Vue en plan:

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, il est dessiné sur un plan de situation et repéré par les coordonnées de ses points caractéristiques .

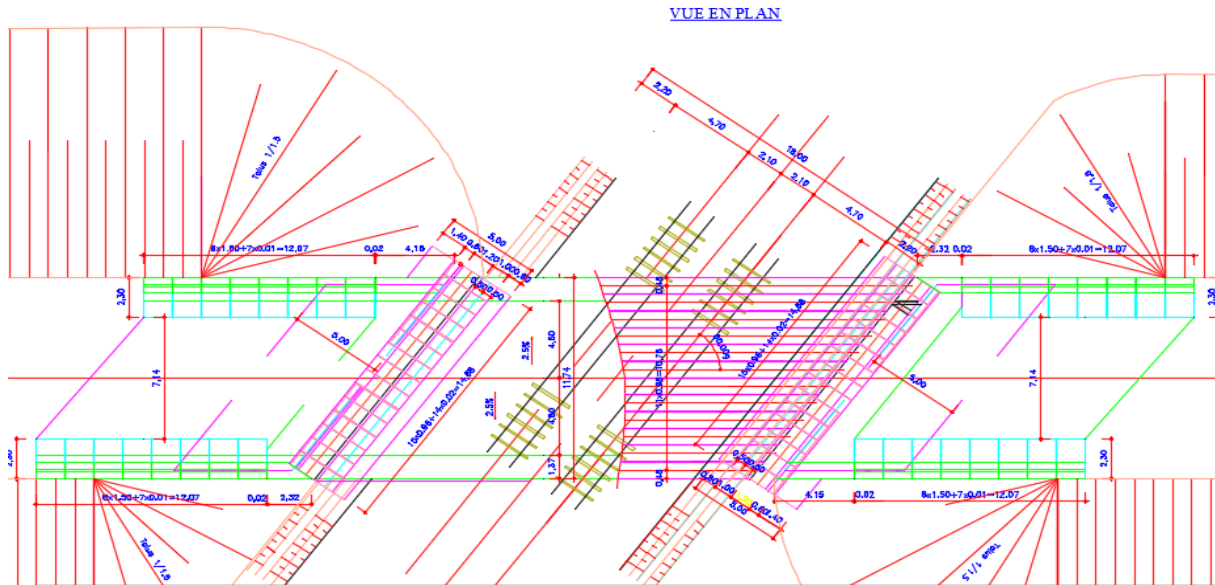


Figure II.3. Vue en plan

b. Coupe longitudinale:

Le profil en long est la ligne définissant en élévation le tracé en plan, il doit être élaboré en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles et du type d'ouvrage de franchissement envisagé.

Notre profil en long contient une seule travée de 22,75 m appuyé sur deux culées remblayées

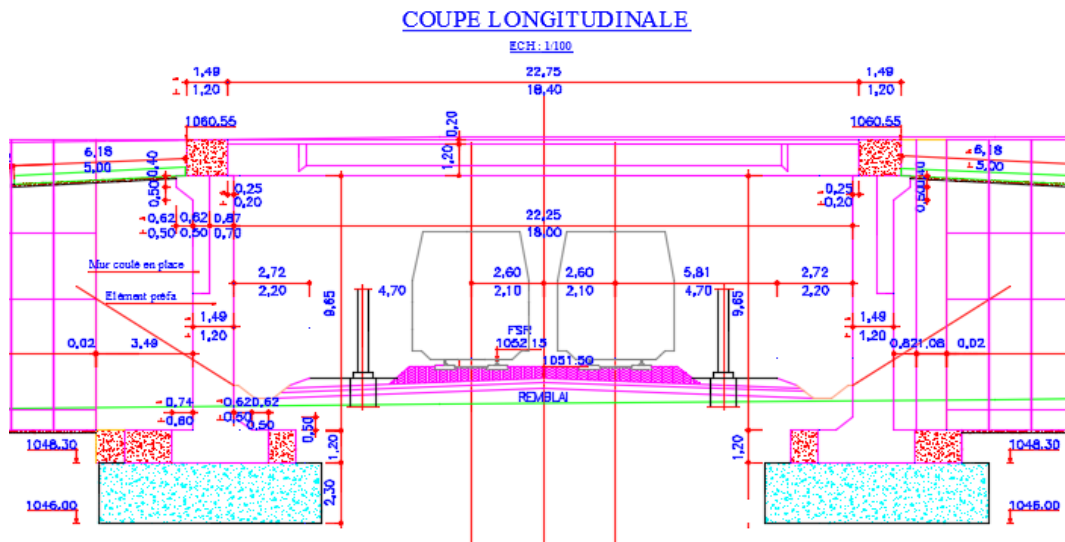


Figure II.4. Coupe longitudinale

c. Coupe transversal :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal, Dans le cas de notre ouvrage on a :
 02 voies de 4,50 m pour chacune .
 02 trottoirs de 1,37 m pour chacun .
 Une pente des versants de 2,50%

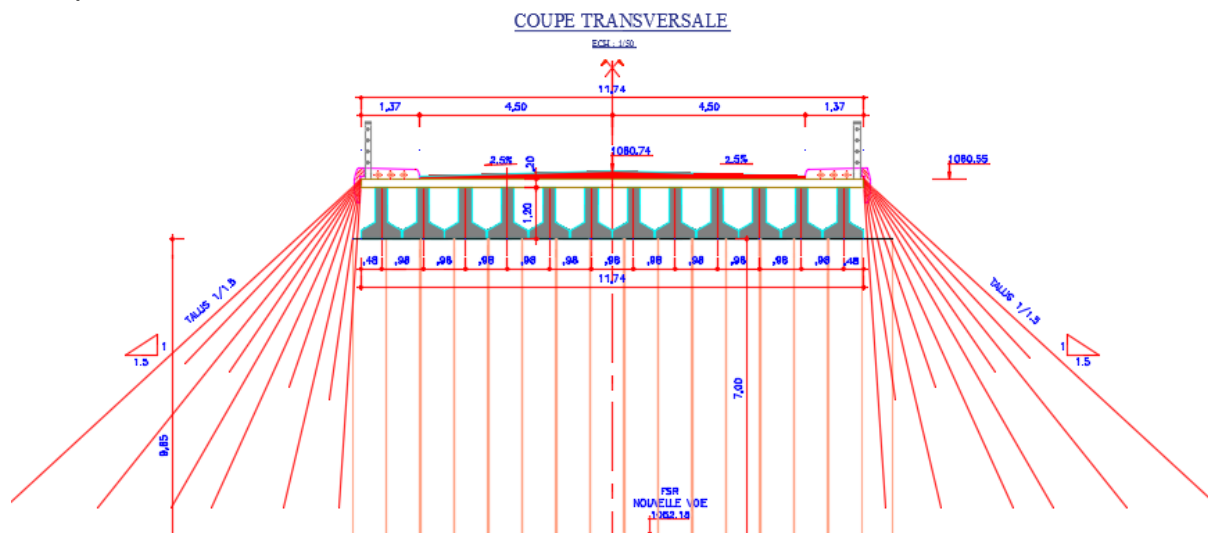


Figure II.5. Coupe transversal

II.1.4. Recueil des données naturelles

La visite des lieux par l'ingénieur est une étape essentielle du projet. Cette visite a permis de situer le terrain et d'apprécier sa topographie visuelle, en effet le terrain ne présente pas une déclivité.

Données Topographiques:

Il convient de disposer d'un relevé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages, etc.[8]

Notre ouvrage se trouve au PK 034+075.24 sur la RN.1 et traverse une voie ferrée

II.1.5. Données relatives à l'obstacle franchi :

L'ouvrage projeté franchit une voie de communication représentée par deux voies ferrées et donc il convient de respecter les caractéristiques fonctionnelles relatives à ces voies. Dans la plupart des cas, il s'agit de respecter certaines hauteurs libres et certaines ouvertures.

II.1.6. Gabarits et hauteurs libres pour les ouvrages routiers :

Le gabarit est une grandeur associée au véhicule elle caractérise sa hauteur statique maximale, chargement compris, dont le passage peut être accepté, dans des conditions normales de circulation, sous un ouvrage. Le gabarit maximal des wagons pour la voie ferrée est limité à 5,93m.

II.2. Prédimensionnement :

II.2.1 Prédimensionnement du tablier:

A partir des caractéristiques de l'ouvrage telle que la portée, on peut déterminer les dimensions de la section en béton.

a. **largeur du tablier:**

La largeur est la même que celle de la route existante, notre chaussée est composée de deux voies chacune de 4,50 m de largeur et limitée par deux trottoirs de 1,37m chacun de part et d'autre de la chaussée. Donc la largeur du tablier est de 11,74m.

b. **longueur des travées:**

Nous avons une seule travée longue de 22,75m séparée de la dalle de transition par des joints de 10cm .

c. **Prédimensionnement des poutres:**

✓ Nombre de poutres et leur écartement :

Le tablier comporte 12 poutres à sections variables.
Avec la largeur du tablier ($L_t=11.74m$).

$$E = \frac{L_t}{N - 1}$$

Avec :

E : écartement entre poutres

L_t : largeur du tablier

N : nombre de poutres

Alors : $E = \frac{11,74}{12-1}$ d'où $E=1,06$

On prend alors la largeur de la poutre selon la largeur de notre ouvrage et la disposition des poutres selon notre plan d'étude ; d'où $L=0,98m$

On adopte alors un talon $b_t=96cm$ avec un joint de 1 cm de part et d'autre.

Le pied de la poutre a une hauteur entre 10 et 20 cm pour permettre un bétonnage correct du talon.

On adopte : 20 cm

✓ Hauteur de la poutre : Ht

D'après le guide S.E.T.R.A, la hauteur des poutres varie dans l'intervalle $[L/22;L/15]$

Avec :

L : portée réelle de la poutre.

$$\frac{22,75}{22} \leq ht \leq \frac{22,75}{15} \Rightarrow 1,03 \leq ht \leq 1,51$$

On prend la hauteur de la poutre : $H_t=1,20 m$.

✓ La largeur de la dalle de compression :

$$0,6h \leq b \leq 0,9h \Rightarrow 0,62 \leq b \leq 1,08$$

Donc on prend $b=0,98m$

b : largeur de la dalle de compression.

h : hauteur de la poutre

✓ **Épaisseur de l'hourdis :**

Elle dépend de trois paramètres :

- De la portée transversale de l'hourdis, liée à l'espacement entre poutres
- Existence d'entretoises intermédiaires
- Fonctionnement transversal du tablier (béton armé ou béton précontraint)

Elle varie entre 16 à 20 cm suivant les paramètres cités ci-haut.

Donc on adopte $H_d = 20 \text{ cm}$

✓ **Section des poutres :**

La section des poutres est :

Rectangulaire aux abouts pour reprendre les efforts tranchants qui s'y développent.

En T aux milieux afin d'alléger le poids de la poutre.

✓ **Épaisseur de l'âme :**

L'âme doit assurer la résistance aux efforts tranchants et permettre une bonne mise en place du béton.

D'après le guide S.E.T.R.A, on a deux situations qui sont prévisibles :

- Au niveau de l'appui la poutre est rectangulaire.
- En travée la poutre est en T inversé.

Pour cela on adopte $e = 30 \text{ cm}$ (pour faciliter la pose des armatures).

✓ **Poutre chaînage:**

C'est une poutre qui assemble le ferrailage des deux éléments poutre et montant, son dimensionnement dépend du vide entre ces deux éléments .

$a = 1,50 \text{ m}$

$b = 1,40 \text{ m}$

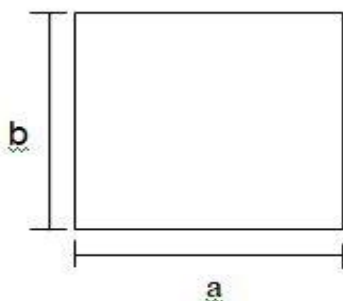


Figure II.6 coupe transversal de la poutre chaînage

✓ **Caractéristique géométrique des sections**

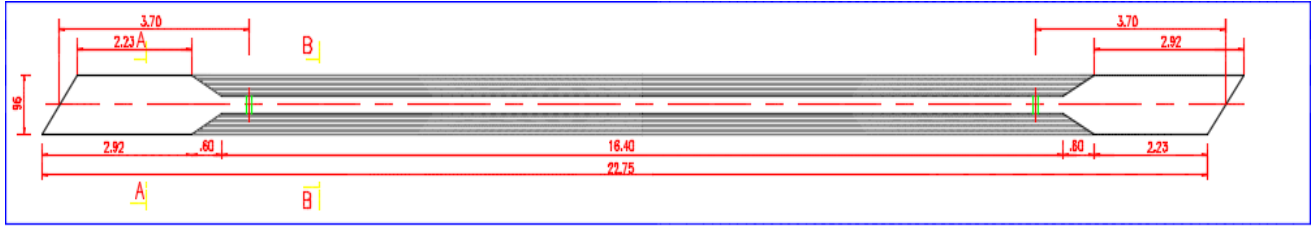


Figure II.7. poutre en élévation

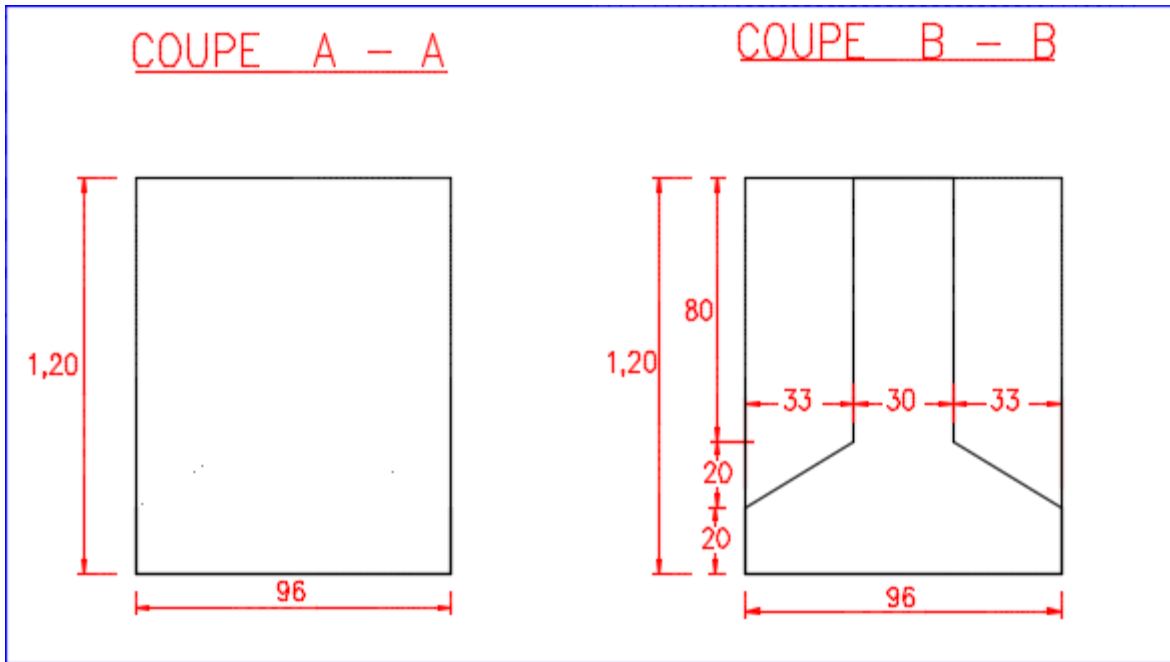


Figure II.8. Section d'about (A-A) et médiane (B-B)

II.2.2. Prédimensionnement des culées:

la hauteur du mur de front dépend essentiellement de l'obstacle à franchir et la hauteur de l'ouvrage c'est-à-dire la hauteur à partir du bon sol jusqu'à la chaussée. l'épaisseur du montant dépend de sa hauteur.

on a $h=11,45$

$$\frac{h}{12} \leq e \Rightarrow e = 0,95$$

On prend alors l'épaisseur selon notre plan d'étude avec une marge de sécurité ; d'où $e=1,50m$

II.3. Charges et surcharges:

II.3.1. Evaluations des charges permanentes:

a. poids propre de la superstructure:

✓ **Revêtement de la chaussée :**

er : épaisseur du revêtement 0,1m

Lr: la largeur de la chaussée 9 m

pr: masse volumique de revêtement 2,2t/m³

L : 25,73m

$g = er \times Lr \times pr$

$g = 1,98 \text{ t/ml}$

$G = gxL$

$G = 50,95 \text{ t}$

✓ **Garde-corps :**

Le poids de garde-corps est = 0.1t/ml

L=25,73m

$g = 2 \times \gamma_g$

$g = 0,2 \text{ t/ml}$

$G = gxL$

$G = 5,15 \text{ t}$

✓ **Les trottoirs :**

Le poids de trottoirs 0,5 t/ml.

$G = 2 \times \gamma_t$

$g = 1 \text{ t/ml}$

$G = gxL$

$G = 25,73 \text{ t}$

✓ **Corniches :**

Le poids de trottoirs 1,12 t/ml.

L=25,73m

$g = 2 \times \gamma_c$

$g = 2,24 \text{ t/ml}$

$G = gxL$

$G = 57,64 \text{ t}$

Donc le poids propre de la superstructure totale est: 139,47 t.

b. poids propre de la dalle:

$S = e.Lt$; $g_{dalle} = S. \gamma_b$; $G_{dalle} = g_{dalle}.L$

Avec :

S: surface du tablier

e : épaisseur de l'hourdis (e=0,2m)

Lt : largeur du tablier (Lt=11,74m)

γ_b : poids volumique du béton ($\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$)

L :longueur du tablier (L=23,25m)

$S_{dalle} = 0,20 \times 11,74 = 2,348 \text{ m}$

$g_{dalle} = 2,348 \times 2,5 = 5,87 \text{ t/ml}$

$G_{dalle} = 5,87 \times 23,25 = 136,48 \text{ t}$

c. poids propre des poutres:

S₁ : surface de la poutre en travée

S₂ : surface de la poutre dans la zone de transition

S₃ : surface de la poutre dans la zone nodale

$S_3G = s \times L \times \gamma_b$

$$s_1 = (0,3 \times 0,8) + (0,96 \times 0,2) + ((0,96 + 0,3)/2) \times 0,2 = 0,46 \text{ m}$$

$$g_1 = 1,15 \text{ t/ml}$$

$$s_3 = (0,96 \times 1,2) = 1,152 \text{ m}$$

$$g_3 = 2,90 \text{ t/ml}$$

$$s_2 = (0,558 + 1,152)/2 = 0,855 \text{ m}$$

$$g_2 = 2,14 \text{ t/ml}$$

$$g_{1\text{total}} = 1,15 \times 12 = 13,82 \text{ t/ml}$$

$$g_{3\text{total}} = 2,90 \times 12 = 34,80 \text{ t/ml}$$

$$g_{2\text{total}} = 2,14 \times 12 = 25,65 \text{ t/ml}$$

$$G_{1\text{total}} = 13,82 \times 16,4 = 226,65 \text{ t}$$

$$G_{3\text{total}} = 34,8 \times 2,92 = 101,62 \text{ t}$$

$$G_{2\text{total}} = 25,65 \times 0,8 = 20,52 \text{ t}$$

$$G_{\text{total}} = 348,8 \text{ t}$$

N.B : la réaction du tablier sur la culée égale la somme du poids propre de la dalle, les poutres et la superstructure . $R_t = 778,8 \text{ t}$

d. poids propre de la poutre de clavetage :

a: largeur de l'entretoise.

b: hauteur de l'entretoise

$$a = 1,5 \text{ m}$$

$$b = 1,4 \text{ m} \quad \gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$$

$$N = 2$$

$$g = 2 \times 1,5 \times 1,4 \times 2,5 = 10,5 \text{ t/ml}$$

$$G = 10,5 \times 14,68 = 154,14 \text{ t}$$

e. poids propre des culées :

$$\text{Montants} : 15,87 \times 0,96 \times 2,5 \times 15 = 571,32 \text{ KN}$$

$$\text{Semelle coulée} : 3,264 \times 14,68 \times 2,5 = 119,79 \text{ KN}$$

$$\text{Mur garde grève} : 3,146 \times 14,68 \times 2,5 = 115,46 \text{ KN}$$

$$\text{Mur en retour 1} : 40,05 \times 0,9 \times 2,5 = 90,1 \text{ KN}$$

$$2 : 32,04 \times 0,9 \times 2,5 = 72,1 \text{ KN}$$

$$\text{Dalle de transition} : 1,854 \times 14,68 \times 2,5 = 68,04 \text{ KN}$$

$$\text{Poids total de la culée} : 1036,81 \text{ KN}$$

II.3.2. Evaluations des surcharges:

D'après le fascicule 61 du document technique réglementaire (D.T.R), les surcharges utilisées pour le dimensionnement du tablier sont les suivantes :

trois types : sont pris en compte dans les calculs.

- les charges de type A sont des charges uniformément réparties sur La voie chargée C'est à dire la Surcharge A (L).

- les charges de type B sont :

Système BC.

Système Br

- le troisième type concerne :
Surcharge militaire MC120.
Charge exceptionnelle D280.

En plus :

- Surcharges sur trottoirs.
- Surcharges dues au vent et au séisme.
- Efforts de freinage.

a. La classe de pont:

D'après le fascicule 61 : Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art, Titre II, On distingue trois classes de ponts, en fonction de leur largeur roulable les suivantes:

La Classe	La Largeur roulable Lr
1	$L_r \geq 7m$
2	$5,50m \leq L_r \leq 7m$
3	$L_r \leq 5,50m$

Tableau II.3. Classification des ponts

Le pont supporte une chaussée de largeur roulable égale à 9 m.

Nombre de voies $n = 2$

Chaque voie de 4,5 m

Donc : notre pont est sur la première classe

II.3.3. Système de charge A(L) :

Pour les ponts comportant des portées unitaires sont ≤ 200 doivent rester à une charge A(l) Uniforme exprimée en (Kg / m²) est donnée en fonction de la longueur surchargée.

L(m) par la formule suivante :

$$A (l) = a_1 \times a_2 \times A (L)$$

$$A (L) = \max \left[230 + \frac{36000}{L+12}, 400 - 200 \times \frac{L}{1000} \right]$$

La valeur obtenue est multipliée par les coefficients a1 et a2.

Pour notre projet L=25,75 m.

$$A (L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \Rightarrow A (L)=1183,64Kg/m^2$$

Les coefficients a1 et a2 dépendent de la classe du pont et du nombre de voies chargées. Le coefficient de dégressivité transversale de la charge a1 est obtenu à partir du tableau en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées :

Nombre de voie chargé		1	2	3	4	4
Classe de pont	1ère	1	1	0,9	0,75	0,7
	2ème	1	1	-	-	-
	3ème	0,9	0,8	-	-	-

Tableau II.4. Les valeurs du coefficient de dégressivité transversale de la charge a1

A partir de tableau : $a_1 = 1$

$a_2 = V_0 / V$

V: la largeur d'une voie

V0: valeur donnée par le tableau suivant

classe de pont	1ère	2ème	3ème
V0	3,5	3	2,75

Tableau II.5. Les valeurs de v0

Donc on implique que : $a_2 = 3,5 / 4,5$

$a_2 = 0,77$

C'est à dire:

$A(l)_{finale} = 0,77 \times 1 \times 1183,64 = 911,4 \text{ kg/m}^3 = 0,911 \text{ t/m}^2$

II.3.4. Système de charges B

Les charges de type B sont :

- Le système Bc se compose de camions types (30t)
- Le système Br se compose d'une roue isolée (10t)

a. Système Bc :

Le convoi Bc se compose d'un ou au maximum de deux camions types par file. Dans le sens transversal le nombre de files est inférieur ou égale au nombre de voies. Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux.

Aussi, on peut disposer de 2 files de camions dans le sens longitudinal et en fonction du nombre de voies (1 voie), d'une seule file de camion dans le sens transversal. Les caractéristiques du convoi Bc sont présentées dans la figure ci-après.

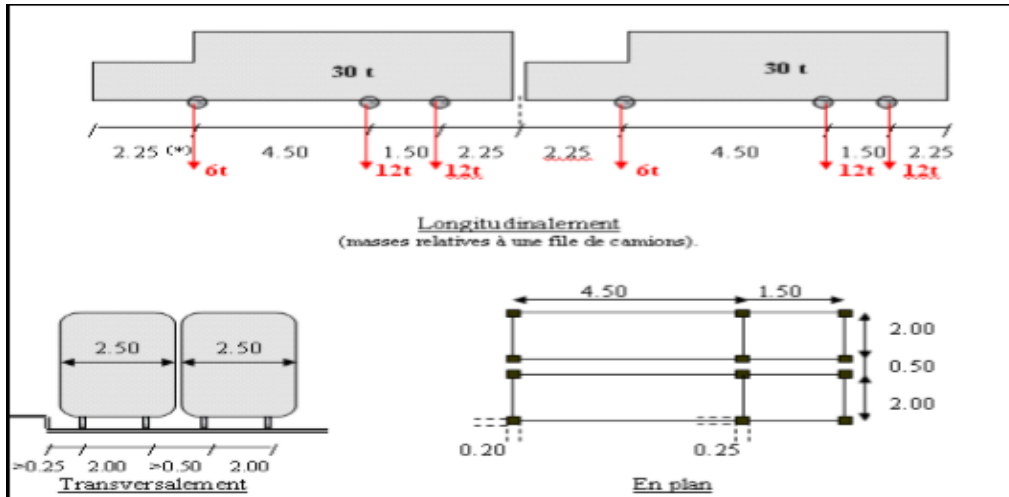


Figure II.9. Le système Bc.

$B_c = 300 \times 2 \times 2 = 1200 \text{ KN}$ (on place 2 camion donne les 2 sens)

Le système Bc multiplié par le coefficients b_c qui dépendent de la classe du pont et du nombre de files considérées

Valeur de B_c	Nombre de fil considéré	1	2	3	4	4
Classe de pont	1ère	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
	2ème	1	1	-	-	-
	3ème	1	0,8	-	-	-

Tableau II.6. Les valeurs de coefficients b_c

Donc $b_c = 1,1$ t

$S = b_c \times B_c = 1320 \text{ KN}$

$S = 132 \text{ t}$

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

$\sigma_{bc} = 1,08$

$B_c = S \times \sigma_{bc}$

$B_c = 142,7 \text{ t}$

b. Système Br :

C'est une roue isolée disposée normalement à l'axe longitudinal de la chaussée. Les caractéristiques de cette roue sont présentées dans la figure ci-dessous :

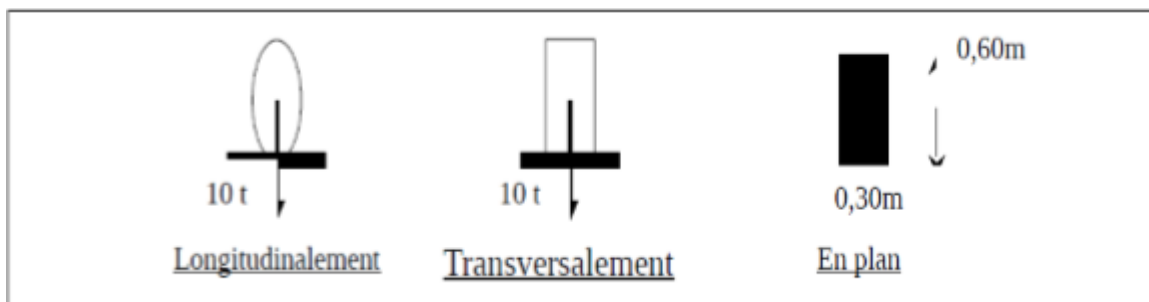


Figure II.10. Le système Br

Le rectangle de la roue peut être placé n'importe où sur la largeur roulable de manière à produire l'effet le plus défavorable.

$$br=10t \text{ par roue } =100KN$$

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

$$\sigma_{br}=1,06$$

$$S = 10 \times \delta br$$

$$Br = 10,6 t$$

c. Les coefficients de majoration dynamiques

Les charges du système B sont des surcharges roulantes et par conséquent doivent être multipliées par un coefficient de majoration pour effet dynamique. Il est déterminé à partir de la formule :

$$\delta = 1+(0,4 / (1+0,2L)) + 0,6 /(1+4 \times (G/S))$$

Avec :

L : étant la distance entre les portées de rive

G : le poids total des charge permanente de section du tablier de longueur 'L'et de toute la largeur y compris les superstructures éventuelles.

S : le poids total des essieux du système B qui est possible de disposer sur la longueur L majeure du coefficient bc

Ainsi on obtient les résultats suivants :

Les système et leur coefficient	Bc	δBc	Br	δBr
	132	1,08	10	1,06
surcharge final	142,7		10,6	

Tableau II.7. Représentation des coefficients des systèmes et leur résultat final

II.3.5. Système de charge militaire :

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation des convois militaires, il y a lieu de prendre en compte les effets des véhicules types décrits ci-après susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que ceux des systèmes A et B. Les convois militaires sont composés de deux classes M120 et M80. Chaque classe se compose de deux systèmes distincts :

- Système Mc : représenté par des chenilles.
- Système Me : composé d'un groupe de deux essieux.

Dans notre ouvrage, selon les hypothèses de calcul on ne tiendra compte que des surcharges militaires Mc120.

Systeme Mc120

Un véhicule type de système Mc120 comporte 2 chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale : 110 t.
- Longueur de chenilles : 6,10 m.
- Largeur de chenille : 1 m.
- L'entraxe : 3,30 m.

La surface d'impact de chaque chenille est un rectangle uniformément chargé de 6.10x1.00m

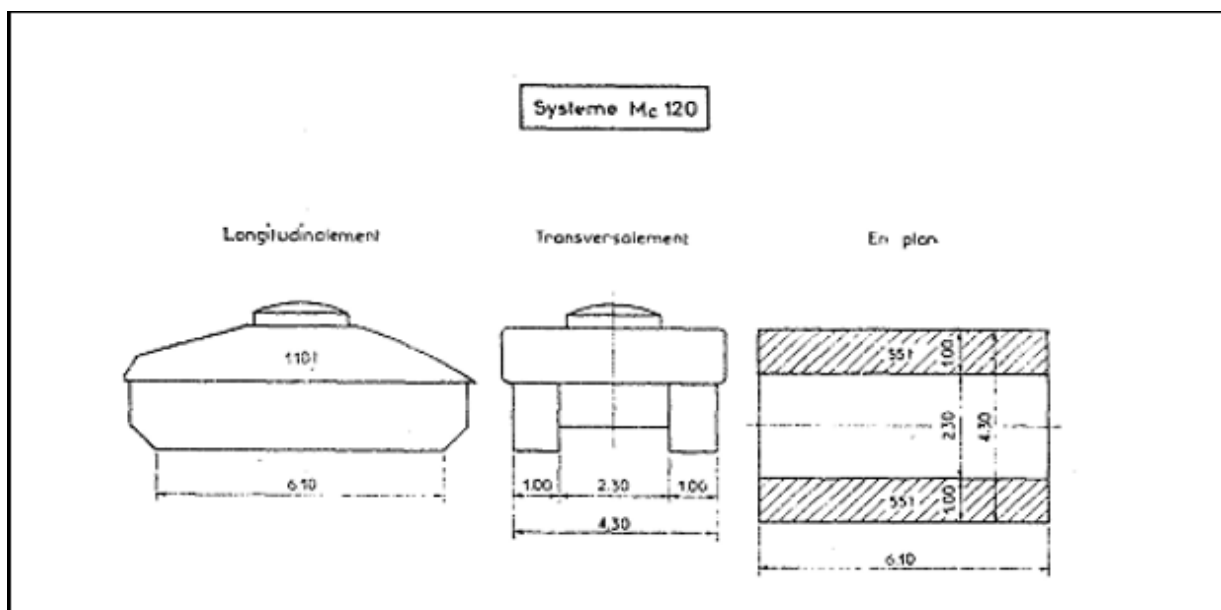


Figure II.11. Système Mc120

$$MC120 = \delta \times 110$$

$$MC120 = 1,08 \times 110 = 119,88 \text{ t}$$

II.3.6. Système de surcharges exceptionnelles :

Les ponts doivent être calculés pour être susceptibles de supporter les efforts dus aux surcharges des convois exceptionnels qui s'avèrent parfois plus défavorables que les charges A et B. D'après les hypothèses de calcul, on s'intéressera au convoi D280

Charge exceptionnelle D280

Il comporte deux remorques supportant chacune 1400 kn ; dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle chargé de 3,30m de large et de 11m de long.

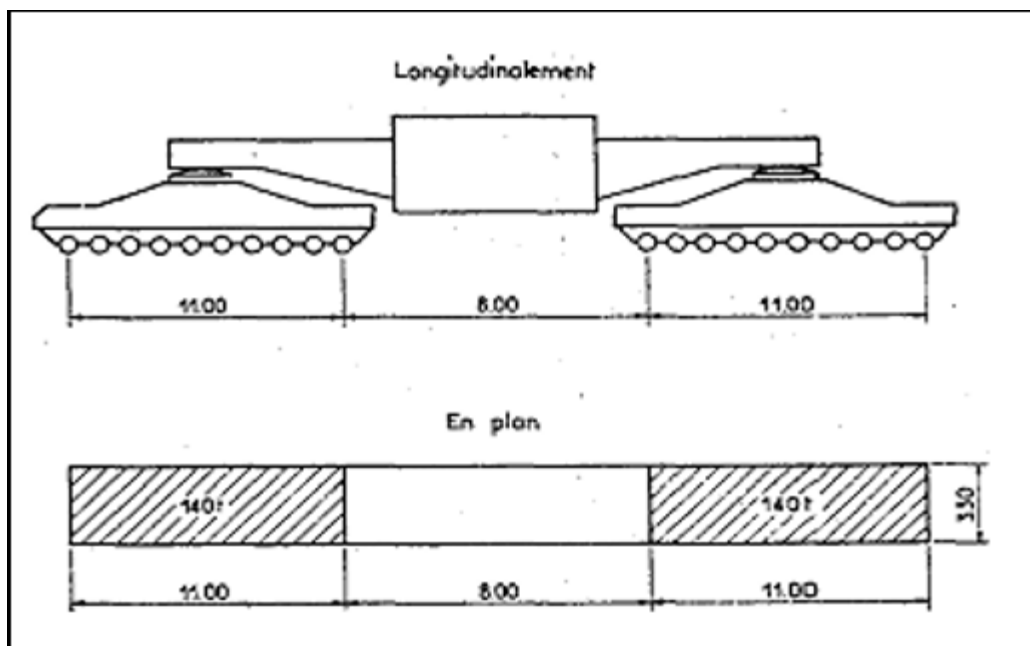


Figure II.12. Charge exceptionnelle D280

$$S = 1\,400 \times 2 = 2800 \text{ KN} = 280 \text{ t}$$

Le coefficient de majoration dynamique sera égal à $\delta = 1,14$

$$D280 = S \times \delta$$

$$D280 = 39,12 \text{ t}$$

II.3.7. Surcharges sur les trottoirs :

Il y a deux types de charges appliquées aux trottoirs :

a. Charges locales :

Elles servent à la justification des éléments du tablier, on a :
Une charge uniforme de 450 kg/m^2 supportée par les trottoirs de tout l'ouvrage, disposée en longueur ou en largeur pour produire l'effet max ; elles sont utilisées avec le système B ou militaire.

b. Charges générales :

Servent à la justification des poutres principales, elles sont :

- Appliquées sur les trottoirs une charge uniformément répartie de 150 kg/m^2 de façon à produire l'effet maximum.
- Dans le sens de la largeur, les deux trottoirs sont chargés simultanément.
- Dans le sens de la longueur, pas forcément pour produire l'effet maximum.
- On charge les trottoirs sur les mêmes longueurs pour le système A.

Dans notre cas, nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m^2 .

Un seul trottoir chargé :

$$P_{tr} = 0,15 \times L_{tr} = 1,5 \times 1,37 = 2,055 \text{ kN/ml}$$

Les deux trottoirs chargés :

$$P_{ts} = 2 \times (1,5 \times L_{tr}) = 2 \times (1,5 \times 1,37) = 4,11 \text{ kN/ml}$$

Avec : L_{tr} : largeur de trottoir.

II.3.8. Charge du vent :

Les efforts engendrés par le vent sont introduits dans les calculs comme une pression horizontale .

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute surface frappée normalement une pression de :

2000 N/m² pour les ouvrages en service.

12502 N/m² pour les ouvrages en cours de construction.

N.B : Vu que notre ouvrage est presque entièrement enterrer l'effet du vent est négligeable

II.3.9. Effort de freinage :

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers, il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appui .

a. Effort de freinage dû à A1

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à la fraction suivante du poids de cette dernière .

$$F(AL) = \frac{s \text{ Al final}}{20 + 0,0035 \times s}$$

S : surface chargée = 9x22.75 =204,75 m²

F(AL) =9,88 t

b. Effort de freinage dû à BC

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner.

Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas susceptibles de majoration pour effets dynamiques de même pour les coefficients Bc ils ne sont pas applicables aux systèmes de charges Bc pour l'évaluation des efforts de freinage F(BC)= 30 t .

II.3.10. Gradient thermique :

Le gradient thermique est un phénomène résultant d'une inégalité de la température des deux faces supérieure et inférieure du tablier.

Le gradient thermique peut être de signe quelconque. Le signe conventionnel admis par le programme est positif si la face supérieure du tablier est plus chaude que sa face inférieure, négative dans le cas contraire .

	Gradient en phase de construction	Gradient en phase de service
Type 1 (tablier métallique)	±18	±10
Type 2 (tablier mixte)	±15	±8
Type 3 (tablier en béton)	±12	±7

Tableau II.8. Les valeurs de gradient thermique

II.3.11. Force centrifuge :

Notre ouvrage ne présente aucune courbe, la force centrifuge est nulle

II.3.12. charge sismique :

On appelle séisme toute succession de déplacements rapides imposés aux fondation d'un ouvrage, il est d'usage de considérer l'action sismique d'un pont comme le résultat d'un mouvement de translation d'ensemble du sol selon les trois directions. Vu l'envergure de notre projet nous considérons que deux direction seulement (horizontale et vertical).

L'effort vertical : $H_v = 0,07G$

$$H_v = 54,52 \text{ t}$$

L'effort horizontal : $H_h = 0,1G$

$$H_h = 77,89 \text{ t}$$

avec $G = 778,9\text{t}$

N.B: Les calculs ont été effectués par la méthode modale spectrale.

III.1. Introduction :

Le calcul d'un pont, comme toute autre construction, a pour objet de vérifier que le dimensionnement adopté lui confère le niveau de stabilité requis compte tenu de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés et du niveau de contrôle prévu lors de son exécution.

Les actions appliquées sur un pont sont de deux types :

✓ Les actions hors trafic pouvant être soit permanentes [poids propre des éléments porteurs (poutre, caisson...) ou non porteurs de type trottoirs, corniche, revêtement, garde-corps...] ou bien variables de type charges climatiques (vent et température) en plus de l'action sismique.

✓ Les actions dues au trafic et qui consistent en des actions variables représentées par des systèmes de charges prédéfinies (système de charge A, B, militaires et les convois exceptionnels), ainsi que les actions accidentelles dues au choc d'un véhicule sur un des éléments porteurs du pont.

Pendant notre formation universitaire, nous avons eu l'occasion de modéliser nos ouvrages que ce soit en structure bâtiment ou dans les travaux publics en utilisant le logiciel Sap 2000 (Structure Analysis Program), pour cela nous avons décidé de rester sur ce même logiciel, en utilisant la version Sap 2000 v14 et de mettre ainsi notre expérience pour ce logiciel en application.

Modélisation par logiciel :

La modélisation représente la partie importante dans l'étude d'une structure, son objet est l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière la plus approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Le pont a été modélisé en 3D par la méthode des éléments finis. La dalle de compression a été modélisée par des éléments Shell et le reste par des éléments Frame.

La géométrie de l'ouvrage est un peu particulière, parce que l'ouvrage est incliné à 60 degrés transversalement, l'utilisation de la méthode Bridge s'est avérée impossible pour cela nous avons été obligés de modéliser notre ouvrage point par point.

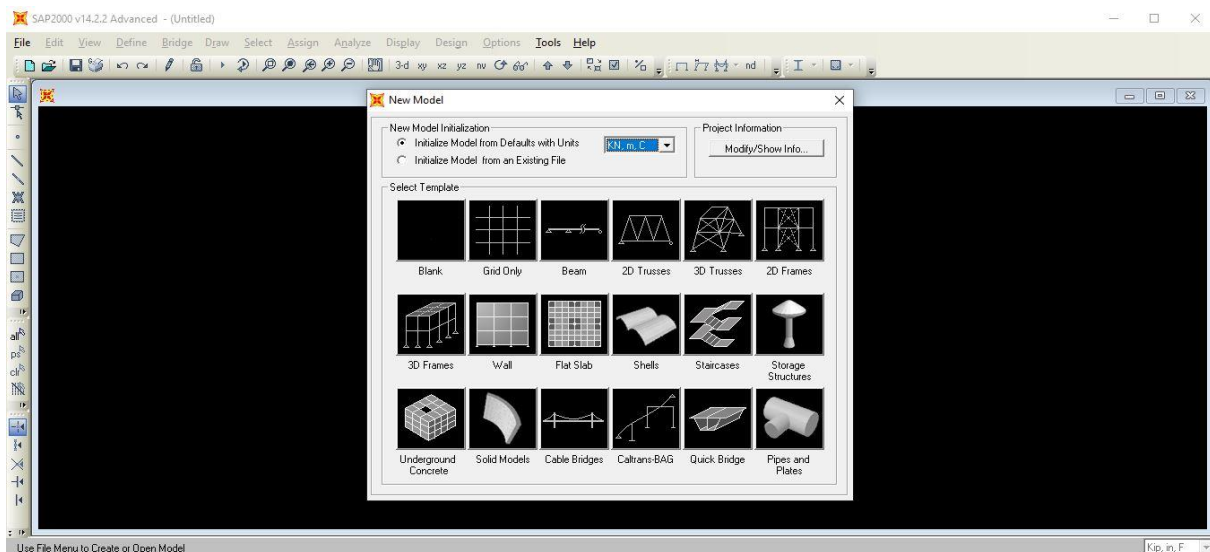


Figure III.1. SAP 2000 V14.2.2

La modélisation contient :

- ✓ La définition de la structure.
- ✓ La définition des différentes sections des éléments de l'ouvrage.
- ✓ La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...).
- ✓ La définition des conditions d'appuis.
- ✓ Le choix de la méthodologie de calcul.
- ✓ La définition des cas de charges et des combinaisons de calcul.
- ✓ La vérification des résultats.
- ✓ Le lancement des calculs.
- ✓ L'interprétation des résultats.

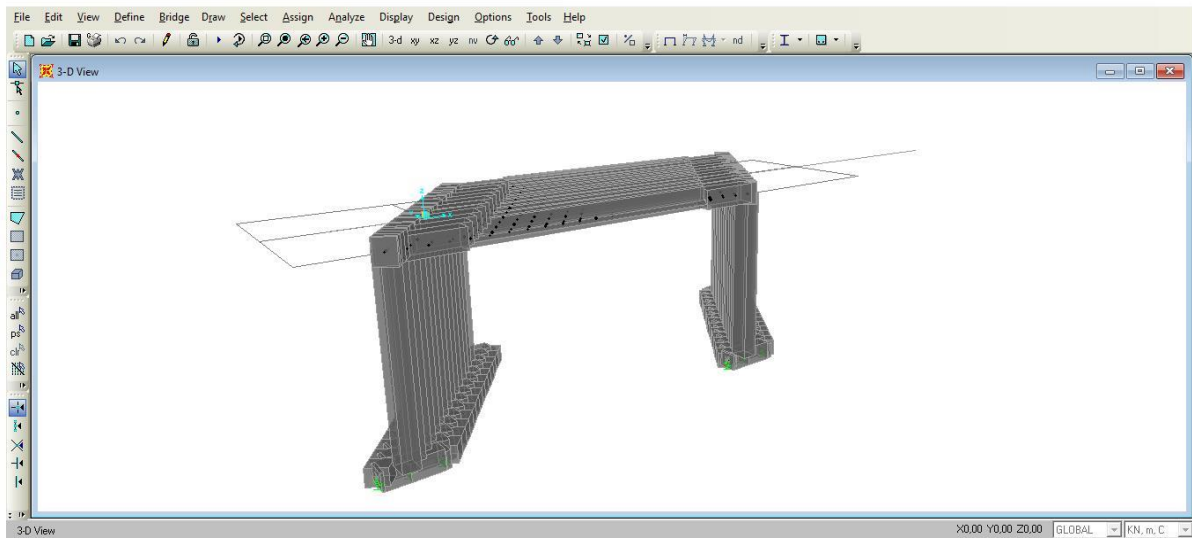


Figure III.2. Modélisation en 3D de l'ouvrage .

La modélisation de cet ouvrage qui se trouve entre la wilaya de Laghouat et la wilaya de Djelfa doit passer par deux études en parallèle, l'étude statique et l'étude dynamique (sismique) puisque cette région est considérée comme une zone sismique I, afin d'avoir le cas le plus défavorable entre les deux.

Conditions d'appui :

La majorité des éléments de cet ouvrage sont préfabriqués et sont reliés entre eux par des éléments coulés sur place.

De manière générale, on négligera la souplesse des fondations pour la justification du tablier et des appuis et nous considérons que les appuis sont entièrement encastrés dans le sol.

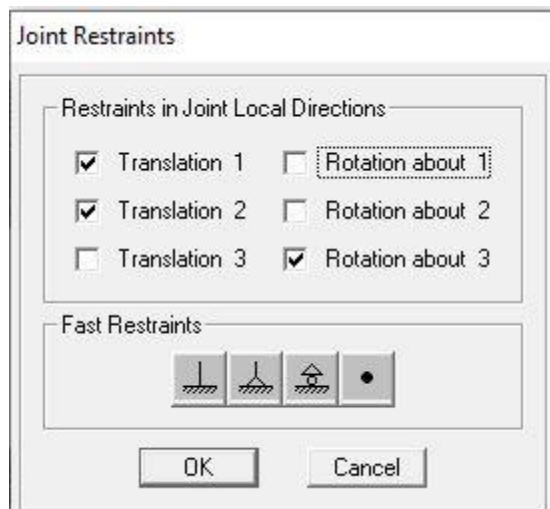


Figure III.3. Conditions d'appuis

III.2. Etude statique :

Les différentes combinaisons à l'état statique en prenant compte les charges et les surcharges ainsi les surcharges roulantes (A1, Bc, Mc120 et D280), en supposant une trajectoire centré et excentré.

✓ **L'état limite ultime**

- ELU1=1,35G+1,5Q+1,6A(l)
- ELU2=1,35G+1,5Q+1,6Bc(centré)
- ELU3=1,35G+1,5Q+1,6Bc(excentré)
- ELU4=1,35G+1,5Q+1,35Mc120(centré)
- ELU5=1,35G+1,5Q+1,35Mc120(excentré)
- ELU6=1,35G+1,5Q+1,35D280(centré)
- ELU7=1,35G+1,5Q+1,35D280(excentré)

✓ **L'état limite service**

- ELS1=G+Q+1,2A(l)
- ELS2=G+Q+1,2Bc(centré)
- ELS3=G+Q+1,2Bc(excentré)
- ELS4=G+Q+Mc120(centré)
- ELS5=G+Q+Mc120(excentré)
- ELS6=G+Q+ D280(centré)
- ELS7=G+Q+ D280(excentré)

NB : nous avons opté pour les combinaisons (ELS et ELU) les plus défavorables.

III.2.1. Les poutres :

a. Poutre (section médiane) :

Cas le plus défavorable : ELU5 ELS5

	Moment KN.m	Effort tranchant KN	Effort normal KN
ELU	1192,0394	485,139	-461,476
ELS	885,258	359,475	-335,211

Tableau III.1. Les résultats des poutres (section médiane)

Diagrams for Frame Object 36 (SECTION MEDIANE)

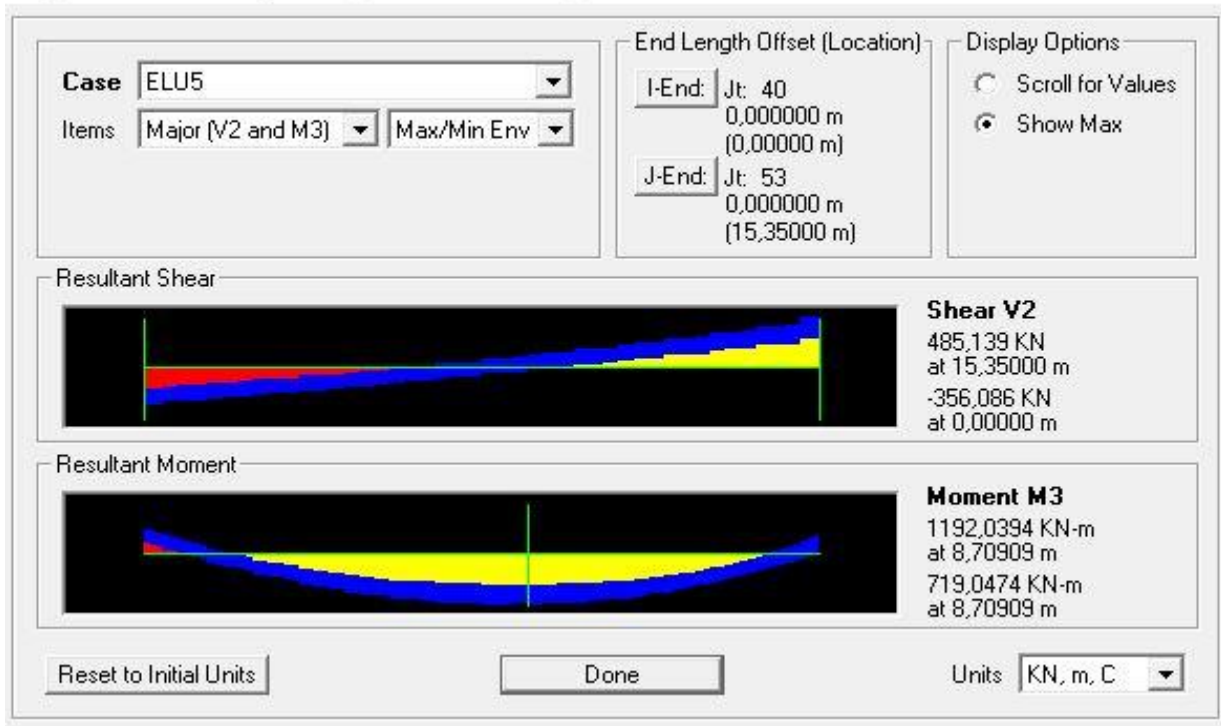


Figure III.4. Diagramme des sollicitations des poutres (section médiane)

b. Poutre (section d'about) :

Cas le plus défavorable : ELU5 ELS5

	Moment KN.m	Effort tranchant KN	Effort normal KN
ELU	-2633,6595	-797,599	-525,846
ELS	-1949,3315	-591,008	-382,528

Tableau III.2. Les résultats des poutres (section d'about)

Diagrams for Frame Object 24 (SECTION ABOUT)

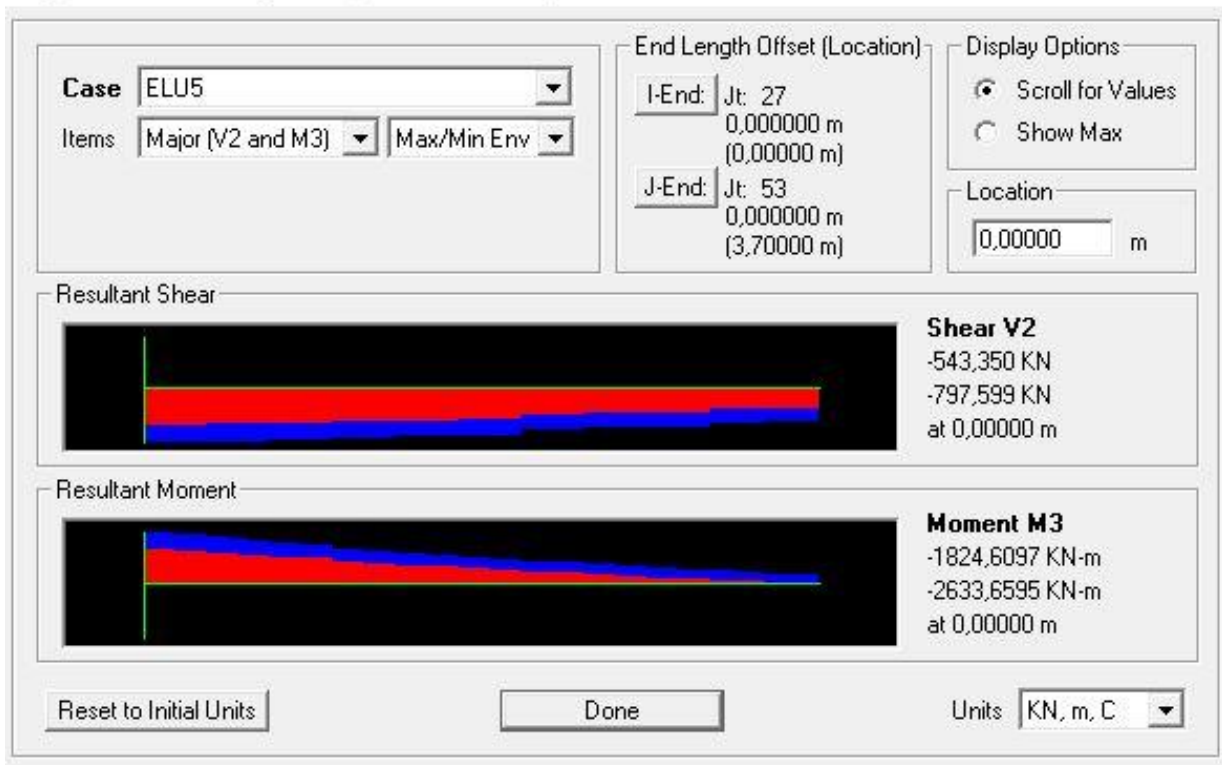


Figure III.5. Diagramme des sollicitations des poutres (section d'about)

III.2.2. Les montants :

Cas le plus défavorable : ELU5 ELS5

	Moment supérieur KN.m	Moment inférieur KN.m	Effort tranchant KN	Effort normal KN
ELU	1628,2422	442,8377	-415,004	-1386,727
ELS	1203,2971	310,6041	301,524	-1030,280

Tableau III.3. Les résultats des montants

Diagrams for Frame Object 303 (Montant)

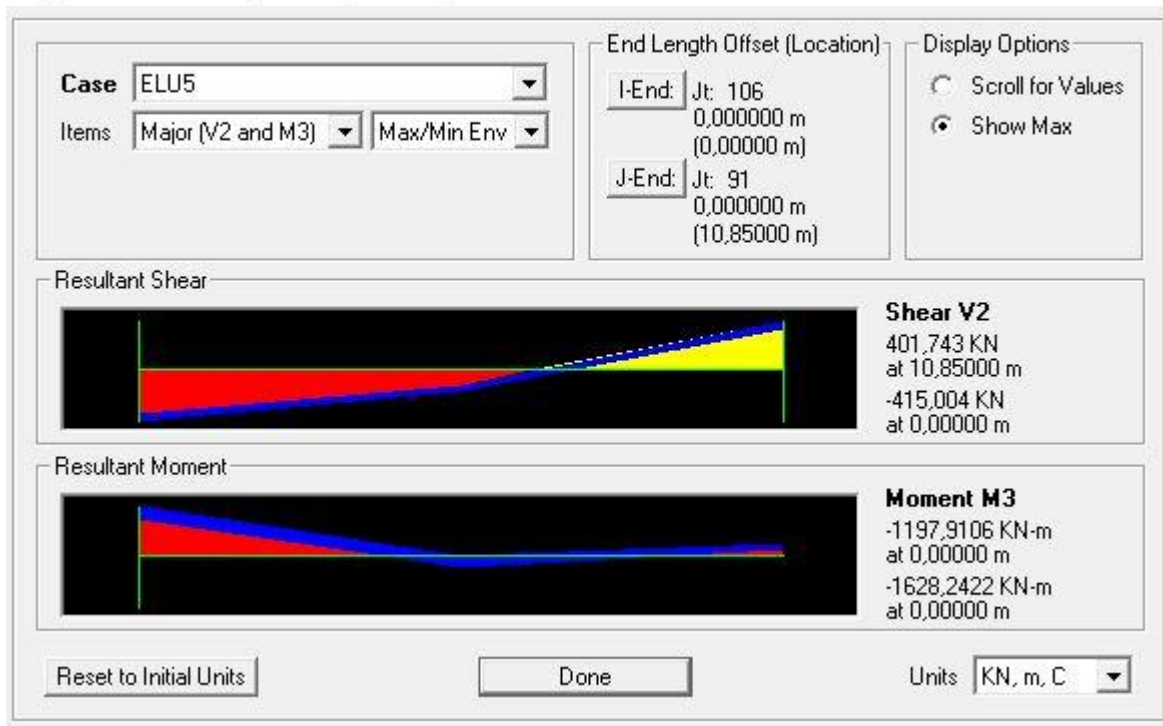


Figure III.6. Diagramme des sollicitations des montants

III.2.3. Les semelles :

Cas le plus défavorable : ELU5 ELS5

a. Semelle extérieur :

	Moment KN.m	Effort tranchant KN	Effort normal KN
ELU	603,7444	696,194	0
ELS	457,9239	521,913	0

Tableau III.4. Les résultats des semelles extérieurs

Diagrams for Frame Object 153 (Semelle)

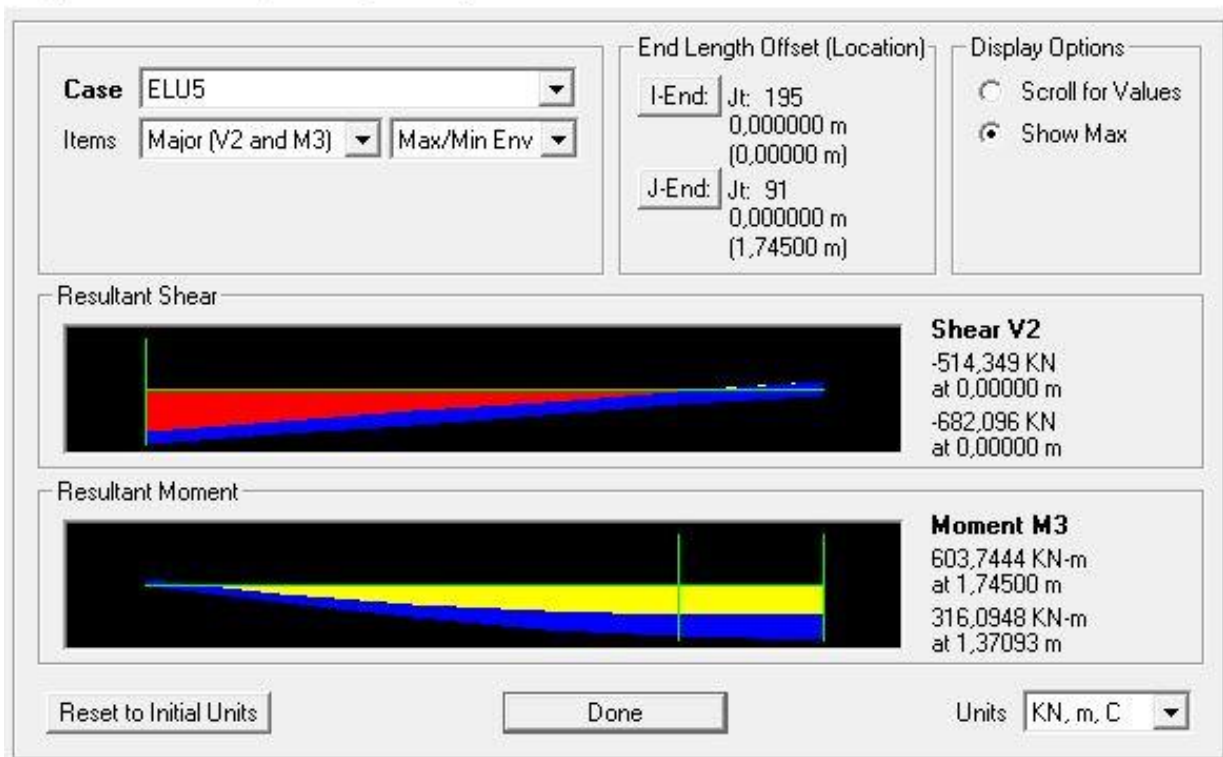


Figure III.7. Diagramme des sollicitations des semelles extérieurs

b. Semelle intérieure :

	Moment KN.m	Effort tranchant KN	Effort normal KN
ELU	869,4973	739,144	0
ELS	637,3541	542,481	0

Tableau III.5. Les résultats des semelles intérieurs

Diagrams for Frame Object 154 (Semelle)

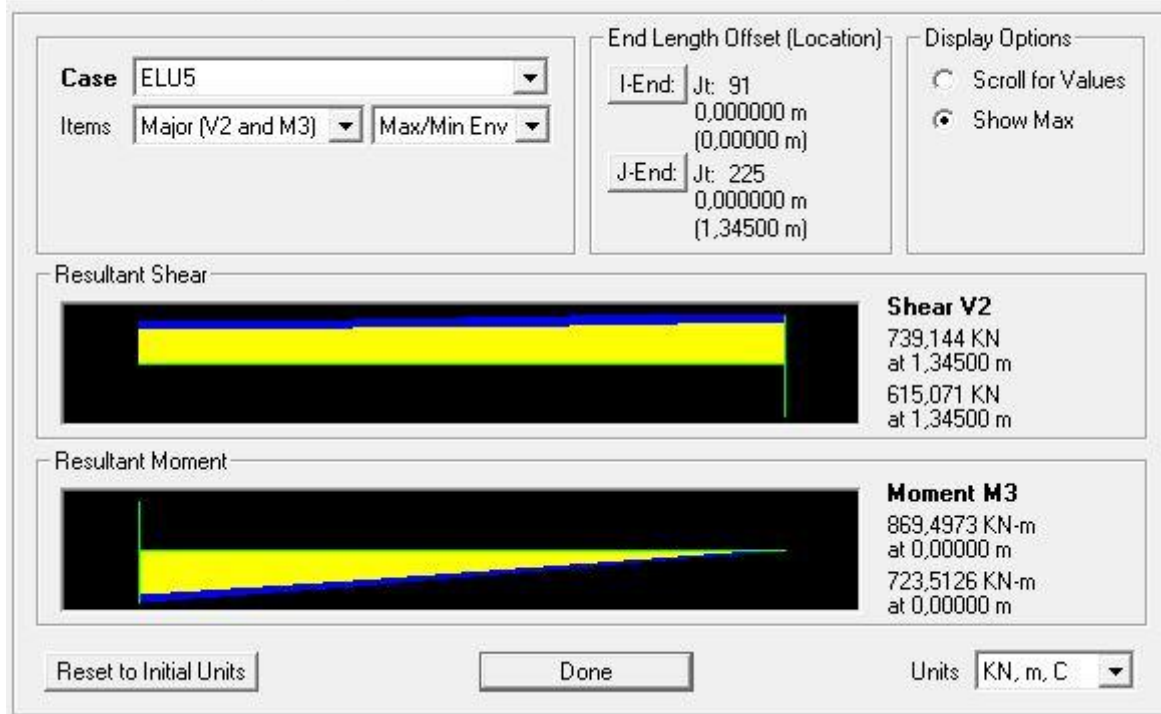


Figure III.8. Diagramme des sollicitations des semelles inférieurs

III.2.4. La dalle :

Cas le plus défavorable : ELU5 ELS5

	Moment longitudinal KN.m	Moment transversal KN.m	Effort normal longitudinal KN	Effort normal transversal KN	Effort tranchant KN
ELU	-38,0044	-38,562	-130,26	-220,15	-101,04
ELS	-28,1537	-28,5576	-95,61	-161,13	-74,82

Tableau III.6. Les résultats de la dalle

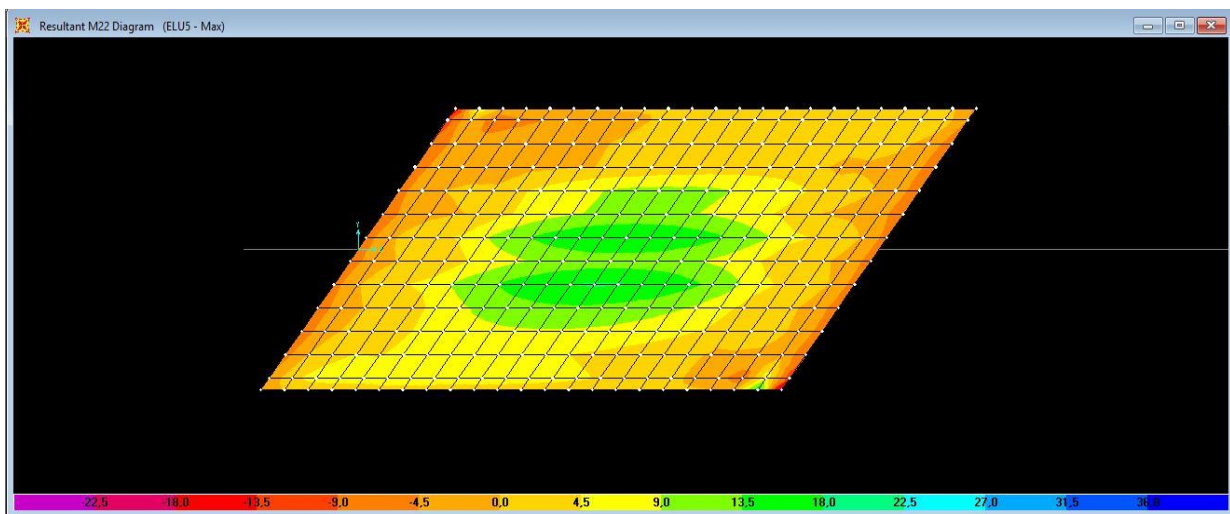


Figure III.9. Diagramme des sollicitations de la dalle

III.3. L'étude dynamique :

III.2.1. Actions sismique :

Le séisme est traité comme une action accidentelle, cette dernière est déterminée selon le règlement parasismique des ouvrages d'arts RPOA.

III.2.2. Classification de l'ouvrage :

Groupe d'usage	Importance
Groupe1	Pont stratégique
Groupe2	Pont important
Groupe3	Pont d'importance moyenne

Tableau III.7. Classification des ponts

L'ouvrage étudié est un pont important \implies **Groupe2**

III.2.3. Classification des zones sismique :

a. Détermination de la zone :

Le territoire national est divisé en cinq zones sismiques :

- **Zone 0** : négligeable
- **Zone I** : faible
- **Zone IIa** : moyenne
- **Zone IIb** : élevée
- **Zone III** : très élevée

Notre ouvrage est situé entre la wilaya de **Laghouat et Djelfa** \implies **Zone I**

b. Coefficient d'accélération de zone :

Le coefficient d'accélération de zone **I** est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

Tableau III.8. Coefficient d'accélération de zone(g)

$$\left. \begin{array}{l} \text{ZONE I} \\ \text{GROUPE 2} \end{array} \right\} \implies \mathbf{A=0,12(g)}$$

c. Classification de site :

Le site est classé en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Pour notre cas : Site ferme \implies **catégorie S2** (d'après le RPOA)

III.2.4. Détermination des actions sismiques :

a. Spectre de réponse élastique :

Le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique, les deux composantes horizontales et verticales sont considérées :

✓ **Composantes horizontales :**

Le spectre de réponse élastique **Sae** pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (**T**) et du taux d'amortissement (**ζ**) de l'ouvrage par :

$$S_{ae}(T, \zeta) \left(\frac{m}{s^2}\right) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T}\right) & T \geq 3s \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur (**g=9,81m/s²**)

A : coefficient d'accélération (**A=0,12**)

S : coefficient de site

T₁, T₂ : période caractéristique associées à la catégorie de site

ζ : taux d'amortissement, Pour le béton armé : **ζ = 5**

η : facteur de correction de l'amortissement (**η = √7/(2 + ζ)**)

Site	S1	S2	S3	S4
T₁	0,15	0,15	0,20	0,20
T₂	0,30	0,40	0,50	0,70
S	1	1,10	1,20	1,30

Tableau III.9. valeurs de T₁, T₂ et S pour la composante horizontale(s)

Catégorie de site S2 \Rightarrow $\begin{cases} T_1 = 0,15 \\ T_2 = 0,40 \\ S = 1.1 \end{cases}$

✓ **Composante verticale :**

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique (**T**) et du taux d'amortissement (**ζ**) de l'ouvrage par :

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

g : accélération de la pesanteur (**g=9,81m/s²**)

A : coefficient d'accélération (**A=0,12(g)**)

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composantes verticale en zone de forte sismicité : **α= 0,7**(zone sismique I)

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

ζ : taux d'amortissement

η : facteur de correction de l'amortissement (**η = √7/(2 + ζ)**)

Site	S1	S2	S3	S4
T ₁	0,15	0,15	0,20	0,20
T ₂	0,30	0,40	0,40	0,40

Tableau III.10. valeurs de T₁, T₂ pour la composante verticale

Catégorie de site S2 ⇒ $\begin{cases} T_1 = 0,15 \\ T_2 = 0,40 \end{cases}$

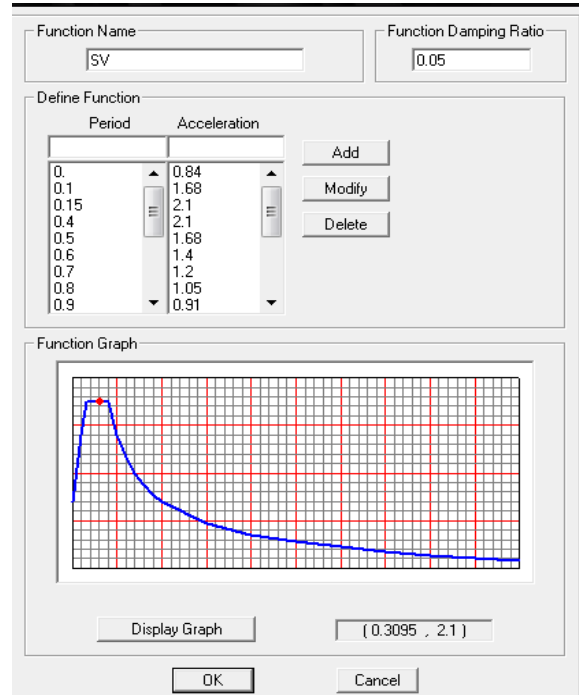
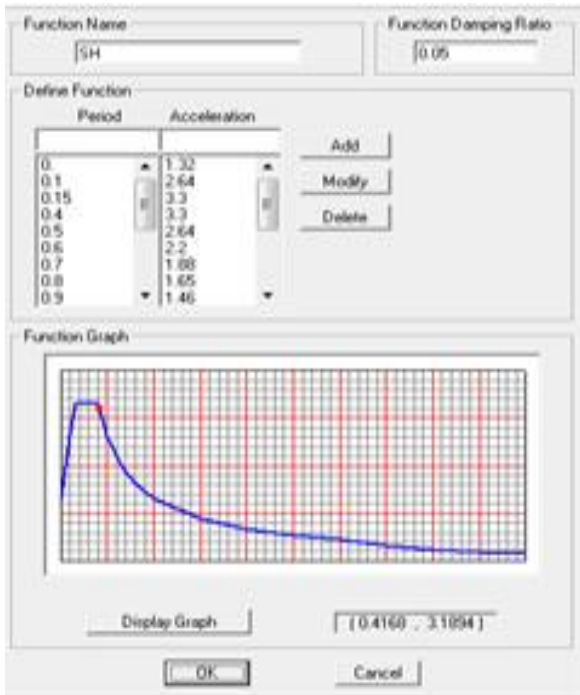


Figure III.10. Spectre de réponse élastique-comportement horizontale et verticale

III.2.5. Les combinaisons des composantes de l'action sismique :

- $E = E_x \pm 0,3E_y \pm 0,3E_z$
- $E = E_y \pm 0,3E_x \pm 0,3E_z$
- $E = E_z \pm 0,3E_x \pm 0,3E_y$

Pour passer à la combinaison accidentelle final à l'état limite ultime (ELU acc), on a utilisé la combinaison "Enveloppe" afin de déterminer le maximum entre les 12 combinaisons précédentes.

La combinaison ELU acc doit contenir la surcharge roulante Mc120 puisque c'était le cas le plus défavorable à l'état statique .

- **Combinaison accidentelle (ELU acc): $1,036G+0,2Q+Fa+0,2Mc120$**

Fa : E enveloppe

III.2.6. récapitulation des résultats à l'état limite ultime accidentel (ELU acc) :

	Moment fléchissant	Effort tranchant	Effort normal
Poutre médiane	585,9246	260,255	-470,449
Poutre d'about	-1619,5732	-455,599	-516,08
Semelle extérieur	237,0368	391,515	0
Semelle intérieur	784,2231	590,129	0
Montant	1152,415	-439,883	-901,009
Dalle(longitudinal)	-22,777	/	-105,99
Dalle(transversal)	-23,2788		-186,56

Tableau III.11. Tableau récapitulatif des résultats à l'ELU acc

III.4. Conclusion :

Afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage notre structure a été étudiée dans les deux cas (statique et dynamique), et les résultats ont montré que le cas le plus défavorable est celui de la charge militaire Mc120 sur une trajectoire excentré à l'état statique, et donc le ferrailage des éléments se fait sur la base des résultats de cette combinaison

IV.1. Introduction :

La majorité des éléments de notre ouvrage notamment la dalle, les poutres et les montants sont soumises simultanément à un moment fléchissant plus un effort normal, dans ce cas un phénomène d'instabilité de forme peut apparaître (risque de flambement), et le ferrailage doit se calculer à la base la flexion composé.

Contrairement aux éléments précédents, les semelles sont sollicitées que par un moment fléchissant et donc leurs ferrailage se calcul par une flexion simple.

A la présence des efforts tranchants toutes éléments de notre structure risque du phénomène de cisaillement, pour cela les vérifications aux cisaillement sont nécessaire.

Pour le ferrailage, on a choisi la poutre médiane pour la calculé à main si non pour tout le reste on a calculé le ferrailage en utilisant le logiciel SOCOTEC .

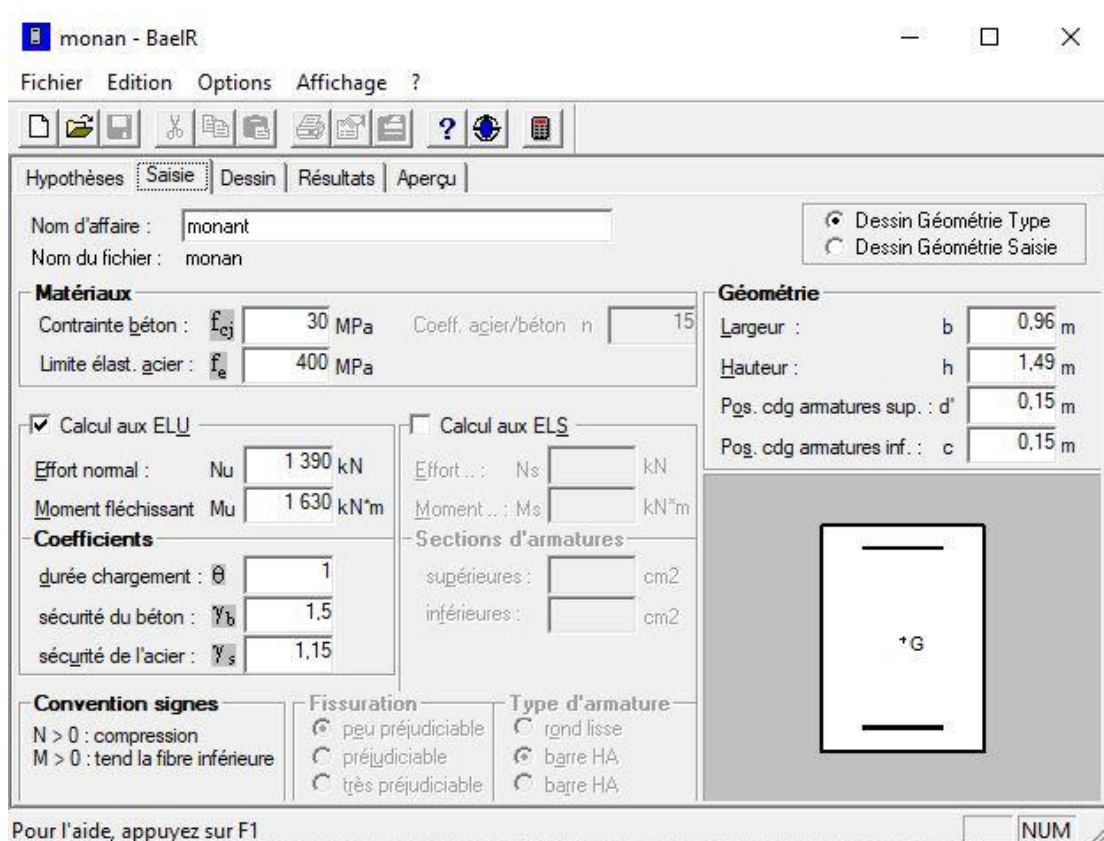


Figure IV.1. SOCOTEC

IV.2. Ferrailage des poutres :

On prend pour les différentes poutres les mêmes armatures longitudinales, du fait qu'il y a qu'une petite différence des efforts sollicitant, Ce qui va faciliter le ferrailage et il n'y aura qu'un seul type de poutre.

IV.2.1. Poutre médiane :

a. Ferrailage par SOCOTEC :

Donnée saisies :

Largeur section :	0,96	m
Hauteur section :	1,4	m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,1	m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,1	m
Contrainte du béton :	30	MPa
Limite élastique de l'acier :	400	MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	
Coefficient de durée d'application des charges :	1	
Coefficient de sécurité du béton :	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15	
Effort normal ELU :	730	kN
Moment fléchissant ELU :	2220	kN.m
Effort normal ELS :	527	kN
Moment fléchissant ELS :	1860	kN.m
Section d'armature supérieures ELS :	71,44	Cm ²
Section d'armature inférieures ELS :	0	Cm ²

Type d'armature : barre HA de diamètre > 6mm.
Fissuration préjudiciable .

Résultats des calculs aux ELU

Section d'armature supérieures :	45	Cm ²
Section d'armature inférieures :	0	Cm ²

Position de l'axe neutre : **y₀ = 0,17 m**

Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	9,15	MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-204,6	MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0	MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	18,0	MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	215,6	MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	18,0	MPa

Position de l'axe neutre : **y₀ = 0,51 m**

A_{st} = 71,44cm² 4T32+8T25

Vérification des contraintes

σ_{bc} = 9,15	MPa	< 21	MPa	Condition vérifier
σ_{st} = -204,6	MPa	< 215,6	MPa	Condition vérifier

b. Ferrailage de la poutre médiane (à main) :

on choisi la poutre médiane pour un calcul à main par la méthode de flexion composé

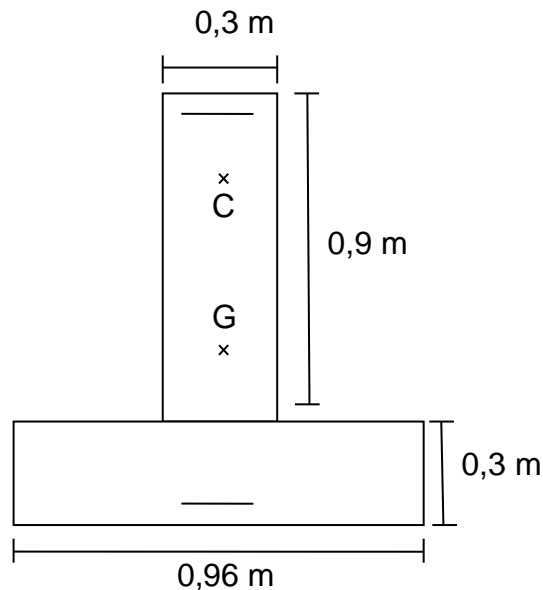


Figure IV.2. Coupe transversale de la poutre médiane

Avec :

Béton dosé a 350kg/m³

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$f_{t28} = 0,06.f_{c28} + 0,6 = 2,4 \text{ MPa}$

Fissuration préjudiciable.

Acier a haute adhérence $f_e = 400 \text{ MPa}$

$M_u = 2220 \text{ KN} ; N_u = 730 \text{ KN}$

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e = \frac{2220}{730} = 3,04 \text{ cm}$$

$$y_G = 44 \text{ cm}$$

$$ea = 37,04 \text{ cm}$$

$$Ma = N_u \cdot ea$$

$$Ma = 270,4 \text{ KN.m}$$

$$d = 0,12 \quad d' = 0,14$$

Domaine 2 :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 17$$

$$N_u(d - d') - Ma \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$-285 \leq 5,698 \quad \text{condition vérifier}$$

A I'ELU :

$$A_1 = \frac{Nu}{\sigma_{st}} \left(1 - \frac{ea}{(d-d')}\right)$$

$$A_1 = 40,97 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_d}$$

$$\sigma_{st} = 347,8 \text{ MPa}$$

On prend $A = 71,44 \text{ cm}^2$ 4T32+8T25

$$A_2 = \frac{Nu \cdot ea}{\sigma_{st}(d-d')}$$

$$A_2 = -47,66 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage minimum

A I'ELS :

$$ea = 37,53 \text{ cm}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ns}{A_1} \cdot \left(1 - \frac{ea}{d-d'}\right)$$

$$\sigma_{st} = 145,8 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_t 28} \right]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min [266,6 ; 215,55]$$

$$\sigma_{st} = 145,8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 215,55 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifier}$$

IV.2.2. Poutre d'about**Donnée saisies :**

Largeur section :	0,96	m
Hauteur section :	1,4	m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,1	m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,1	m
Contrainte du béton :	30	MPa
Limite élastique de l'acier :	400	MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	
Coefficient de durée d'application des charges :	1	
Coefficient de sécurité du béton :	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15	
Effort normal ELU :	-530	kN
Moment fléchissant ELU :	-2635	kN.m
Effort normal ELS :	-383	kN
Moment fléchissant ELS :	-1950	kN.m
Section d'armature supérieures ELS :	96,51	Cm ²
Section d'armature inférieures ELS :	0	Cm ²

Type d'armature : barre HA de diamètre > 6mm.
Fissuration préjudiciable.

Résultats des calculs aux ELU

Section d'armature supérieures :	68,91	Cm ²
Section d'armature inférieures :	0	Cm ²

Position de l'axe neutre : **y0 = 0,14 m**

Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	0	MPa
Contrainte des armatures inférieures :	0	MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	6,91	MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	18,0	MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	215,6	MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	18,0	MPa

Position de l'axe neutre : **y0 = 0,45 m**

Ast = 68,91cm² 12T32

Vérification des contraintes

$\sigma_{bc} = 6,91$ MPa < 21 MPa Condition vérifier

Justification à l'effort tranchant :**1. Vérification au cisaillement :**

$Tu_{max} = -800 \text{ kN}$; $b_0 = 0,96$; $h = 1,4$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{Tu_{max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = 0,66 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \text{ admi} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u \text{ admi} = \min(3 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,66 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

On peut prévoir des armatures d'âme droites.

2. Détermination des armatures transversales droites :

$$\phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi l \text{ min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi t \leq \min(0,85; 2,5 \text{ cm}; 3 \text{ cm})$$

On adopte donc : $\phi t = \phi_{14}$

3. Espacement des armatures transversales droites :

En zone nodale : $St < \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm}\right)$

$$St < (35 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$$

On adopte donc : $St = 14 \text{ cm}$

En zone nodale : $St < \frac{h}{2}$

On adopte donc : $St = 20 \text{ cm}$

Détermination des armatures de construction :

Section médiane :

$$Ar = \frac{Ast}{4}$$

$$Ar = 15,49$$

Ar choisi = 20,11 cm² 10T16

Section d'about :

$$Ar = \frac{Ast}{4}$$

$$Ar = 24,13$$

Ar choisi = 32,17 cm² 16T16

IV.3. Ferrailage des montants :

On prend aussi pour les différents montants les mêmes armatures longitudinales, on remarque que les sollicitations appliquées sur la partie supérieure sont plus importantes que la partie inférieure, pour cela on va adopter deux ferrillages différents.

IV.3.1. Montant supérieur

Donnée saisies :

Largeur section :	0,96	m
Hauteur section :	1,49	m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,12	m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,1	m
Contrainte du béton :	30	MPa
Limite élastique de l'acier :	400	MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	
Coefficient de durée d'application des charges :	1	
Coefficient de sécurité du béton :	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15	
Effort normal ELU :	-1390	kN
Moment fléchissant ELU :	1630	kN.m
Effort normal ELS :	-1035	kN
Moment fléchissant ELS :	1205	kN.m
Section d'armature supérieures ELS :	0	Cm ²
Section d'armature inférieures ELS :	80,42	Cm ²

Type d'armature : barre HA de diamètre > 6mm.
Fissuration préjudiciable.

Résultats des calculs aux ELU

Section d'armature supérieures :	0,00	Cm ²
Section d'armature inférieures :	65,03	Cm ²

Position de l'axe neutre : **y₀ = 0,07 m**

Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	5,16	MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-213,8	MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0	MPa
Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	18	MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	400	MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	18	MPa

Position de l'axe neutre : **y₀ = 0,29 m**

Asc : 18.85cm² 6T20

Ast : 80,42 cm² 10T32

Vérification des contraintes

$\sigma_{bc} = 5,16$	MPa	< 21	MPa	Condition vérifier
$\sigma_{st} = -213.8$	MPa	< 400	MPa	Condition vérifier

IV.3.2. Montant inférieur**Donnée saisies :**

Largeur section :	0,96	m
Hauteur section :	1,49	m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,12	m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,1	m
Contrainte du béton :	30	MPa
Limite élastique de l'acier :	400	MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	
Coefficient de durée d'application des charges :	1	
Coefficient de sécurité du béton :	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15	
Effort normal ELU :	-1390	kN
Moment fléchissant ELU :	450	kN.m
Effort normal ELS :	-1035	kN
Moment fléchissant ELS :	315	kN.m
Section d'armature supérieures ELS :	12,57	Cm ²
Section d'armature inférieures ELS :	46,04	Cm ²

Type d'armature : barre HA de diamètre > 6mm.
Fissuration préjudiciable.

Résultats des calculs aux ELU

Section d'armature supérieures :	7,19	Cm ²
Section d'armature inférieures :	32,77	Cm ²

Section entièrement tendu.

Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	0	MPa
Contrainte des armatures supérieures :	-164,4	MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-179,9	MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0	MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	18	MPa
Contrainte admissible des armatures supérieures :	215,6	MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	215,6	MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	18	MPa

Section entièrement tendu.

Asc : 18.85cm² 6T20
Ast : 48,25cm² 6T32

Vérification des contraintes

$\sigma_{st \text{ inf}} = -179,9$	MPa	<	215,6	MPa	Condition vérifier
$\sigma_{st \text{ sup}} = -164,4$	MPa	<	215,6	MPa	Condition vérifier

Justification à l'effort tranchant :**1. Vérification au cisaillement :**

$Tu_{max} = -420 \text{ kN}$; $b_0 = 0,96$; $h = 1,2$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{Tu_{max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = 0,66 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \text{ admi} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u \text{ admi} = \min(3 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,405 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

On peut prévoir des armatures d'âme droites.

2. Détermination des armatures transversales droites :

$$\phi_t \geq \min(\phi_l \text{ max} / 3)$$

$$\phi_t \geq \min(10,67)$$

On adopte donc : $\phi_t = \phi_{14}$

3. Espacement des armatures transversales droites :

En zone nodale : $St < (h/4 ; 12\phi ; 30 \text{ cm})$

$$St < (30 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$$

On adopte donc : $St = 15 \text{ cm}$

En zone nodale : $St < h/2$

On adopte donc : $St = 20 \text{ cm}$

Détermination des armatures de construction :

$$A_r = A_{st} / 4$$

$$A_c = 20,1$$

$$A_c \text{ choisi} = 21,55 \text{ cm}^2$$

14T14

IV.4. Ferrailage des semelles :

Pour les semelles aussi les sollicitations appliquées sur la partie intérieure est plus importante que la partie extérieure et donc le ferrailage sera différent pour ces deux section, et vu que l'effort normal est nul donc on va calculer par la méthode de la flexion simple.

IV.4.1. Semelle extérieur :

Donnée saisies :

Largeur section :	2,4	m
Hauteur section :	1,2	m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,12	m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,1	m
Contrainte du béton :	30	MPa
Limite élastique de l'acier :	400	MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	
Coefficient de durée d'application des charges :	1	
Coefficient de sécurité du béton :	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15	
Effort normal ELU :	0	kN
Moment fléchissant ELU :	605	kN.m
Effort normal ELS :	0	kN
Moment fléchissant ELS :	460	kN.m
Section d'armature supérieures ELS :	0	Cm ²
Section d'armature inférieures ELS :	29,45	Cm ²

Type d'armature : barre HA de diamètre > 6mm.

Fissuration préjudiciable.

Résultats des calculs aux ELU

Section d'armature supérieures :	0	Cm ²
Section d'armature inférieures :	15,91	Cm ²

Position de l'axe neutre : **y₀ = 0,02 m**

Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	1,92	MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-150	MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0	MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	18	MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	215,6	MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	18	MPa

Position de l'axe neutre : **y₀ = 0,18 m**

A inf : 29,45 cm² 6T25

Vérification des contraintes

$\sigma_{bc} = 1,92$	MPa	<	21	MPa	Condition vérifier
$\sigma_{st} = -150$	MPa	<	215,6	MPa	Condition vérifier

IV.4.2. Semelle intérieur :

Donnée saisies :

Largeur section :	2,4	m
Hauteur section :	1,2	m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,12	m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,1	m
Contrainte du béton :	30	MPa
Limite élastique de l'acier :	400	MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	
Coefficient de durée d'application des charges :	1	
Coefficient de sécurité du béton :	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15	
Effort normal ELU :	0	kN
Moment fléchissant ELU :	870	kN.m
Effort normal ELS :	0	kN
Moment fléchissant ELS :	640	kN.m
Section d'armature supérieures ELS :	0	Cm ²
Section d'armature inférieures ELS :	34,36	Cm ²

Type d'armature : barre HA de diamètre > 6mm.
Fissuration préjudiciable.

Résultats des calculs aux ELU

Section d'armature supérieures :	0	Cm ²
Section d'armature inférieures :	22,95	Cm ²

Position de l'axe neutre : **y0 = 0,2 m**

Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	2,62	MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-180,1	MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0	MPa
Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	18	MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	215,6	MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	18	MPa

Position de l'axe neutre : **y0 = 0,2 m**

A inf : 34,36 cm² 7T25

Vérification des contraintes

$\sigma_{bc} = 2,62$	MPa	<	21	MPa	Condition vérifier
$\sigma_{st} = -180,1$	MPa	<	215,6	MPa	Condition vérifier

Justification à l'effort tranchant :**1. Vérification au cisaillement :**

$Tu_{max} = -740 \text{ kN}$; $b_0 = 2,4$; $h = 1,2$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{Tu_{max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = 0,285 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ admi}} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_{u \text{ admi}} = \min(3 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,285 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

On peut prévoir des armatures d'âme droites.

2. Détermination des armatures transversales droites :

$$\phi_t \geq \min(\phi_l \text{ max} / 3)$$

$$\phi_t \geq \min(8,33)$$

On adopte donc : $\phi_t = \phi_{14}$

3. Espacement des armatures transversales droites :

$$St < h/2$$

On adopte donc : $St = 20 \text{ cm}$

Détermination des armatures de répartitions :

$$Ar = Ast/4$$

$$Ar = 8,59$$

Ar choisi = 12,32 8T14 Avec un espacement de 20 cm

N.B : On adopte ce ferrailage de répartition pour la semelle intérieur et extérieur .

IV.5. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage transversal et longitudinal de la dalle sera identique vu que les moments dans les deux sens sont très proche à ELU comme à ELS, pour l'effort normal la différence n'est pas tellement importante pour cela le cas le plus défavorable va être traiter.

Donnée saisies :

Largeur section :	1	m
Hauteur section :	0,2	m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,03	m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,03	m
Contrainte du béton :	30	MPa
Limite élastique de l'acier :	400	MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	
Coefficient de durée d'application des charges :	1	
Coefficient de sécurité du béton :	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15	
Effort normal ELU :	-222	kN
Moment fléchissant ELU :	-40	kN.m
Effort normal ELS :	-162	kN
Moment fléchissant ELS :	-30	kN.m
Section d'armature supérieures ELS :	0	Cm ²
Section d'armature inférieures ELS :	15,39	Cm ²

Type d'armature : barre HA de diamètre > 6mm.
Fissuration préjudiciable.

Résultats des calculs aux ELU

Section d'armature supérieures :	0	Cm ²
Section d'armature inférieures :	10,61	Cm ²
Position de l'axe neutre :	y0 = 0,01 m	

Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	2,62	MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-180,1	MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0	MPa
Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	18	MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	215,6	MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	18	MPa

Position de l'axe neutre : **y0 = 0,05 m**

Ast : 15,39 cm² 10T16

Vérification des contraintes

$\sigma_{bc} = 4,96$	MPa	<	21	MPa	Condition vérifier
$\sigma_{st} = -180,1$	MPa	<	215,6	MPa	Condition vérifier

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 3,05 \text{ cm}^2$$

$$15,39 \geq 3,05 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Justification à l'effort tranchant :**1. Vérification au cisaillement :**

$$T_u \text{ max} = -105 \text{ kN} \quad ; \quad b_0 = 1; \quad h = 0,2 \quad ; \quad f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = 0,053 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \text{ admi} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u \text{ admi} = \min(3 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,053 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

NB : cette vérification est pour le cas le plus défavorable (sans longitudinal).

Vérification au poinçonnement :

Condition à vérifier : $q_u < 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{cj}$ Avec :

Avec : q_u : Charge de calcul à l'état limite ultime.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

h : Epaisseur totale de la dalle.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à 28

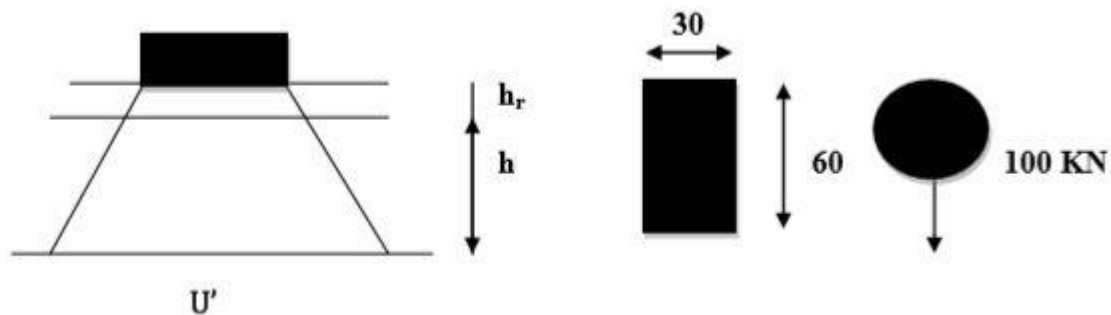


Figure IV.3. La transmission de la charge « Br »

$$U_0 = U + h + h_r \quad U_0 = 30 + 20 + 8 = 58 \text{ cm.}$$

$$V_0 = V + h + h_r \quad V_0 = 60 + 20 + 8 = 88 \text{ cm.}$$

$$U_c = 2(U_0 + V_0).$$

$$U_c = 292 \text{ cm}$$

$$\delta_{br} = 1,084$$

$$q_u = 1,5 \delta_{br} \cdot Q = 1,5 \times 1,084 \times 100 = 168,02$$

$$q_u = 168,02 < 0,045 \times 2,92 \times 0,2 \times 25000 = 657 \text{ KN}$$

Donc la condition de non poinçonnement est vérifiée.

IV.6. Ferrailage du clavetage :

$$H=1,4\text{m}$$

$$B=1,5\text{m}$$

$$f_{t28}=2,4\text{MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 2,9 \text{ cm}^2$$

Cet élément ne nécessite pas une section de ferrailage vu qu'elle enveloppe les attentes d'armature des poutres, la dalle et les montants, pour cela on adopte un ferrailage minimal.

$$A_{\text{choisi}} = 12,32\text{cm}^2 \quad 8\text{T14}$$

IV.7. Ferrailage de la dalle de transition :

$$\text{Poids propre de la dalle : } 0,5 \times 1 \times 2,5 = 1,25 \text{ t/ml}$$

$$\text{Poids des terres : } 1 \times (1,4-0,5) \times 1,8 = 1,62 \text{ t/ml}$$

$$\text{Surcharge des remblais : } 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ t/ml}$$

$$\text{Revêtement des chaussées : } 0,08 \times 1 \times 2,2 = 0,176 \text{ t/ml}$$

$$\Sigma q = 4,25 \text{ t/ml}$$

ELU :

$$q_u = 1,35 (1,25 + 1,62 + 0,176) + 1,5(1,2) = 5,91 \text{ t/ml}$$

$$M_u = q_l^2 / 8 = 28,20 \text{ t.m}$$

ELS :

$$q_s = G + Q = 4,25 \text{ t/m}$$

$$M_s = q_l^2 / 8 = 20,28 \text{ t.m}$$

Afin de faciliter le ferrailage pour la dalle de transition on adopte les même armatures que la dalle de compression vu que les moments sont très proche.

$$A_{st} : 15,39 \text{ cm}^2 \quad 10\text{T16}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 4,26 \text{ cm}^2$$

$$15,39 \geq 4,26 \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.8. Conclusion :

Sur cette tache nous avons essayé de déterminé le ferrailage des différentes sections qu'on à, en traitant le cas le plus défavorable toujours avec un surdimensionnement pour mieux être en sécurité, en même temps on à justifier nos résultats vis-à-vis l'effort tranchant, la contrainte admissible des armatures et la contrainte admissible du béton, concernant le choix des armatures on a essayé de pensé à la bonne disposition des sections afin de facilité les taches au niveau de la préfabrication aussi bien au niveau de la construction

V.1. Introduction :

La vérification de la stabilité de la culée est très importante car elle doit répondre aux exigences afin d'assurer la stabilité des éléments de la culée en cours de construction par rapport au renversement et au glissement, ces vérifications seront établies au fur et à mesure l'avancement des travaux, jusqu'à l'exploitation.

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions statiques et dynamiques.

Les différentes phases de construction à vérifier :

- ✓ culée non chargée
- ✓ Structure à vide
- ✓ Structure en service

V.2. Vérification de la stabilité :

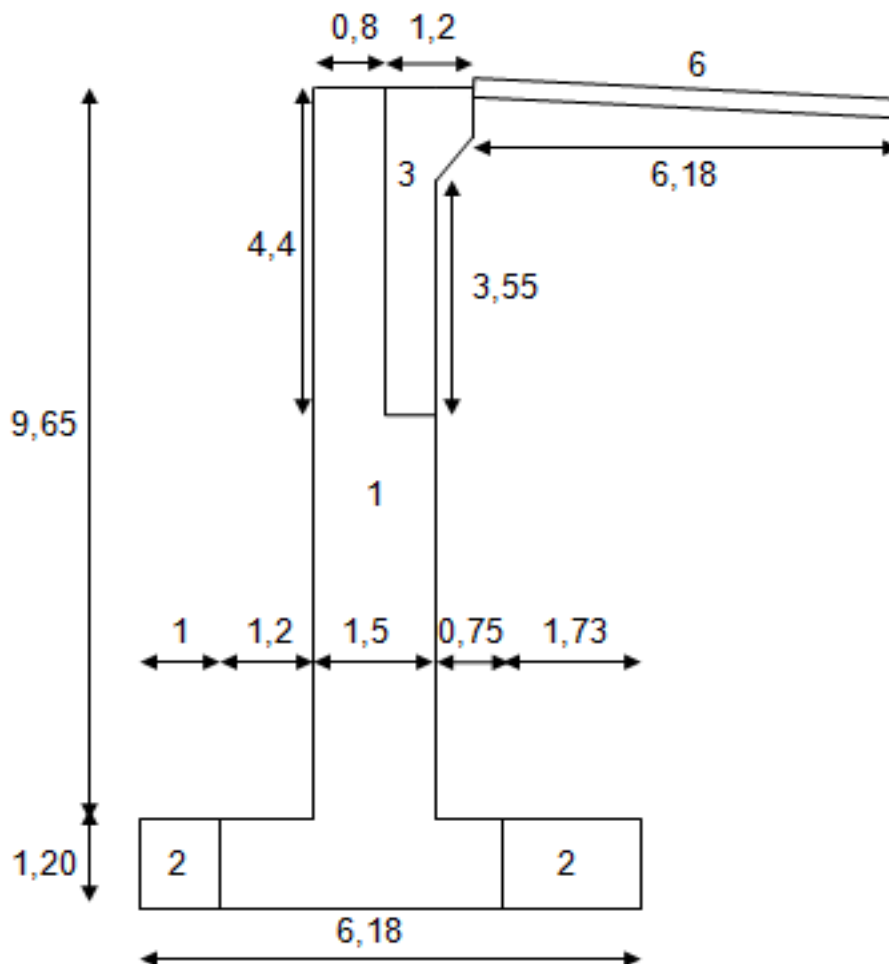


Figure V.1 Dimensionnement de la culée

V.2.1. Culée non chargée :

✓ **Descende des charges de la culée :**

Elément	Vi(t)		
Montant	1	15,87x0,96x2,5	38,09

Tableau V.1. Poids propre d'un montant

Elément	Vi(t)		
Montants	1	15,87x0,96x2,5x15	571,32
Semelle coulée	2	3,264x14,68x2,5	119,79
Mur garde grève	3	3,146x14,68x2,5	115,46
			806,57

Tableau V.2. Poids propre des montants

Elément		Vi(t)	d/o	M/o(t.m)	
Montants complets	1		806,57	3,2	2581,02
Mur en retour	4	40,05x0,9x2,5	90,1	6,52	587,45
	5	32,04x0,9x2,5	72,1	6,11	440,53
Dalle de transition	6	1,854x14,68x2,5	68,04	6,8	462,67
			1036,8		4061,67

Tableau V.3. Descende des charges de la culée.

✓ **Calcul de l'excentricité Vi/o :**

$$\sum V = 1036,8 \text{ t.}$$

$$\sum M = 4061,67 \text{ t.m.}$$

$$e = \frac{\sum M/o}{\sum Vi}$$

$$e = 3,92 \text{ m}$$

✓ **Calcul de l'excentricité Vi/a l'axe médiane de la semelle :**

$$B = 6,18 \text{ m.}$$

$$e_0 = e - \frac{B}{2}$$

$$e_0 = -0,83 \text{ m ;}$$

On compare : e_0 avec $\frac{B}{6}$

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = 0,83 \\ \frac{B}{6} = 1,03 \text{ m.} \end{array} \right\}$$

$\Rightarrow e_0 < \frac{B}{6}$ donc la force est à l'intérieur du noyau central de la Semelle.

✓ **Contraintes sous la semelle :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{F_v}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$$\sigma_1 = \frac{1036,8}{7,42} \left(1 + \frac{6 \times 3,92}{6,18}\right)$$

$$\sigma_2 = \frac{1036,8}{7,42} \left(1 - \frac{6 \times 3,92}{6,18}\right)$$

V.2.2. Structure à vide :

✓ **Poussée des terres :**

$$P_h = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times h^2 \times L$$

$$P_h = 532,36 \text{ t}$$

Avec :

Ka : Coefficient actif (de poussée), Ka=0,33

γ : Poids volumique du remblai, γ =1,8t/m³

h : Hauteur de la culée h=11,05m

L : Longueur du mur de front L=14,68 m

$$K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,33 \quad \text{avec } \varphi = 30^\circ$$

✓ **Poids des terres :**

$$P_t = h \times L \times l \times \gamma$$

Sur le patin intérieur : on considère cette partie est remblayé à 1m .

$$P_t = 58,40 \text{ t}$$

Sur le patin extérieur : on considère cette partie est remblayé jusqu'à la dalle de transition .

$$P_t = 632,38 \text{ t}$$

Avec :

h : Hauteur de la surface remblayée, h=9.65m

L : Longueur du mur de front L=14,68 m

L : largeur du patin l_{ext}=2,48m, l_{int}=2,21m

✓ **Surcharge de remblai :**

La surcharge du remblai supportant une chaussée q = 1.0 t/m².

Majorée de 20% ,donc q = 1.2 t/m²

Poussée du surcharge horizontal : δh = Ka × q × s.

$$\delta h = 56,1 \text{ t.}$$

Poussée du surcharge vertical : $\delta v = q \times s$.

$$\delta v = 43,7t.$$

Eléments	N	Vi(t)	Hi(t)	d/o	Ms/o(t.m)	Mr/o(t.m)
Culée	1	1036,8		4,2	4354,56	
Pt sur Patin intérieur	2	58,4		1,105	64,53	
Pt sur Patin extérieur	3	632,38		4,94	3123,96	
Surcharge remblai	4	43,7		4,94	215,88	
	5		56,1	4,825		270,68
Poussée des terres	6		532,36	3,216		1712,07
Réaction du tablier	7	389,45		2,25		876,26
		2160,73	588,46		7758,93	2859,01

Tableau V.4. Descende des charges de la structure à vide.

✓ **Vérification au renversement :**

$$Fr = \frac{\sum \text{Moment stabilisatrices}}{\sum \text{Moment renversantes}} = 2,7 > 1,5 \quad \text{Pas de risque de renversement}$$

✓ **Vérification au glissement :**

$$Fr = \frac{\sum \text{Forces stabilisatrices}}{\sum \text{Forces renversantes}} = 3,67 > 2 \quad \text{Pas de risque de glissement}$$

V.2.3. Structure en service :

On va vérifier la stabilité de structure en service sous les combinaison suivantes :

- ELU : 1,35G+1,5Q+1,6A(L)+1,6Q_f.
- ELS : G+ Q+ 1,2 A(L)+1,2Q_f
- Accidentelle: G+Q+0,6A(L)+Q_f+Q_s

a. **ELU combinaison fondamental : 1,35G+1,5Q+1,6A(L)+1,6Q_f.**

Eléments	Coef	Vi(t)	Hi(t)	d/o	Ms/o(t.m)	Mr/o(t.m)
Culée	1,35	1399,68		4,2	5878,66	
Pt sur Patin intérieur	1,35	78,84		1,105	87,12	
Pt sur Patin extérieur	1,35	853,71		4,94	4217,33	
Surcharge remblai	1,5	65,55		4,94	215,88	
	1,5		84,15	4,825		406,02
Poussée des terres	1,35		718,69	3,216		2311,31
Réaction du tablier	1,35	525,76		2,25		1182,96
Surcharge A(L)	1,6	198,5		2,25	446,63	
Freinage	1,6		24	2,25		54
		3122,04	826,84		10845,62	3954,29

Tableau V.5. sollicitations à ELU.

✓ **Vérification au renversement :**

$$Fr = \frac{\Sigma \text{Moment stabilisatrices}}{\Sigma \text{Moment renversantes}} = 2,74 > 1,5 \quad \text{Pas de risque de renversement}$$

✓ **Vérification au glissement :**

$$Fr = \frac{\Sigma \text{Forces stabilisatrices}}{\Sigma \text{Forces renversantes}} = 3,78 > 2 \quad \text{Pas de risque de glissement}$$

b. **ELS combinaison fondamentale : G+Q+ 1,2 A(L)+1,2Q_f**

Eléments	Coef	Vi(t)	Hi(t)	d/o	Ms/o(t.m)	Mr/o(t.m)
Culée	1	1036,8		4,2	4354,56	
Pt sur Patin intérieur	1	58,4		1,105	64,53	
Pt sur Patin extérieur	1	632,38		4,94	3123,96	
Surcharge remblai	1	43,7		4,94	215,88	
	1		56,1	4,825		270,68
Poussée des terres	1		532,36	3,216		1712,07
Réaction du tablier	1	389,45		2,25		876,26
Surcharge A(L)	1,2	148,89		2,25	335	
Freinage	1,2		18	2,25		40,5
		2309,62	606,46		8093,93	2899,51

Tableau V.6. sollicitations à ELS.

✓ **Vérification au renversement :**

$$Fr = \frac{\Sigma \text{Moment stabilisatrices}}{\Sigma \text{Moment renversantes}} = 2,79 > 1,5 \quad \text{Pas de risque de renversement}$$

✓ **Vérification au glissement :**

$$Fr = \frac{\Sigma \text{Forces stabilisatrices}}{\Sigma \text{Forces renversantes}} = 3,81 > 2 \quad \text{Pas de risque de glissement}$$

c. **Combinaison accidentelle : G+Q+0,6A(L)+Q_f+Q_s**

Eléments	Coef	Vi(t)	Hi(t)	d/o	Ms/o(t.m)	Mr/o(t.m)
Culée	1	1036,8		4,2	4354,56	
Pt sur Patin intérieur	1	58,4		1,105	64,53	
Pt sur Patin extérieur	1	632,38		4,94	3123,96	
Surcharge remblai	1	43,7		4,94	215,88	
	1		56,1	4,825		270,68
Poussée des terres	1		532,36	3,216		1712,07
Réaction du tablier	1	389,45		2,25		876,26
Surcharge A(L)	0,6	74,45		2,25	167,51	
Freinage	0,6		9	2,25		20,25
Séisme	1		77,89	9,65		751,64
		2309,62	606,46		7926,44	3630,9

Tableau V.7. sollicitations à la combinaison accidentelle.

✓ **Vérification au renversement :**

$$Fr = \frac{\Sigma \text{Moment stabilisatrices}}{\Sigma \text{Moment renversantes}} = 2,18 > 1,5 \quad \text{Pas de risque de renversement}$$

✓ **Vérification au glissement :**

$$Fr = \frac{\Sigma \text{Forces stabilisatrices}}{\Sigma \text{Forces renversantes}} = 3,80 > 2 \quad \text{Pas de risque de glissement}$$

V.3. Conclusion :

Après toutes les vérifications établies et l'interprétation des résultats, on peut déduire que toutes les conditions aient été vérifiées, et donc nous pouvons conclure à présent que la culée est stable.

VI.1. Introduction :

Dimensionner un ouvrage de soutènement consiste à déterminer ses éléments géométriques et structuraux pour qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées et notamment de la poussée des terres qu'il retient.

Dans ce chapitre on est chargé de déterminer un prédimensionnement suivi d'un dimensionnement afin de stabiliser les sols au alentour de l'ouvrage.

VI.2. Prédimensionnement :**VI.2.1. Prédimensionnement de la Paroi du mur :****Epaisseur de la partie inférieure de la paroi :**

$$e = \frac{h}{12} = 0,85m$$

On peut prendre : $e = 90cm$

Epaisseur de la partie supérieure de la paroi :

$$e = \frac{h}{24} = 0,42 \text{ avec } e_{\min}=30cm$$

On peut prendre : $e = 45cm$

VI.2.2. Prédimensionnement de la semelle du mur :**Epaisseur de la semelle :**

$$e = \frac{h}{12} = 0,85m$$

On peut prendre : $e = 90cm$

Largeur du patin :

$$\frac{h}{2} \leq d \leq \frac{2h}{3} \Rightarrow 5,12 \leq d \leq 6,8$$

N.B : Pour des conditions constructives on a été obligé d'adapter un modèle de mur préfabriqué avec des dimensions proches des résultats calculés avec une partie coulée sur place en haut de la paroi du mur pour arriver à la hauteur nécessaire .

Aussi pour diminuer les sollicitations à la base du mur et les déplacements on a prévu un radier général entre les semelles des éléments préfabriqués .

Pour avoir la structure suivante :

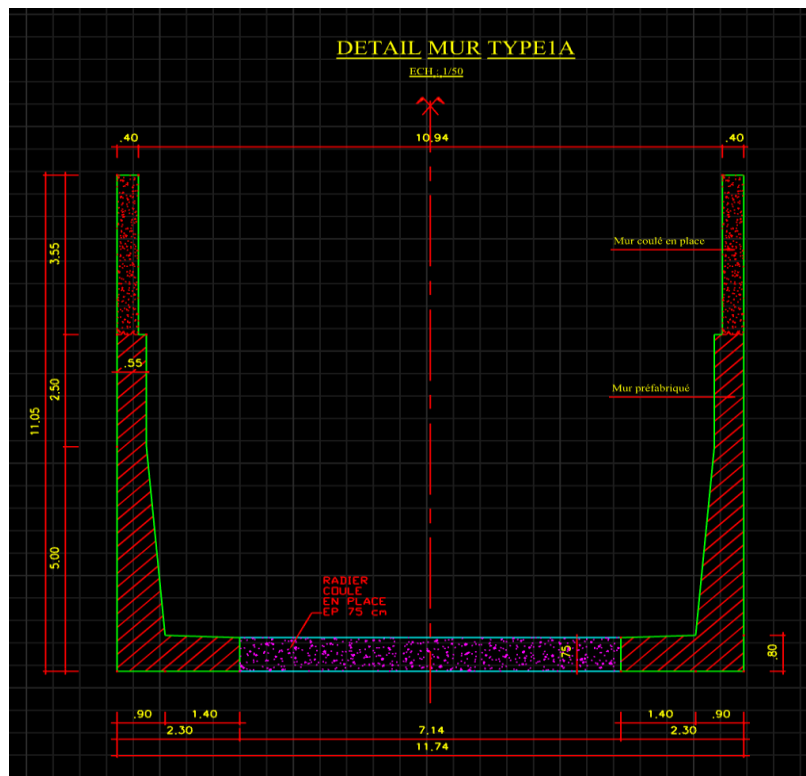


Figure VI.1.Schéma mur de soutènement

VI.2. Modélisation :

La modélisation a été aussi réalisée par le logiciel SAP2000, par des éléments frame sur une longueur unitaire de 1 mètre linéaire .

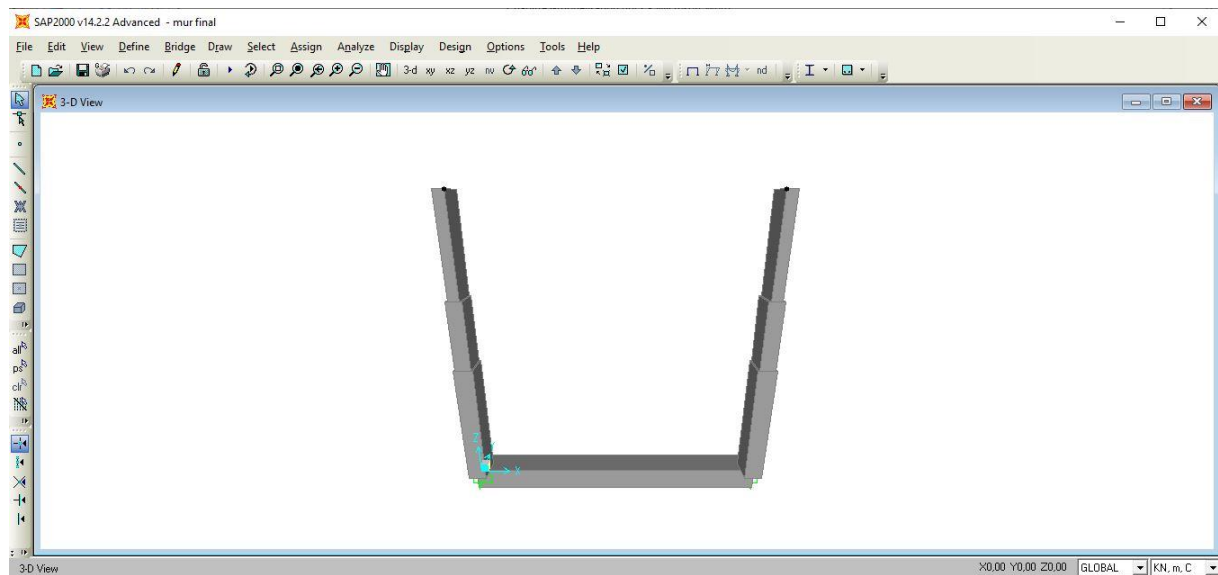


Figure VI.2. Modélisation en 3D du mur .

VI.3. Condition d'appui :

On considère que les semelles et le radier est entièrement encastrent dans le sol vu qu'ils sont complètement enterrés.

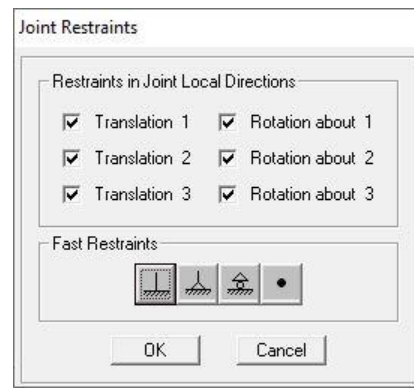


Figure VI.3. Conditions d'appuis

VI.4. Charge et surcharge :

Sur la partie extérieur du mur de soutènement on a pas de semelle, on considère que cette partie est remblayée à 2m .

La partie intérieur est remblayée jusqu'au niveau de la dalle de transition avec une hauteur totale de 11,05m.

Avec :

h_i : Hauteur de la surface remblayée, $h_1=2m$; $h_2=11,05m$.

L : Longueur du mur de front $L=1ml$

l_{int} : largeur du patin $l_{int}=2,30m$

l : espacement entre les parois $l=9,94m$

a. Poids des terres :

$$P_t = h \times L \times l \times \gamma$$

$$P_t = 196,35 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Poids T} = 2018,5 \text{ kN}$$

b. Poussée des terres :

$$\text{Poussée} = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma t \cdot h^2 \cdot L$$

$$\text{Poussée} = 312 \text{ KN}$$

c. Butée des terres :

$$\text{Butée} = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma t \cdot h^2 \cdot L$$

$$k_p = \frac{1}{k_a} = 3,03$$

$$\text{Butée} = 108 \text{ KN}$$

d. Surcharge remblai :

De poussée :

Horizontale :

$$S_h = K_a \cdot q \cdot s$$

$$S_h = 40,59 \text{ KN}$$

Verticale :

$$S_v = q \cdot s$$

$$S_v = 13,008 \text{ KN}$$

De butée :

Horizontale :

$$S_h = K_p \cdot q \cdot s$$

$$S_h = 72 \text{ KN}$$

VI.5. Combinaisons d'action :

- ✓ **L'état limite ultime**
ELU=1,35G+1,5Q
- ✓ **L'état limite service**
ELS=G+Q

VI.6. Les sollicitations du mur de soutènement :

Eléments	combinaison	Moment KN.m	Effort tranchant KN	Effort normal KN
1	ELU	450,13	-272,3	-232,4
	ELS	300	-181,6	-158,5
2	ELU	1443,2	-531,4	-278,8
	ELS	962,15	354,3	-192,9
3	ELU	4922,5	-818,9	-391,3
	ELS	3281,7	-545,9	-276,3
4	ELU	145,9	315,5	0
	ELS	98,1	212,2	0
5	ELU	39,4	-173,9	0
	ELS	26,5	-116,9	0

Tableau VI.1. Les résultats des sollicitations du mur de soutènement

VI.7. Ferraillage des parois

on peut clairement distingué la grande différence des sollicitations entre les différentes parties du mur de soutènement et pour des exigences économiques, on a décidé de ferrailler chaque partie suite aux sollicitations appliquées .

Elément 1 : (partie coulée sur place).

Donnée saisies :

Largeur section :	1	M
Hauteur section :	0,4	M
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,05	M
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,05	M
Contrainte du béton :	35	MPa
Limite élastique de l'acier :	400	MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	
Coefficient de durée d'application des charges :	1	
Coefficient de sécurité du béton :	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15	
Effort normal ELU :	-232,4	kN
Moment fléchissant ELU :	455	kN.m
Effort normal ELS :	-160	kN
Moment fléchissant ELS :	300	kN.m
Section d'armature supérieures ELS :	20,11	Cm ²
Section d'armature inférieures ELS :	49,09	Cm ²

Type d'armature : barre HA de diamètre > 6mm.

Fissuration préjudiciable.

Résultats des calculs aux ELU

Section d'armature supérieures :	0	Cm ²
Section d'armature inférieures :	45,01	Cm ²

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,08$ m

Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	10	MPa
Contrainte des armatures supérieures :	97,9	MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-218,8	MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0	MPa
Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	21	MPa
Contrainte admissible des armatures supérieures :	400	MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	228,6	MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	21	MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,14$ m

Asc : 20,11 cm² 10T16

Ast : 49,09 cm² 10T20

Vérification des contraintes

$\sigma_{st \text{ inf}} = -218,8$	MPa	<	228,6	MPa	Condition vérifier
$\sigma_{st \text{ sup}} = 97,9$	MPa	<	400	MPa	Condition vérifier

Elément 2 :

Donnée saisies :

Largeur section :	1	M
Hauteur section :	0,55	M
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,1	M
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,1	M
Contrainte du béton :	35	MPa
Limite élastique de l'acier :	400	MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	
Coefficient de durée d'application des charges :	1	
Coefficient de sécurité du béton :	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15	
Effort normal ELU :	-278,8	kN
Moment fléchissant ELU :	1443,2	kN.m
Effort normal ELS :	-192,9	kN
Moment fléchissant ELS :	962,15	kN.m
Section d'armature supérieures ELS :	20,11	Cm ²
Section d'armature inférieures ELS :	112,6	Cm ²

Type d'armature : barre HA de diamètre > 6mm.
Fissuration préjudiciable.

Résultats des calculs aux ELU

Section d'armature supérieures :	0	Cm ²
Section d'armature inférieures :	104	Cm ²

Position de l'axe neutre : **y0 = 0,21 m**

Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	14,5	MPa
Contrainte des armatures supérieures :	174,1	MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-210,9	MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0	MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	21	MPa
Contrainte admissible des armatures supérieures :	400	MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	228,6	MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	21	MPa

Position de l'axe neutre : **y0 = 0,25 m**

Asc : 20,11cm² 10T16

Ast : 112,6cm² 14T25

Vérification des contraintes

$\sigma_{st \text{ inf}} = -210,9$	MPa < 228,6	MPa	Condition vérifier
$\sigma_{st \text{ sup}} = 174,1$	MPa < 400	MPa	Condition vérifier

Elément 3 :

Donnée saisies :

Largeur section :	1	M
Hauteur section :	0,75	M
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,05	M
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,05	M
Contrainte du béton :	35	MPa
Limite élastique de l'acier :	400	MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	
Coefficient de durée d'application des charges :	1	
Coefficient de sécurité du béton :	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15	
Effort normal ELU :	-395	kN
Moment fléchissant ELU :	4925	kN.m
Effort normal ELS :	-280	kN
Moment fléchissant ELS :	3285	kN.m
Section d'armature supérieures ELS :	49,09	Cm ²
Section d'armature inférieures ELS :	282,72	Cm ²

Type d'armature : barre HA de diamètre > 6mm.
Fissuration préjudiciable.

Résultats des calculs aux ELU

Section d'armature supérieures :	44,3	Cm ²
Section d'armature inférieures :	272	Cm ²

Position de l'axe neutre : **y₀ = 0,47 m**

Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	20,1	MPa
Contrainte des armatures supérieures :	265	MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-204	MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0	MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	21	MPa
Contrainte admissible des armatures supérieures :	400	MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	228,6	MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	21	MPa

Position de l'axe neutre : **y₀ = 0,42 m**

Asc : 49,09 cm² 10T25
Ast : 282,72 cm² 20T40+10T20

Vérification des contraintes

σ_{st} inf = 265	MPa < 400	MPa	Condition vérifier
σ_{st} sup = -204	MPa < 228,6	MPa	Condition vérifier

Justification à l'effort tranchant :

4. Vérification au cisaillement :

$Tu_{max} = -820 \text{ kN}$; $b_0 = 1$; $h = 0,75$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{Tu_{max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = 0,675 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ admi}} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_{u \text{ admi}} = \min(3 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,675 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

On peut prévoir des armatures d'âme droites.

5. Détermination des armatures transversales droites :

$$\phi t \geq \min(\phi l_{max} / 3)$$

$$\phi t \geq \min(13,33)$$

On adopte donc : $\phi t = \phi_{14}$

6. Espacement des armatures transversales droites :

En zone nodale : $St < (h/4 ; 12\phi ; 30 \text{ cm})$

$$St < (22,5 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

On adopte donc : $St = 14 \text{ cm}$

En zone nodale : $St < h/2$

On adopte donc : $St = 20 \text{ cm}$

VI.8. ferrailage de la semelle :

Donnée saisies :

Largeur section :	1,50	M
Hauteur section :	0,80	M
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,12	M
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,1	M
Contrainte du béton :	35	MPa
Limite élastique de l'acier :	400	MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15	
Coefficient de durée d'application des charges :	1	
Coefficient de sécurité du béton :	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15	
Effort normal ELU :	0	kN
Moment fléchissant ELU :	150	kN.m
Effort normal ELS :	0	kN
Moment fléchissant ELS :	100	kN.m
Section d'armature supérieures ELS :	0	Cm ²
Section d'armature inférieures ELS :	11,31	Cm ²

Type d'armature : barre HA de diamètre > 6mm.

Fissuration préjudiciable.

Résultats des calculs aux ELU

Section d'armature supérieures :	0	Cm ²
Section d'armature inférieures :	6,21	Cm ²

Position de l'axe neutre : **y₀ = 0,01 m**

Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	2,21	MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-135,2	MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0	MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	21	MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	228,6	MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	21	MPa

Position de l'axe neutre : **y₀ = 0,14 m**

A_{st} : 11,31 cm² 10T12

Vérification des contraintes

σ_{bc} = 2,62 MPa < 21 MPa	Condition vérifier
σ_{st} = -135,2 MPa < 228,6 MPa	Condition vérifier

Justification à l'effort tranchant :**4. Vérification au cisaillement :**

$Tu_{max} = 320 \text{ kN}$; $b_0 = 1$; $h = 0,9$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{Tu_{max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = 0,81 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ admi}} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_{u \text{ admi}} = \min(3 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,81 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

On peut prévoir des armatures d'âme droites.

5. Détermination des armatures de répartitions :

$$A_r = A_{st} / 4$$

$$A_r = 2,83$$

$$A_r \text{ choisi} = 9,05 \quad \mathbf{8T12}$$

VI.9. ferrailage du radier :

Après l'interprétation des résultats on a remarquer que les moments sont très petits dans cette partie, vu que cette section est entièrement encastrement dans le sol pour cela on a décidé de généraliser le ferrailage des semelles pour cette section, en inversant les fibres inférieures avec les fibres supérieures .

Avec un ferrailage de répartition T12 espacé de 250cm.

VI.10. Conclusion :

Dans ce chapitre on a essayé de dimensionner les murs de soutènements pour stabiliser les sols autour de notre ouvrage, et pour des raisons technico-économiques on a vu que le modèle : montant en L préfabriqué proposé par la société de préfabrication et proche au prédimensionnements qu'on a réalisés . Et pour arriver à la hauteur demandée on a coulé une partie sur place, aussi un radier général pour la répartition des sollicitations entre les montants, aussi ces parties coulées sur place jouent un rôle de clavetage pour ces éléments

Conclusion générale :

Dans notre parcours de formation d'ingénierie voies et ouvrages d'arts, travaux publics, et dans le programme des projets de fin d'étude on a été chargé de faire une étude technique d'un pont routier, l'élaboration d'un projet pareil est une expérience très enrichissante pour un étudiant, qui nécessite la réflexion d'une part, et des connaissances acquises dans le domaine d'emploi des différentes variantes d'une autre part .

En somme, ce projet nous a vraiment aidé de s'approcher un peu de la pratique et de bien introduire les techniques et les calculs vu auparavant, notamment les méthodes de calculs, les dimensionnements ...

En outre, on a pu voir que l'ingénieur en génie civil ne se considère pas seulement comme un simple calculateur mais aussi la capacité de prévoir toute contrainte qui peut contrarier son projet en cours de réalisation et aussi bien ordonner et coordonner entre les paliers de calcul, de réalisation et l'exploitation, c'est cela qui peut être éventuellement le plus important .

Evidemment ce projet nous a même aidé à développer nos connaissances dans le domaine de l'utilisation des logiciels tel que SAP2000, SOCOPEC et Autocad, certainement tout ces logiciels de calcul et modélisation sont le futur du métier de l'ingénieur vu l'efficacité, la facilité et la précision qui sont données.

En fin, dans ce projet on a essayé de faciliter les choses et de se concentrer sur les points les plus considérables autrement dit les plus influents, particulièrement l'étude des poutres, montants, mur de soutènement ... et aussi la vérification de la stabilité de la structure, sans oublier les autres tâches d'études qui ont eu aussi leur importance dans la conception de l'ouvrage.

Webographie

[1]<http://www.technologuepro.com/genie-civil/Modulation-Constructions-Prefabrication/Chapitre1-Notion-prefabrication-construction.pdf> consulter le 4 Mars 2019

[2] http://construction.saintlucpsliege.be/lib/11-Ponts_prefabriques.pdf consulter le 4 Mars 2019

[3] <https://beton-prefabrique.fr/IMG/pdf/s18B0-2.pdf> consulter le 8 mars 2019

[4] <http://www.febefast.be/des-ponts-prefabriques-dici-et-dailleurs>
G.RIGOT, Administrateur directeur de Ronveaux Construction
Eléments préfabriqués : RONVEAUX S.A., B- 5590 Ciney consulter le 15 mars 2019

[5]<https://febe.be/fr/domaines-d-application/produit/poutre-dalle> consulter le 20 Février 2019

[6]http://tierraarmada.com/index.php?option=com_content&view=article&id=13&Itemid=19&lang=fr) consulter le 17 mars 2019

[7]http://construction.saintlucpsliege.be/lib/4-Assemblages_constructifs.pdf consulter le 28 Mars 2019

Bibliographie

[8] BERNARD-GELY.A et CALGARO. J ,1994.

[9] article de ir De Tandt paru dans la Revue Béton 188 de novembre 2006

- Le fascicule 61 du document technique réglementaire (D.T.R).
- Laboratoire Central des Travaux Publics (LCTP).
- Service d'étude sur les transports, les routes et leurs aménagements(SETRA)
- Réglementation parasismique ouvrage d'art (RPOA)
- Hissein Charaffadine Addaye- étude d'un pont à poutres en béton armé franchissant la voie ferrée et la RN6 au PK445 de la wilaya de NAAMA.
- Menacer Ilyes- étude d'un pont à poutres en béton précontraint situé du PK 0+047 au PK0+080 rocales côtières entre Marsa Ben M'Hidiet Ghazaouet.
- TOR Youcef et MELLOUK Kamel- étude technico-économique sur deux variantes de pont.