


Table des matières



UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR

GC.0555

ECOLE SUPÉRIEURE POLYTECHNIQUE

Centre de THIES

Département de Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION (D.I.C.) GENIE CIVIL

HUK

TITRE : CALCUL DU PONT DU COMPLEXE HOTELIER SEA PLAZZA SIS SUR LA CORNICHE OUEST A DAKAR ET ETUDE COMPARATIVE AVEC L'EXISTANT.

montrer les cartes & plans.

Auteurs : Thierry Rodrigue NYEBE OMBODOU
Edna Marthe Sèdégbé ZINSOU

Directeur interne : M. Falla PAYE
Directeur externe : M. Ahmed DIALLO

AOÛT 2009

Remerciements	vi
Dédicaces	viii
Résumé du document	xi
Liste des sigles	xiii
Introduction générale	15
Chapitre 1 : généralités sur les ponts	17
I. Historique des ponts	18
II. Lexique relatif aux ponts.....	19
A. Fondations.....	19
B. Appuis	19
C. Travées.....	19
D. Portées.....	19
E. Tabliers.....	19
F. Elancement	20
G. superstructures	20
III. Classification des ponts	20
A. Classification suivant le fonctionnement mécanique	20
B. Classification suivant la fonction	21
C. Classification suivant la position en plan	21
D. Classification suivant la durée de vie.....	21
E. Classification suivant la voie considérée.....	22
F. Classification suivant la mobilité.....	22
IV. Classe des ponts.....	22
Chapitre 2 : Description du projet – Justification	23
I. Description et objectif du projet.....	24
II. Caractéristiques du pont	24
III. Justification des choix	24
A. Types de ponts et appareils d'appuis	24
B. Equipements	25
C. Méthodes de calcul	25
Chapitre 3 : Caractéristiques des matériaux et hypothèses générales de calcul	26
I. Caractéristiques des matériaux	27
A. Béton	27
1. Dosage du béton	27

2. Résistance caractéristique à la compression à 28j (f_{c28})	27
3. Contrainte de calcul à l'ELU (f_{bu}) et à l'ELS (σ_{bc})	27
4. Résistance caractéristique à la traction à 28j (f_{t28})	27
5. Module de déformation longitudinal du béton à 28j (E_{v28})	27
6. Résistance limite au cisaillement (τ_{\max})	27
B. Aciers	28
1. Limite élastique (f_e) de l'acier	28
2. Résistance caractéristique de l'acier à l'ELU (f_{su}) et à l'ELS (σ_s)	28
3. Module d'élasticité longitudinal de l'acier	28
C. Terres de remblais	28
II. Hypothèses générales de calcul	28
A. Règlements et textes de références	28
B. Actions et combinaison d'actions	29
1. Actions	29
a. Actions permanentes.....	29
b. Actions variables	29
b. 1. Charges routières sur chaussées.....	29
b. 2. Charges routières sur trottoirs.....	39
b. 3. Les actions du vent.....	40
b. 4. Les actions de la température	40
b. 5. Les charges sur les garde-corps	40
2. Résumé des charges variables à considérer	41
3. Combinaisons d'actions	41
Chapitre 4 : Calcul des éléments de structures	42
I. Prédimensionnement	43
A. Tablier : poutre, entretoises et hourdis.....	43
B. Appuis	44
1. Appui de rive ou culée	44
a. Culée du côté de l'hôtel	44
b. Culée du côté de l'entrée du complexe.....	44
2. Appui intermédiaire ou pile	44
a. Colonnes intermédiaires : ($a=2b$)	45
b. Colonne de rive	46
3. Nombres de poteaux ou colonnes sur file d'appui.....	47
4. Chevêtres.....	47

B. Appuis	72
1. Evaluation des charges et calcul des sollicitations.....	72
a. Chevêtres : $(1,00 \times 1,20 \text{ m}^2)$	72
b. Poteaux de la culée du côté de l'hôtel et colonnes de la pile.....	73
c. Voile de la culée du côté de l'entrée du complexe	73
d. Console du voile	75
2. Calcul BA.....	75
a. Chevêtres	75
b. Poteaux de la culée du côté et colonnes de la pile	77
c. Voile.....	77
d. console du voile	79
C. Fondations.....	79
1. Semelles carrées et rectangulaires.....	80
a. Descentes des charges.....	80
b. Prédimensionnement des semelles	80
c. Dimensionnement de la semelle méthode des bielles et tirants.....	80
2. Calcul du tassement	81
3. Semelle filante de largeur b sous voile	82
4. Stabilité d'ensemble du voile	83
D. Autres.....	85
1. Appareils d'appuis	85
a. Principe de justification des appareils d'appuis en élastomère fretté	85
b. Calculs de a, b et t et vérifications des distorsions	86
2. Dalle de transition	87
a. Prédimensionnement	87
b. Charges et sollicitations.....	87
c. Calcul BA	88
Objectifs non atteints.....	90
Conclusion et recommandations	92

Annexes

Bibliographie et Webliographie

Remerciements

Au terme de notre formation d'ingénieur de conception en génie civil à l'Ecole Polytechnique de Thiès, sanctionné par ce projet de fin d'étude, nous tenons à adresser nos remerciements les plus sincères :

- A Dieu pour les grâces et bienfaits accordées dans nos vies, celles de nos familles, de nos amis et de tous ceux qui nous entourent ;
- A M^r Ibrahima Khalil Cissé, Directeur de l'école Polytechnique de Thiès (EPT) ;
- A tous nos professeurs qui ont bien voulu partager leur savoir avec nous ;
- A M^r Falla Paye, professeur de Béton armé à l'EPT, qui a bien voulu nous encadrer et n'a ménagé aucun effort pour que l'objectif premier de ce PFE soit atteint ;
- A M^r Yves ZOHOUN, qui nous a trouvé ce projet ;
- Au bureau GAUDILLAT et à M^r DIALLO Ahmet, pour avoir accepté de nous trouver ce projet et de nous encadrer ;
- A tout le personnel administratif de l'école, principalement les secrétaires des départements et de la direction et les employés de la bibliothèque ;
- Au personnel Chrétien de l'école et à M^{me} Philomène FAYE, responsable de la bibliothèque pour leur présence et leur soutien ;
- A M^{me} N'DIAYE N'Deye Peinda Soukouna, M^{me} Adja Maïmouna GUEYE et M^r THIAM Bocar de la scolarité pour toute leur affection, leur soutien, leurs conseils et leurs encouragements ;
- A tous nos camarades de l'école qui nous ont aidé de quelque manière que ce soit particulièrement à ZOHOUN Cernel, DABIRE Gildas et MANDIOUBA Crépin qui nous ont rendu un service colossal.

Dédicaces

Ô Seigneur, comment commencer,

Ô Seigneur, comment le dire,

Ô Seigneur, comment le reconnaître,

Si ce n'est que par les louanges d'adoration.

L'enfant sans issu que j'étais par le passé est parvenu à être quelque chose aujourd'hui grâce à ta main puissante.

Je marque un temps d'arrêt pour magnifier et célébrer ton nom, pour ton amour pour moi.

Par la force de ta main, tu as mis sur ma route, de nombreuses personnes qui ont irrévocablement modifié, je voudrais dire changer la trajectoire de ma vie, qui dès le départ n'était pas du tout certaine.

Je voudrai dédier ce document à tous ceux qui, tout au long de ma vie, m'ont considéré comme : leur fils, leur ami, leur frère.

Tout ce que je reconnais, c'est que tout concourt au bien de l'homme, il suffit juste d'avoir l'écoute interne.

- A mon Papa Monsieur OMBOUDOU NJINA Fabien,
- A ma maman Madame ONDOBO NYEBE Sophie,
- A mes pères et mères adoptifs,
- A toute ma famille camerounaise, sénégalaise, béninoise, togolaise et congolaise,

Je voudrai qu'elles trouvent en ce document, l'envie pour moi de porter haut, le flambeau de leur éducation et de leur ambition par rapport à ma personne.

Qu'il me soit permis de dire ici, que cette étape de ma vie ne saurait être une fin en soi, mais un moyen, un biais pour le futur pendant lequel je voudrai continuer à célébrer les merveilles du seigneur.

Je ne saurai terminer ces dédicaces sans penser à Alphonsine BINDZI EFFA et à toute sa famille pour tout leur soutien moral.

Thierry Rodrigue NYEBE OMBOUDOU

Etre ingénieur n'est pas une fin en soi, ce n'est qu'une étape parmi tant d'autres, un cap de la vie que je vais franchir avec le soutien et la présence d'êtres chers sans qui cela n'aurait pas été facile voire impossible. Ainsi, le projet de fin d'étude est l'occasion idoine pour leur exprimer ma profonde gratitude et ma reconnaissance. Je dédie donc ce document :

- A l'Eternel DIEU, Roi de l'univers. Les mots ne suffiront jamais assez pour le louer et lui dire merci pour toutes ses actions dans chacune de nos vies ;
- A mes parents, M^r et M^{me} ZINSOU Zinsou- Cosme. Depuis notre tendre enfance, mes frères et moi, vous nous avez inculqué l'amour du travail de part votre comportement et l'éducation que vous nous avez donnée. Votre soutien moral, spirituel et matériel ne nous a jamais fait défaut. Voyez en ce travail l'un des couronnements de tants d'efforts et de sacrifices consentis ;
- A mes petits frères : Orphéo et Turibio pour tout leur soutien moral, leurs encouragements. Puissions nous toujours resté unis et faire ensemble la joie et la fierté de nos parents ;
- A mes grands parents, mes tantes, mes oncles, mes cousins et cousines, à toute ma famille. Votre présence et vos différents soutiens ont été à maintes reprises un très grand revitalisant tout au long de la formation ;
- A mon fiancé HOUNHOUIGAN Harold et à toute sa famille pour leur soutien moral, spirituel et leurs encouragements ;
- A la famille HOUETO Eugène qui m'a beaucoup soutenue et encouragée tout au long de ma formation ;
- A M^r SENOU Ferdinand qui m'a beaucoup aidé de part sa grande disponibilité ;
- A tous mes amis de Cotonou (Sandry, Abdul, Rouguiata, Aimée, Rufin, Franck, prudence, Herman, William, etc.....) qui m'ont beaucoup encouragée et soutenue surtout pendant mon séjour au Sénégal ;
- A Mame Safiétou Touré, Doudou N'DIAYE, Anne-Marie Diouf, Maryse Mansis, Sandrine Diouf et leurs familles. Elles ont contribué à faciliter et agrémente mon séjour au Sénégal en m'accueillant chez elles et en me considérant comme les siens. Du fond du cœur un grand merci ;
- A tous les nouveaux et anciens de la communauté St Jean Apôtre des étudiants chrétiens de l'EPT ;
- A mes promotionnaires principalement BAFEI Toyi et OMBODOU NYEBE Thierry ;
- Enfin, à toutes les personnes qui ne figurent pas dans cette dédicace et qui de près ou de loin ont contribué à l'aboutissement de ce travail : un très grand merci.

Edna Marthe Sèdégbé ZINSOU

Résumé

du

document

Ce document est le fruit d'une réflexion de deux étudiants en fin de formation à l'Ecole polytechnique de Thiès assisté par deux encadreurs Monsieur Falla Paye professeur de béton armé et Monsieur Diallo responsable des calculs de structures du bureau d'étude GAUDILLAT. Il traite du dimensionnement d'un pont à poutre sous chaussée et est articulé sur cinq chapitres ayant tous une importance les uns par rapport aux autres. Des généralités sur les ponts, en passant par les hypothèses de calculs, sans oublier la méthodologie utilisée pour le dimensionnement ainsi que les résultats obtenus, le lecteur trouvera dans ce document, toute notre envie à comprendre ou mieux, à appréhender ce volet du génie civil. Sur le plan purement pédagogique, sont mises en exergue, les connaissances en géotechnique, structures, technologie des ouvrages d'art et en béton armé. Sur le plan relation humaine, l'esprit d'équipe et la recherche du dépassement de soit sont mise également en jeu. Concernant les rapports entre différentes parties intervenantes, nous retenons qu'une collaboration interne et un savoir communiquer sont inhérents à la réussite d'un projet fusse petit soit-il. Toute fois, reconnaissons que pour un projet, il peut y avoir plusieurs solutions, mais le plus important, c'est le respect des normes en vigueur, et surtout la conciliation du rapport qualité coût qui est très déterminante dans l'approche capitaliste.

BA : béton armé

BAEL : béton armé aux états limite

ELU : état limite ultime

ELS : état limite de service

HA : haute adhérence, relatif aux aciers utilisés très souvent pour les armatures d'ouvrages en BA

K_0 = coefficient des terres au repos

K_a = coefficient des terres de poussée

$\Delta\sigma$: variation de contrainte due à la semelle

σ'_f = contrainte effective finale

σ'_{vo} = contrainte effective verticale après exécution de la semelle

σ'_i = contrainte effective verticale avant les travaux

C_c = coefficients de compressibilité du sol

e_0 = indice des vide initial

s_c = tassement de consolidation

c_a = cohésion entre le sol et le béton

Introduction générale

Toute formation qui se respecte, se doit d'être sanctionnée par la soutenance d'un Projet de Fin d'Étude (PFE). Ainsi, nous sacrifions aussi à cette règle et notre projet porte sur l'étude d'un pont à poutre à poutres sous chaussée en béton armé.

Les principaux objectifs d'un PFE est de s'assurer de la bonne compréhension des connaissances données à l'étudiant. Ce dernier sera amené à faire une synthèse de tout ce qu'il a reçu et d'en tirer l'essentiel à travers un esprit critique et objectif.

Dans la suite, il s'agira de recalculer manuellement le pont ,situé à l'entrée du complexe hôtelier Sea Plaza sur la corniche à Dakar, ensuite de faire une modélisation sur robot et enfin de faire des études comparatives.

Pour cela nous subdiviserons le travail en cinq chapitres dont les contenus seront mentionnés dans la table des matières ci-dessous.

Chapitre 1 : *Généralités* *sur* *les ponts*

I. Historique des ponts

De l'antiquité à nos jours en passant par le Moyen-âge et la Renaissance, l'homme a toujours éprouvé le besoin de communiquer, de découvrir les autres localités, de dompter les autres civilisations. La satisfaction de ces besoins nécessitait des déplacements pas souvent évidents à cause d'obstacles naturels à savoir : les cours d'eau, les vallées, les forêts denses, etc. Dès lors, il a été créé des moyens de franchissement telles que : la voie maritime, la voie aérienne et la voie terrestre. Cette dernière se compose des chemins de fer, des routes, des ponts.

Les Ponts sont des ouvrages d'art qui permettent le franchissement d'un obstacle entre deux points bien distincts. Leur édification a connu une évolution graduelle en fonction des civilisations, des besoins, des matériaux et des techniques de réalisation.

Les ponts anciens étaient réalisés avec des matériaux naturels : lianes, troncs d'arbres, dalles de pierre sur deux appuis etc. Déjà toutes les formes étaient là, qui deviendront de nos jours des ponts en arches, à piliers ou à poutres et des ponts suspendus.

D'abord le bois, qui permet une grande variété de structure, depuis les romains jusqu'aux charpentes des ponts de la conquête de l'ouest. Puis la pierre, qui résiste aux incendies, et qui va s'imposer jusqu'à traduire l'image du pont par excellence, avec des formules empiriques transmises de génération en génération. Et puis, avec l'ère industrielle (l'avènement de la fonte), il faudra attendre le fer et l'acier pour disposer d'un matériau résistant à la traction, et pouvoir développer de nouvelles techniques, comme la suspension.

L'audace va conduire à rechercher la manière d'abaisser les arcs, d'alléger les piles. Avec le développement des calculs, l'architecture de l'ingénieur va prendre le pas, et le calcul des structures va définir les formes. En même temps, dans le cas des matériaux industriels comme la fonte et l'acier, le matériau impose la structure, et la structure va suggérer l'architecture.

La découverte du ciment et son association avec des matériaux existants à savoir les pierres, les sables et l'acier donne naissance au béton armé qui va révolutionner le monde de la construction. Dans le souci d'améliorer les qualités du béton armé, il a été introduit la notion de post et pré tension d'où la naissance du béton précontraint qui est utilisé de nos jours pour construire les ponts.

Il existe de nombreux types de ponts dont voici quelques uns : les ponts suspendus, les ponts à haubans, les ponts pivotants, les aqueducs, les viaducs, les ponts transbordeurs, les ponts mobiles,

les ponts levants, les pont-levis, les ponts en dos d'âne, les ponts en arc, les ponts à piliers (ou à poutres), les passerelles, les ponts de singe etc.

Les trois (3) grands types de ponts les plus répandus: ponts suspendus, ponts à poutres, ponts en arc, ont donc une origine extrêmement ancienne.

II. Lexique relatif aux ponts

Un pont comprend quatre parties : les Fondations, les Appuis, le Tablier et les Superstructures. A côté de ces quatre parties, il existe trois (3) éléments qui permettent aussi de caractériser un pont, à savoir la Travée, la Portée et l'Elancement.

A. Fondations

Il existe trois types de fondations :

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

B. Appuis

Il existe deux types d'appuis :

- Appuis de rive ou culées (Culées noyées ou Culées massives)
- Appuis intermédiaires ou piles (Piles constituées de colonnes ou Piles constituées de voiles)

C. Travée

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

D. Portée

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

E. Tablier

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

- Les tabliers en dalle
- Les tabliers à poutres sous chaussée
- Les tabliers à poutres latérales

- Les tabliers en caisson
- Les tabliers métalliques
- Tabliers mixtes à dalle non participante
- Tabliers mixtes à dalle participante
- Tabliers orthotropes

F. Élancement

L'élancement est le rapport entre l'épaisseur d'un élément de structure et sa longueur la plus déterminante. Lorsque l'épaisseur (donc l'inertie) du tablier est variable, on définit un élancement sur appui et un élancement à la clé (en milieu de travée). Les élancements servent à faire le pré-dimensionnement. En effet pour chaque type de pont, il a été défini une plage d'élancements économiques permettant de dégrossir les problèmes de dimensionnement.

G. Superstructures

Les superstructures sont les éléments du pont qui contribuent à la sécurité, au confort des usagers et à la durabilité du pont. Ce sont :

- La couche d'étanchéité,
- La couche de roulement,
- Les gargouilles,
- Les trottoirs,
- Les dispositifs de sécurité (garde-corps, glissières et barrières de sécurité),
- Les corniches,
- Les joints de chaussée,
- Les appareils d'appui etc....

III. Classification des ponts

Les ponts sont classés suivant plusieurs critères. Sans être exhaustifs, nous allons en examiner quelques uns.

A. Classification suivant le fonctionnement mécanique

Selon cette classification, on distingue les caractéristiques suivantes :

- Les ponts-poutres : ce sont les ponts dont les réactions ne comportent que des composantes verticales.

On trouve dans cette catégorie les ponts à poutres sous chaussée, les ponts à poutres latérales, les ponts dalle, les ponts en caisson etc.

- Les ponts en arc : ce sont tous les ponts dont les réactions d'appui comportent une composante horizontale.

On classe dans cette catégorie les ponts en arc, les ponts à béquilles obliques ou droites, les portiques ouverts et les cadres fermés.

- Les ponts à câbles : ce sont tous les ponts portés par des câbles.

Dans cette catégorie, figurent les ponts à haubans et les ponts suspendus.

B. Classification suivant la fonction

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

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

C. Classification suivant la position en plan

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

- Ponts droits : Ce sont les ponts dont les lignes d'appuis font un angle droit avec l'axe du pont.
- Ponts biais : Ce sont les ponts dont les lignes d'appuis font un angle (différent de l'angle droit) avec l'axe du pont. Il faut limiter dans la mesure du possible l'angle de biais, il ne doit pas trop s'éloigner de l'angle droit.
- Ponts courbes: Ce sont les ponts dont l'axe présente une courbure.

Il faut éviter ce genre de pont dans la mesure du possible. Si cela est inévitable, il faut alors adopter une courbure constante.

D. Classification suivant la durée de vie

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

- Les ponts définitifs
- Les ponts semi définitifs
- Les ponts provisoires

E. Classification suivant la voie considérée

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

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

F. Classification suivant la mobilité

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

- Les ponts fixes
- Les ponts levants : ce sont les ponts dont l'axe de rotation est horizontal.
- Les ponts tournants : ce sont les ponts dont l'axe de rotation est vertical.

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

IV. Classe des ponts

En fonction de leur largeur roulable, les ponts sont classés en trois catégories.

- Ponts de première classe : ce sont d'une part les ponts supportant des chaussées dont la largeur roulable est supérieure ou égale à 7 m et d'autre part les ponts supportant des bretelles d'accès aux chaussées citées plus haut.
- Ponts de deuxième classe : ce sont les ponts supportant des chaussées dont la largeur roulable est comprise entre 5,50 m et 7 m.
- Ponts de troisième classe : ce sont les ponts supportant des chaussées dont la largeur roulable est inférieure ou égale à 5,50 m.

La largeur roulable, est la largeur comprise entre dispositifs de sécurité ou bordures de trottoir. Elle comprend outre la chaussée, les bandes d'arrêt d'urgence et les bandes dérasées.

La largeur chargeable, se déduit de la largeur roulable :

- En enlevant 50 cm le long de chaque dispositif de sécurité s'il en existe (les bordures de trottoir ne sont pas des dispositifs de sécurité)
- En conservant cette même largeur roulable dans le cas contraire.

Chapitre 2 :

Description du projet

Justification des choix

I. Description et objectif du projet

Le projet de construction du complexe hôtelier Sea Plaza sur la corniche ouest de Dakar s'inscrivait dans le cadre de la préparation du sommet de l'OCI qui s'était tenu en mars 2008 à Dakar.

Le complexe est composé essentiellement de l'hôtel et d'un centre commercial. La surélévation entre la route et l'hôtel pose un problème d'accès d'où la nécessité du pont, objet de notre dimensionnement. Ainsi donc, le pont, situé à l'entrée du complexe, permettra l'accès à l'hôtel et assurera la transition hôtel – centre commercial grâce à une rampe d'accès située a coté (confère plan de masse en annexe).

II. Caractéristiques du pont

Après examen de la section transversale du tablier, nous constatons que le pont possède une chaussée gauche et droite séparée par un dispositif central fixe (plan d'eau) discontinu sur la longueur. Par conséquent, la largeur roulable varie selon que l'on soit sur le plan d'eau ou non. Sur le plan d'eau, nous avons une largeur roulable gauche de 8,63m et droite de 8,35 m ; en dehors du plan d'eau, la largeur roulable est continue et vaut 24,02 m. En considérant le cas le plus défavorable, nous travaillerons avec la largeur roulable continue. De part et d'autre de la chaussée nous avons un trottoir de largeur 1,4m et un dispositif de retenue en béton armé. Ainsi, nous avons les caractéristiques suivantes :

- Largeur roulable : $l_r = 24,02$ m
- Largeur chargeable totale : $l_c = 21,22$ m
- Classe du pont : $L_r > 7$ m \Rightarrow notre pont est de première classe.
- Nombre de voies : la largeur d'une voie étant de 3,5m, le nombre de voies est trouvé par :
$$n_v = E(L_c / 3.5), E \text{ étant la fonction partie entière car le nombre de voies dont dispose la chaussée se doit d'être un entier naturel } \Rightarrow n_v = 6 \text{ voies}$$

En supposant que la dalle de transition ne prends pas appui sur les chevêtres de la culée, la longueur totale du pont vaut : $L_t = 24$ m, soit deux (02) travées de portée 12m chacune, entre les axes des piles et culées. Par conséquent la longueur chargée $L_c = 12$ m.

III. Justification des choix

A. Type de ponts et appareils d'appuis

De nos jours, les ponts les plus utilisés sont ceux en béton armé, en béton précontraint, les ponts métalliques ou les ponts mixtes. Le choix d'un type de pont est fonction de plusieurs critères dont les plus importants sont la portée, l'envergure du projet et les conditions socio - économiques.

Les ponts en béton armé conviennent bien aux ponts de petite envergure et pour des portées n'excédant pas 25m avec une main d'œuvre moyenne tandis que ceux en béton précontraint sont mieux adaptés aux projets de grande envergure, pour des portées allant jusqu'à 50m et plus et exigent une main d'œuvre qualifiée.

Les tabliers reposent en général sur leurs appuis (piles et culées) par l'intermédiaire d'appareils d'appuis conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou à la fois, des efforts verticaux et horizontaux et de permettre le mouvement de rotation (dus aux charges d'exploitation ou aux déformations imposées). Il existe plusieurs types d'appareils d'appuis et le choix de l'un ou de l'autre dépendra de la facilité de mise en œuvre et de la disponibilité sur le marché.

Eu égard à tout ce qui vient d'être dit, nous choisissons un pont à poutre sous chaussée en béton armé. Les piles seront de types poteaux reliés par un chevêtre en tête, les culées seront enterrées et les appareils d'appuis seront en élastomère fretté.

Les appareils d'appui en élastomère fretté sont constitués par un empilage de feuilles d'élastomère (en général un polychloroprène de marque « Néoprène ») et de tôles jouant le rôle de frettes (non apparentes) ; la liaison entre les tôles et l'élastomère est obtenue par vulcanisation.

B. Equipements

- **Garde corps** : Compte tenu du niveau de sécurité visé (hôtel 5 étoiles), il est important de prévoir des garde-corps à mesure de retenir tout risque de dérapage. Les plus appropriés sont les garde-corps en béton armé.

C. Méthode de calcul

1. Répartition des charges sur les poutres : méthode de J. COURBON
2. Détermination des moments et efforts tranchants
 - ✓ Poutres : méthodes des lignes d'influences
 - ✓ Entretoises : méthode de Caquot
 - ✓ Dalle : abaques de Jean-Pierre MOUGIN
3. Calculs béton armé et dispositions constructives

Le calcul béton armé et les dispositions constructives seront menés conformément aux règles du BAEL 91 modifié 99.

Du fait que l'ouvrage se trouve en bordure de mer, la fissuration sera préjudiciable par conséquent les calculs seront menés à l'ELS et l'enrobage sera de 5cm.

Le diamètre maximal des granulats (cg) sera pris égal à 25mm.

Il n'y aura pas de reprise de bétonnage et la durée d'application des charges sera supérieure à 24h. L'acier utilisé sera de nuance HA Fe E400.

Pour la justification sous sollicitations tangentes, les dalles seront sans effort tranchant et des armatures droites seront utilisées pour les poutres.

Chapitre 3 :

Caractéristiques des matériaux

Hypothèses générales de calcul

I. Caractéristiques des matériaux

A. Béton

1. Dosage du béton

- Superstructure : Béton dosé à 400 kg/m³
- Infrastructure : Béton dosé à 350 kg/m³

2. Résistance caractéristique à la compression à 28j (fc28)

- Superstructure : fc28 = 30 Mpa
- Infrastructure : fc28 = 25 Mpa

3. Contrainte de calcul à l'ELU (fbu) et à l'ELS (σbc)

$$fbu = \frac{0,85 \times fc28}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{et} \quad \sigma_{bc} = 0,6 \times fc28$$

La durée d'application des charges est considérée supérieure à 24h ⇒ θ = 1

En considérant que nous sommes dans le cas général, γ_b = 1,5

- Superstructure : fbu = 17 Mpa et σ_{bc} = 18 Mpa
- Infrastructure : fbu = 14,17 Mpa et σ_{bc} = 15 Mpa

4. Résistance caractéristique à la traction à 28j (ft28)

$$ft28 = 0,6 + 0,06 fc28$$

- Superstructure : ft28 = 2,4 Mpa
- Infrastructure : ft28 = 2,1 Mpa

5. Module de déformation longitudinal du béton à 28j (Ev28)

Sous des contraintes normales de durée d'application, Ev28 = 3700 (fc28)^{1/3}

- Superstructure : Ev28 = 11496,8 Mpa
- Infrastructure : Ev28 = 10818,9 Mpa

6. Résistance limite au cisaillement (τ_{umax})

✓ poutres : $\tau_{umax} = \min \left(\frac{0,15 \times fc28}{\gamma_b}; 4\text{Mpa} \right)$

✓ dalle : $\tau_{umax} = \frac{0,07 \times fc28}{\gamma_b}$

- Superstructure : τ_{umax} = 3 Mpa pour les poutres et 1,4 pour les dalles
- Infrastructure : τ_{umax} = 2,5 Mpa pour les poutres et τ_{umax} = 1,17 Mpa pour les dalles

B. Acier

1. **Limite élastique (fe) de l'acier** : $f_e = 400\text{Mpa}$

2. **Résistance caractéristique de l'acier à l'ELU (fsu) et à l'ELS (σ_s)**

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ et } \sigma_s = \min \left[2 \times \frac{f_e}{3} ; \max (110, \sqrt{\eta f_{t28}} ; 0,5f_e) \right]$$

$\gamma_s = 1,15$ car nous considérons que nous sommes dans le cas général ; $\eta = 1,6$ car HA de $\varnothing \geq 6\text{mm}$.

$\Rightarrow f_{su} = 348\text{Mpa}$ et $\sigma_s = 215,55\text{Mpa}$ pour l'infrastructure et $\sigma_s = 201,64\text{Mpa}$ pour la superstructure.

3. **Module d'élasticité longitudinal de l'acier** : $E_s = 2.10^5\text{Mpa}$

C. Terre de remblais

Les essais géotechniques effectués par le laboratoire SASIF à la demande de TEYLIUM sur la partie hôtel du complexe nous indique que nous sommes en présence d'un sol essentiellement rocheux avec une alternance de basalte sain fracturé et de basalte poreux plus ou moins altéré main induré.

En supposant que l'ensemble du site devant accueillir le complexe est homogène, les résultats fournis pour la partie hôtel sont également valables pour le site du pont.

Ainsi, d'après les résultats d'essais fournis, nous avons : $K_0 = 0,5 \Rightarrow \Phi = 30^\circ \Rightarrow K_a = 0,33$.

II. Hypothèses générales de calcul

A. Règlement et textes de référence

- Fascicule spécial n° 72-21 bis : Cahier des prescriptions communes.
- Fascicule 61 : Conceptions, calculs et épreuves des ouvrages d'art
- ✓ Titre II : Programmes de charges et épreuves des ponts- route
- ✓ Titre V : Conception calcul et épreuve des ouvrages d'art
 - Fascicule n°62 : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- ✓ Titre V :
 - BT n°1 relatif au Calcul des hourdis de pont – SETRA
 - BAEL 91

B. Actions et combinaisons d'actions

1. Actions

a. Actions permanentes

Elles prennent en compte le poids propre des éléments en béton armé et non armé, des équipements, du revêtement, de l'eau et de la poussée des terres de remblais. Le tableau ci-dessus donne les divers poids volumique :

	Béton armé	Béton non armé	Revêtement	Eau	Equipements	Terres
γ (kN/m ³)	25	22	20	10	25	20

Tableau n° : 1

b. Actions variables

Ils concernent les charges routières (sur chaussées et trottoirs), les actions du vent, de la température et les charges sur les garde-corps.

b.1. Charges routières sur chaussées

Les surcharges prises en compte généralement sont les suivantes :

- ✓ Les systèmes de charges A et B
- ✓ Les efforts de freinage
- ✓ Les forces centrifuges
- ✓ Les charges sur remblais
- ✓ Les charges militaires
- ✓ Les charges exceptionnelles

➤ Le système de charges A (cf. article 4 du fascicule 61)

Il se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur chargée

(Lc) suivant la loi : $A(L) = 2,30 + \frac{360}{Lc + 12}$ (kN/m²)

Cette charge A (L) est modulée par :

- 01 coefficient de dégressivité transversal (a1) fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées. Les valeurs d'a1 sont données par le tableau ci-dessous :

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
I	1	1	0,9	0,75	0,75
II	1	0,9			
III	0,9	0,8			

Tableau n° : 2

- 01 coefficient (a2) fonction du nombre et de la largeur des voies et de la classe du pont :

$$a_2 = \frac{v_0}{v} \text{ avec } v = \frac{l_r}{n_v} \text{ et } v_0 \text{ ayant les valeurs suivantes :}$$

Classe du pont	I	II	III
Valeurs de v_0 (m)	3,5	3	2,75

Tableau n° : 3

L'expression $(4 - 0,002 L_c)$ donne des valeurs supérieures à $(a_1 A(L))$ et doit donc être prise en compte lorsque la longueur chargée L_c est comprise entre les valeurs du tableau suivant données en fonction du coefficient a_1 :

Valeurs d' a_1		1	0,9	0,8	0,75	0,7
Longueur chargée L_c (m)	Supérieure à	343	200	141	121	103
	Inférieure à	495	753	927	1005	1080

Tableau n° : 4

Pour notre projet nous avons :

$$\text{Pont de classe I et quatre (04) voies chargées} \Rightarrow \begin{cases} a_1 = 0,75 \\ v_0 = 3,5m \\ v = 4m \end{cases} \Rightarrow a_2 = 0,875$$

$$\text{Longueur chargée} = 12m \Rightarrow A(L) = 17,3 \text{ kN/m}^2$$

Pour $a_1 = 0,75$, la borne inférieure de la longueur chargée est 121 m or notre longueur chargée est inférieure à cette valeur donc l'expression $(4 - 0,002 L_c)$ est inférieure à $(a_1 A(L))$;

Par conséquent, la charge q_A due au système de charge $A(L)$ vaut : $q_A = a_1 a_2 A(L)$

$$\Rightarrow q_A = 11,353 \text{ kN/m}^2$$

➤ Le système de charge B (cf. article 5 du fascicule 61)

Il comprend trois (03) sous systèmes de charges distincts dont il y aura lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément d'ouvrage :

- ✓ Le système Bc se compose de camions types
- ✓ Le système Br se compose d'une roue isolée
- ✓ Le système Bt se compose de groupe de deux (02) essieux dénommés essieux- tandem.

Les deux premiers systèmes Bc et Br s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe tandis que le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou deuxième classe.

Les charges du système B sont frappées de majorations dynamiques et le coefficient de majoration (applicable aux trois sous systèmes) est le même pour chaque élément d'ouvrage. Il est déterminé par la formule : $S = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4}$ avec :

L = longueur de l'élément (en m)

G = poids total d'une section de couverture de longueur L et de toute la largeur relative à cette couverture et aux éléments reposant sur elle (en kN)

S = charge B maximale finale (en kN)

• **Le système de charge Bc** (cf. article 5.2 du fascicule 61)

Un Camion type du système Bc comporte trois (03) essieux, tous trois à roues simples munies de pneumatiques, et répond aux caractéristiques suivantes :

Masse totale (kN)	300
Masse portée par chacun des essieux arrière (kN)	120
Masse portée par l'essieu avant (kN)	60
Longueur d'encombrement (m)	10,5
Largeur d'encombrement (m)	2,5
Distance entre les essieux arrière (m)	1,5
Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière(m)	4,5
Surface d'impact d'une roue avant (m ²)	(0,2) ²
Surface d'impact d'une roue arrière (m ²)	(0,25) ²

Tableau n° : 5

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

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circulant dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,5 m de largeur ; les diverses bandes peuvent être contigües ou séparées.

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux (02). La distance entre deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Les camions homologues des diverses files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens. En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système Bc prises en compte sont multipliées par un coefficient de dégression transversal b_c dont les valeurs sont dans le tableau suivant :

Classe du pont	Nombre de files considérées				
	1	2	3	4	≥ 5
I	1,2	1,1	0,95	0,80	0,70
II	1,00	1,00			
III	1,00	0,8			

Tableau n° : 6

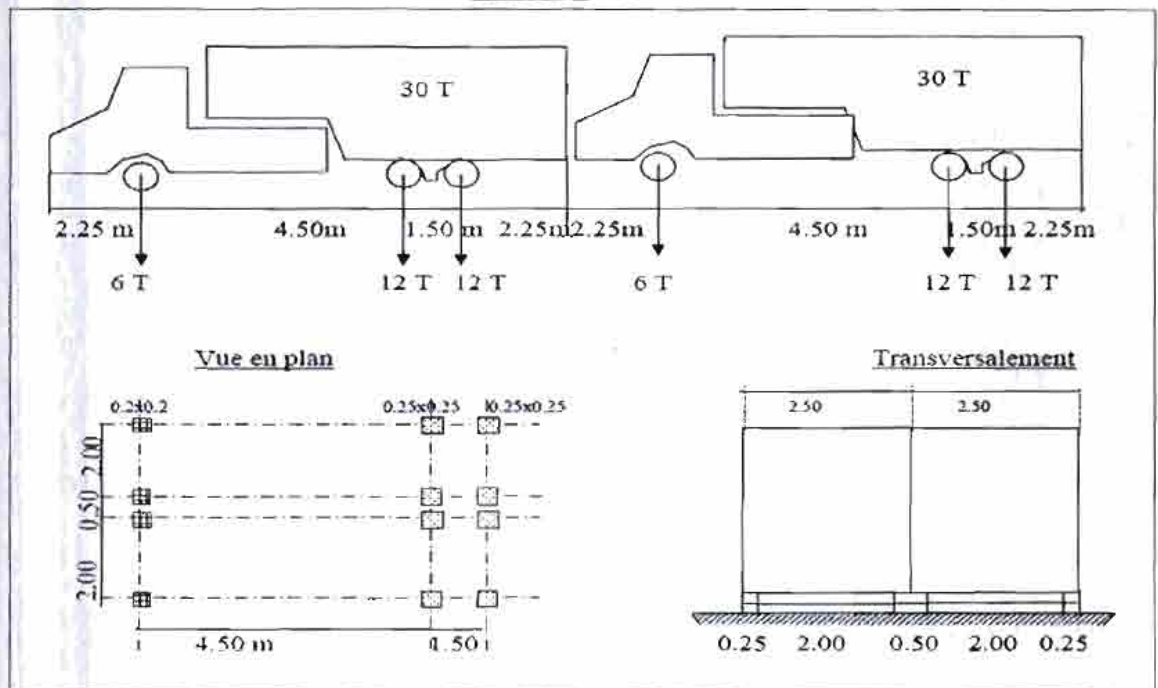


Figure n° : 1

Pour notre projet: pont de classe I et six (06) voies de circulation $\Rightarrow bc = 0,7$

▪ **Le système de charge Br :** (cf. article 5.3 du fascicule 61)

Le système Br se compose d'une (01) roue isolée transmettant un effort de 100kN à travers une surface d'impact rectangulaire de $(0,6 \times 0,3) m^2$; la dimension 0,6 m perpendiculaire à l'axe de déplacement des véhicules représente la surface au sol de roues jumelées. Cette charge peut être placée n'importe où sur la largeur roulable.

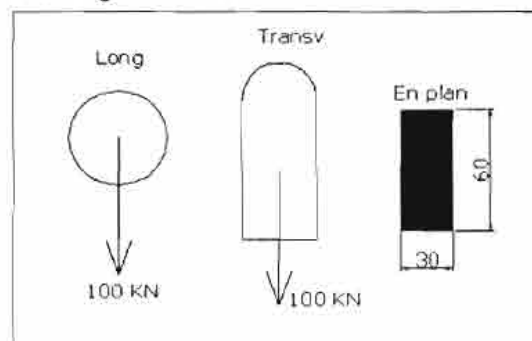


Figure n° : 2

Le système de charge Bt

Un tandem du système Bt comporte deux (02) essieux a deux roues chacun ; il s'agit de roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

Masse portée par chaque essieu (kN)	160
Distance entre les deux essieux (m)	1,35
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu (m)	2

Tableau n° : 7

La surface d'impact de chaque roue (portant 80 kN) sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,25 m.

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3 m de large.

Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposé sur la chaussée ; pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt prises en compte sont multipliées par un coefficient de dégression transversal bt dont les valeurs sont dans le tableau suivant :

Classe du pont	I	II
Valeurs de bt	1,00	0,9

Tableau n° : 8

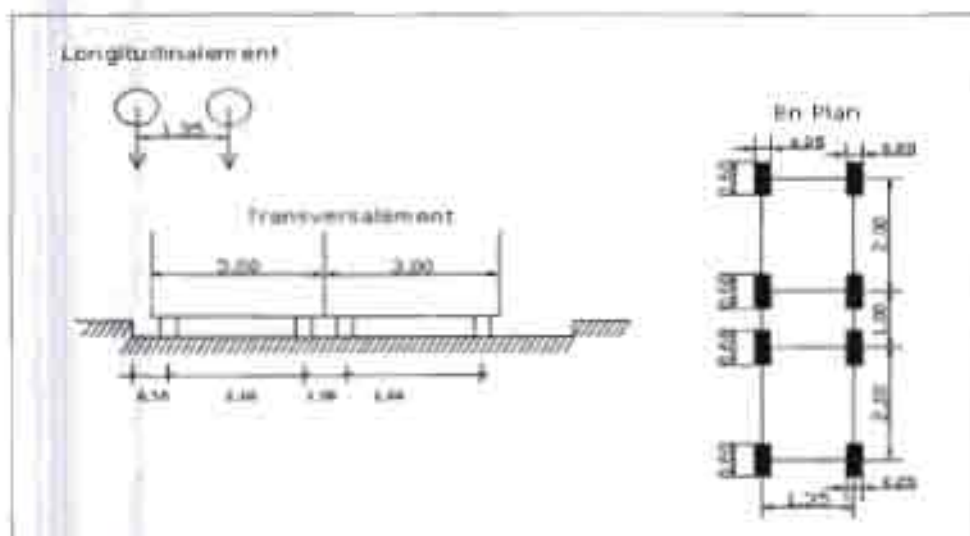


Figure n° : 3

Pour notre projet, pont de classe I \Rightarrow bt = 1,00

➤ Les efforts de freinage : (cf. fascicule 61 article 6)

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. Dans les cas courants, la résultante de ces efforts peut être supposée entrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

- Effort de freinage dû au système de charge A(L) :

$$\text{Effort de freinage 1} = A(L) \times S \frac{1}{(20 + (0,0033 \times S))} \text{ avec } S = \text{surface chargée en m}^2$$

- Effort de freinage dû au système de charge Bc :

$$\text{Effort de freinage 2} = \text{poids d'un essieu du système Bc} = 300 \text{ kN}$$

Les charges de trottoirs, que nous traiterons ultérieurement, sont supposées appliquées en même temps que le système A ou Bc si cela est plus défavorable pour l'effet recherché.

Pour leur prise en compte dans les justifications, les efforts de freinage sont traités comme les charges des systèmes A et B.

Pour notre projet :

$$\bullet \text{ Effort de freinage 1} = 4,5 \times (1,5 \times 10) \times \frac{1}{(20 + (0,0033 \times 15 \times 10))}$$

$$\Rightarrow \text{Effort de freinage 1} = 138,38 \text{ kN}$$

$$\bullet \text{ Effort de freinage 2} = 300 \text{ kN}$$

➤ Les forces centrifuges : (cf. fascicule 61 article 7)

Par convention, les forces centrifuges sont calculées uniquement à partir du système Bc dans les conditions suivantes :

- Sur les ponts où la chaussée est en courbe, tous les camions du système Bc disposés sur la chaussée sont susceptibles de développer des efforts centrifuges, horizontaux normaux à l'axe de la chaussée et appliqués à sa surface.
- Les efforts tant horizontaux que verticaux développés par la force centrifuge sont frappés de majoration dynamique, les coefficients bc gardent les mêmes valeurs que précédemment.

Une fois évalués, les effets des forces centrifuges sont à cumuler avec les effets résultants du poids soit de la surcharge Bc soit de la surcharge A.

Les effets des forces centrifuges ne sont pas cumulés avec ceux des efforts de freinage.

Pour leur prise en compte dans les justifications, les forces centrifuges sont à traiter comme les charges des systèmes A et B.

Pour notre projet, la chaussée du pont n'est pas en courbe par conséquent nous ne tiendrons pas compte des efforts centrifuges.

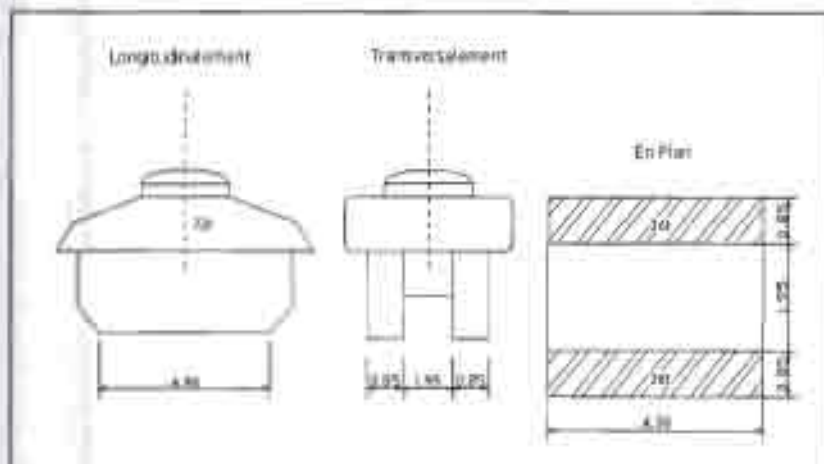


Figure n° : 4

- ✓ Les deux (02) essieux qui constituent le système Me 80 sont distants de 1,50 m d'axe en axe et sont assimilés chacun à un rouleau. Chaque essieu porte une masse de 220 kN et sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 3,5m et le côté longitudinal 0,12 m.

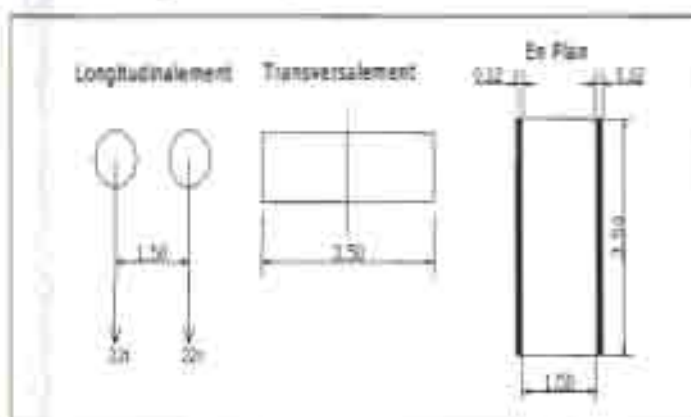


Figure n° : 5

▪ Convoi M120 :

- ✓ Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux (02) chenilles et répond aux caractéristiques ci-dessous ; le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

Masse totale (kN)	1100
Longueur d'une chenille (m)	6,10
Largeur d'une chenille (m)	1,00
Distance d'axe en axe des deux chenilles (m)	3,3

Tableau n° : 10

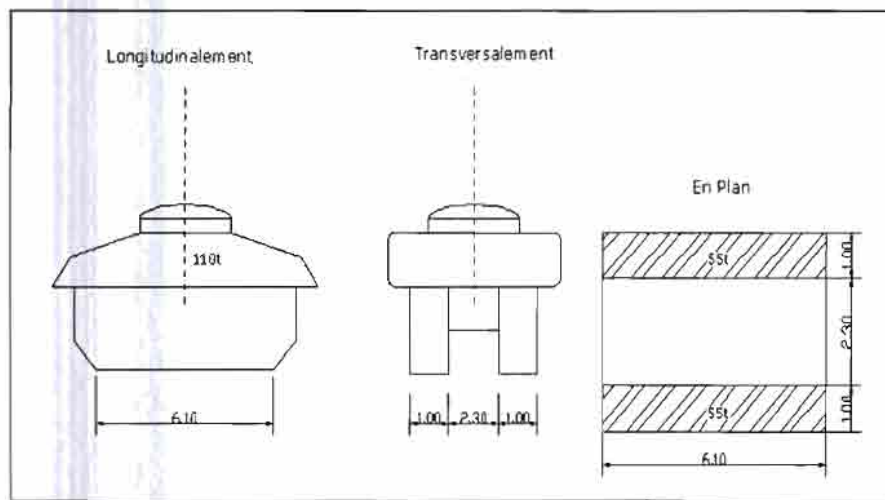


Figure n° : 6

- ✓ Les deux (02) essieux qui constituent le système Me 120 sont distants de 1,80 m d'axe en axe et sont assimilés chacun à un rouleau. Chaque essieu porte une masse de 330 kN et sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le coté transversal mesure 4,00 m et le coté longitudinal 0,15 m.

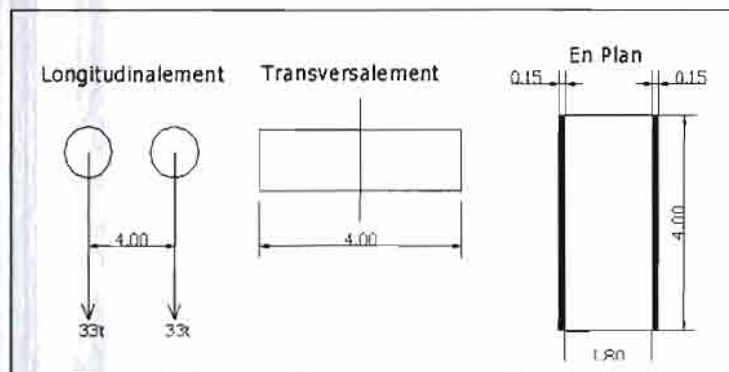


Figure n° : 7

Pour notre projet, étant donné qu'il s'agit d'une passerelle donnant accès à un hôtel et reliant deux (02) bâtiments, il serait très rare voir impossible qu'un convoi militaire puisse y accéder. De ce fait, nous n'en tiendrons pas compte pour le dimensionnement.

➤ **Les charges exceptionnelles** : (cf. fascicule 61 article 10)

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation de convois lourds exceptionnels de l'un des types D ou E, les ponts doivent être calculés pour supporter le véhicule-type correspondant décrit ci-après, susceptibles dans certains cas d'être plus défavorable que les charges des systèmes A et B.

- Le convoi-type D comporte deux remorques supportant chacune 1400 kN, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,30 m de large et 11 m de long ; la distance entre axes des deux (02) rectangles est de 19 m.

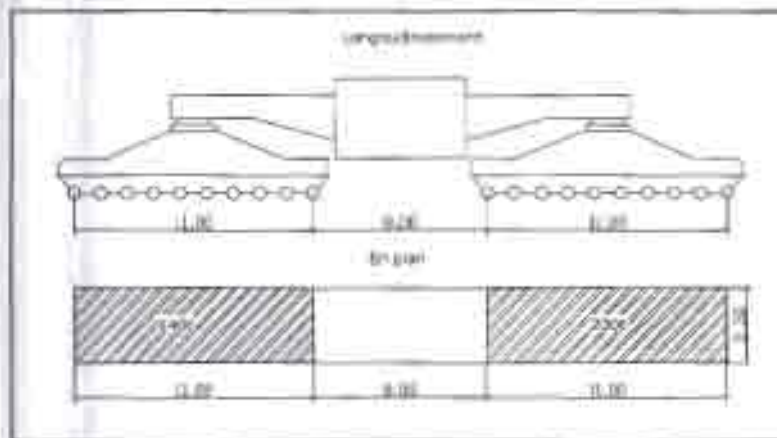


Figure n° : 8

- Le convoi-type E comporte deux remorques supportant chacune 2000 kN, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,30 m de large et 15 m de long ; la distance entre axe des deux (02) rectangles est de 33 m.

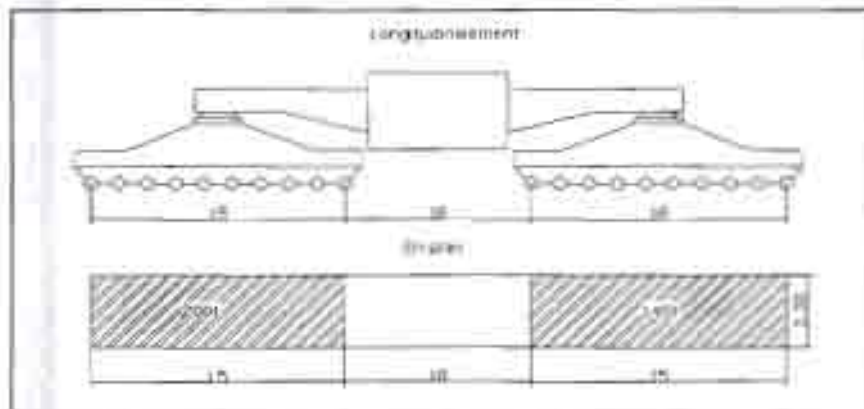


Figure n° : 9

Les charges exceptionnelles ci-dessus citées ne sont pas frappées de majoration dynamique et sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni forces centrifuges.

Pour notre projet, nous ne tiendrons pas compte des charges exceptionnelles pour les mêmes raisons évoquées ci-dessus pour les charges militaires.

b.2. Charges routières sur trottoirs : (cf. fascicule 61 article 11,12 et 13)

Les trottoirs et les pistes cyclables (qui leur sont assimilées) supportent des charges différentes selon le rôle de l'élément structural considéré et selon qu'il s'agisse de ponts portant à la fois une ou des chaussées et un ou des trottoirs, ou des ponts réservés exclusivement à la circulation des piétons et des cycles.

Les charges qui sont utilisées dans la justification des éléments de tablier prennent le nom de charges locales, celles qui servent à la justification des fermes ou poutres maitresses sont appelées charges générales.

- **Charges locales :** il s'agit d'une charge uniforme de $4,5 \text{ kN/m}^2$ supportée par les trottoirs de tous les ouvrages y compris les bandes éventuelles de séparation des chaussées et des pistes cyclables. Elle est disposée tant en longueur qu'en largeur pour produire l'effet maximal envisagé. Les effets peuvent éventuellement se cumuler avec ceux du système B ou des charges militaires.

Sur les trottoirs en bordure d'une chaussée, il y a lieu de disposer dans la position la plus défavorable pour l'élément considéré une roue isolée de 60 kN dont la surface d'impact est un carré de $0,25 \text{ m}$ de côté. Les effets de cette roue ne se cumulent pas avec ceux des autres charges de chaussée ou de trottoirs. Ils sont à prendre en compte uniquement lorsqu'il s'agit d'état-limite ultime.

- **Charges générales :** il s'agit d'une charge uniforme de $1,5 \text{ kN/m}^2$ appliquée (de façon à produire l'effet maximal envisagé) sur les trottoirs en vue de la justification des fermes ou poutres maitresses supportant à la fois une chaussée et un ou des trottoirs.

Dans le sens de la largeur, chaque trottoir est chargé dans sa totalité ; s'il y a deux (02) trottoirs, ils peuvent ne pas être chargés simultanément.

Dans le sens de la longueur, les zones chargées sont choisies de la façon la plus défavorable.

Pour la justification des fermes ou poutres maitresses des ouvrages qui sont destinés à la circulation piétonne et des cycles, on doit disposer une charge uniforme $a(l)$ dont l'intensité est fonction de la longueur chargée (L_c) : $a(l) = 2,00 + \frac{100}{L_c + 100} \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right)$. Dans le sens de la largeur comme de la longueur, les zones chargées sont déterminées de manière à produire l'effet maximal envisagé.

Pour leur prise en compte dans les justifications vis avis des ELU, les charges (locales et générales) de trottoirs sont traitées comme les charges des systèmes A et B ; elles ne sont pas frappées de majoration dynamique.

Pour notre projet :

- Nos poutres maitresses supportent à la fois la chaussée et des trottoirs
⇒ Charges générales = $1,5 \text{ kN/m}^2$
- Charges locales = $4,5 \text{ kN/m}^2$

b.3. Les actions du vent : (cf. fascicule 61 article 14)

Dans les circonstances courantes, on peut admettre, pour évaluer l'action du vent sur les ponts en service, les hypothèses simplificatrices suivantes :

- Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute surface frappée normalement une pression W valant : $W = 2 \text{ kN/m}^2$.
- Lorsque le vent souffle, le pont n'est supposé porter aucune charge de chaussée ou de trottoir et les effets du vent et des charges ne sont pas susceptibles de se cumuler.

Pour notre projet, compte tenu de la position du pont et de l'hôtel, ce dernier produit un effet de masque par rapport à l'action du vent sur le pont. Par conséquent nous ne tiendrons pas compte de l'action du vent sur le pont.

b.4. Les actions de la température

- Variation de température : à partir de la température ambiante dont la valeur est prise égale à 25°C , on envisage les variations suivantes :

- ✓ Une partie rapidement variable de $+10^\circ\text{C}$ -10°C $\Delta T = 20^\circ\text{C}$
- ✓ Une partie lentement variable de $+20^\circ\text{C}$ -10°C $\Delta T = 30^\circ\text{C}$
 $+30^\circ\text{C}$ -20°C $\Delta T = 50^\circ\text{C} / 2 = 25^\circ\text{C}$

D'où il est pris, $\Delta T = 30^\circ$

- Coefficient de dilatation thermique : pour l'acier et le béton, il vaut : $\alpha_T = 12 \times 10^{-6}$

b. 5. Les charges sur les garde-corps : (cf. fascicule 61 article 18)

Il y a lieu de supposer qu'il peut s'exercer sur la main courante d'un garde corps pour piétons une poussée normale horizontale et uniforme q donnée en fonction de la largeur du trottoir b (en m) par la formule : $q = 0,5 (1 + b) \text{ kN/m}$ avec valeur maximale de $q = 2,5 \text{ kN/m}$.

Si le garde - corps est fixé sur les éléments porteurs du trottoir, la poussée q est supposée s'exercer en même temps qu'agit la charge locale de trottoir.

Une charge verticale uniforme de 1 kN/m est supposée susceptible d'être appliquée à la main courante d'un garde-corps ; on suppose également qu'une charge verticale concentrée de 1 kN/m est susceptible d'être appliquée en tout point sur tout élément non vertical du garde corps.

Les effets de ces charges ne sont cumulables ni avec ceux de la poussées horizontale, ni avec ceux des surcharges de trottoirs.

Pour leur prise en compte dans les justifications vis avis des ELU, les charges sur les garde - corps sont traitées comme les charges des systèmes A et B.

Pour notre projet, $q_{\text{horizontale}} = 1,2 \text{ kN/m}$ et $q_{\text{vertical}} = 1 \text{ kN/m}$

2. Résumé des charges variables à considérer

- Charges routières sur chaussée :
 - Système de charges A : $q_A = 11,353 \text{ kN/m}^2$
 - Système de charge Bc avec $b_c = 0,7$
 - Système de charge Br
 - Système de charge Bt avec $b_t = 1,00$
 - Effort de freinage : $f_1 = 138,38 \text{ kN}$ et $f_2 = 300 \text{ kN}$
 - Charges sur remblai d'accès : 10 kN/m^2
- Charges routières sur trottoirs :
 - Générales : $1,5 \text{ kN/m}^2$
 - Locales : $4,5 \text{ kN/m}^2$
- Charges sur garde- corps :
 - Horizontales : $1,2 \text{ kN/m}$
 - Verticales : 1 kN/m

3. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions se feront conformément aux prescriptions du BAEL 91 concernant les ponts-routes (voir en annexe).

- Coefficients de pondération :
 - ✓ Pour les charges permanentes : $\gamma_g = 1,35$
 - ✓ Pour les charges variables :

$$\gamma_q = \begin{cases} 1,2 & \text{pour les charges A et B, centrifuges, de freinage et sur remblais} \\ 1 & \text{pour les autres charges} \end{cases}$$

- Combinaisons :
 - ✓ A l'ELU : $P_u = \gamma_g \times G + \gamma_q \times Q$
 - ✓ A l'ELS : $P_{ser} = G + Q$

Chapitre 4 :

Calcul des éléments

de structures

I. Prédimensionnement

A. Tablier : poutre, entretoises et hourdis

- Nombre de poutres : il est donné en fonction de la largeur du tablier et de l'espacement choisi. Soit un espacement $esp = 2,47$ m, la largeur totale de notre pont étant de 25m, nous aurons 11 poutres.
- Epaisseur h_0 du hourdis : elle doit vérifier la relation suivante : $esp/16 \leq h_0 \leq esp/10$. Nous avons donc : $0,15 \leq h_0 \leq 0,25$; soit un hourdis de hauteur : $h_0 = 0,25$ m.
- Hauteur h de la poutre : elle est choisit pour un élanement optimum vérifiant l'inégalité suivante : $15 \leq l/h \leq 17$ (l = portée de la travée). Nous avons alors : $l/17 \leq h \leq l/15 \Rightarrow 0,71 \leq h \leq 0,8$. Pour limiter la section d'acier, nous optons pour une poutre de hauteur : $h = 1,10$ m.
- Epaisseur b_0 de l'âme de la poutre : elle doit respecter la relation suivante : $0,3d \leq b_0 \leq 0,5d$ avec $d = 0,9h$. Ainsi, nous avons : $0,27 \leq b_0 \leq 0,45$. Soit $b_0 = 0,35$ m.
- La largeur b de la poutre : la largeur de table à prendre en compte pour une poutre en té doit vérifier la relation suivante : $\frac{b-b_0}{2} = \min(\frac{l_i}{10}; \frac{l_t}{2})$ avec : l_i = portée de la travée considérée et l_t = distance entre nus des nervures de deux (02) poutres consécutives. Dans notre cas nous avons donc : $b = \min(\frac{2l_i}{10} + b_0; \frac{2l_t}{2} + b_0) \Rightarrow b = \min(2,75; 2,47)$. Soit une poutre de largeur $b = 2,47$ m.

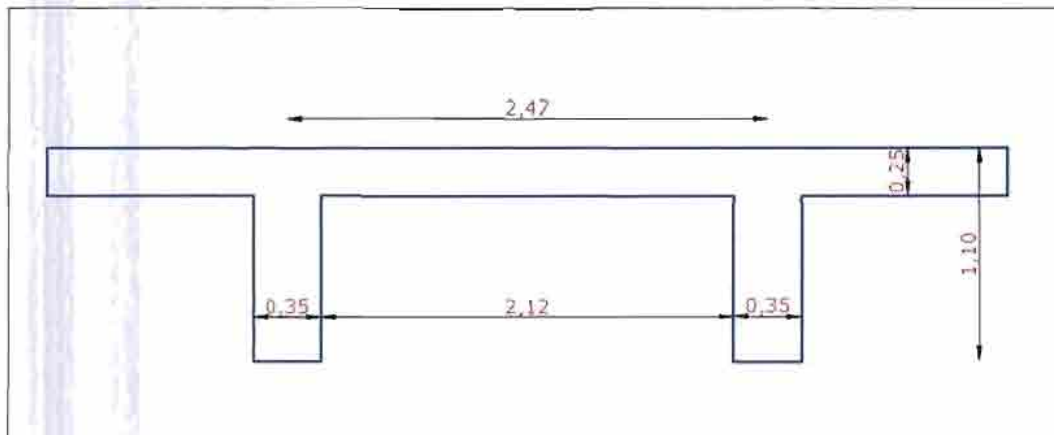


Figure n° : 10

- Nombre d'entretoises : généralement, l'espacement des entretoises est compris entre 3 et 5m. En choisissant 4 entretoises par portée, nous aurons un espacement $espe = 3,6$ m.
- Hauteur h_e de l'entretoise : elle sera prise égale à la retombée des poutres. Soit $h_e = 0,85$ m.
- Largeur b_e de l'entretoise : elle doit respecter la relation suivante : $0,3d \leq b_e \leq 0,5d$ avec $d = 0,9h$. Ainsi nous avons : $0,22 \leq b_e \leq 0,36$. Soit $b_e = 0,30$ m.

B. Appuis

1. Appuis de rive ou culées

D'après les plans architecturaux, les poteaux des culées ont une section rectangulaire (de dimensions a et b avec $a \leq b$).

Nous utiliserons la méthode de l'élançement limite. Soit $\lambda_{\text{limite}} = 35$. Nous devons vérifier la relation suivante : $\lambda = \frac{l_f}{i_{\text{min}}} \leq \lambda_{\text{limite}}$ avec l_f = longueur de flambement fonction des conditions

aux extrémités du poteau et $i_{\text{min}} = \sqrt{\frac{\text{inertie minimale}}{\text{section du poteau}}} = \text{rayon de giration minimal}$.

Pour une section carrée ou rectangulaire, $\lambda = \frac{\sqrt{12} \times l_f}{a}$.

Les poteaux sont encastres en pied et articulés en tête $\Rightarrow l_f = 0,7 l_0$ (l_0 = longueur libre du poteau).

a. Culée du côté de l'hôtel

Les poteaux sont carrés avec une longueur libre $l_0 = 9,185\text{m}$.

Nous avons donc : $a \geq \sqrt{\frac{\sqrt{12} \times l_f}{\lambda_{\text{limite}}}} \Rightarrow a \geq 0,8\text{m}$. Soit une section carrée de côté $a = 0,85\text{m}$.

b. Culée du côté de l'entrée du complexe

Devant résister aux poussées des terres situées en amont et aussi pour protéger les autres appuis contre un éventuel éboulement des terres, cette culée sera constituée d'un voile en béton armé.

La longueur du voile sera égale à la largeur du tablier ; sa hauteur finie (englobant la poutre et toutes les couches de la chaussée) est fonction de la cote finie de la semelle sur lequel il s'appuie.

La hauteur à considérer pour le calcul est celle du mur de front.

D'après Armand CALGARO, l'épaisseur du mur de front em_1 varie entre 0,8 et 1,20m.

Nous choisissons : $em_1 = 1,00\text{m}$. Quant au mur garde grève, son épaisseur em_2 sera déduite de celle du mur de front : $em_2 = \frac{1}{2} em_1 - e_{\text{poutre}}$. Soit : $em_1 = 1,00\text{m}$ et $em_2 = 0,3\text{m}$.

2. Appui intermédiaire ou pile

Selon les plans architecturaux, les colonnes de la pile ont une section rectangulaire avec des demi-cercles aux extrémités ; la longueur libre des colonnes vaut $l_0 = 9,185\text{m}$.

Cette section étant composée, le calcul de l'élançement en vue du prédimensionnement sera précédé de la détermination des caractéristiques géométriques de la section.

Les colonnes étant encastres en pied et articulées en tête $\Rightarrow l_f = 0,7 l_0$.

Dans la suite nous supposons que : $a = 2b$ pour les colonnes intermédiaires et $a = b$ pour les colonnes de rive.

a. Colonnes intermédiaires : (a=2b)

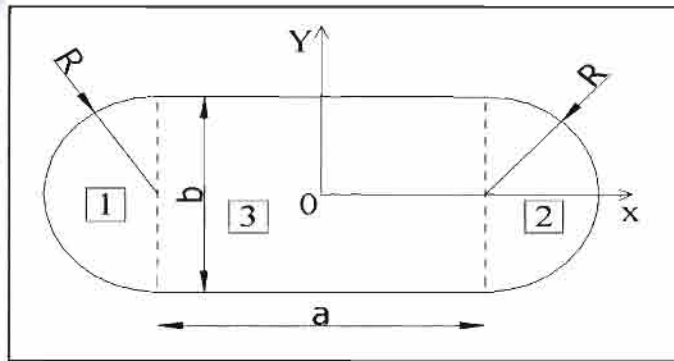


Figure n° : 11

Centre de gravité						
n°	A (m ²)	X _{élémen} (m)	Y _{élémen} (m)	A X _{élémen} (m ³)	A Y _{élémen} (m ³)	
1	$\frac{\pi b^2}{8} \cong 0,39b^2$	$\frac{-b(2+3\pi)}{3\pi} \cong -1,21b$	0	$\frac{-b^3(2+3\pi)}{24} \cong -0,48b^3$	0	
2	$2b^2$	0	0	0	0	
3	$\frac{\pi b^2}{8} \cong 0,39b^2$	$\frac{b(2+3\pi)}{3\pi} \cong 1,21b$	0	$\frac{b^3(2+3\pi)}{24} \cong 0,48b^3$	0	
Total	$B = \frac{b^2(\pi+8)}{4} \cong 2,79b^2$			0	0	
$X_G = \frac{\sum AX_{élément}}{B} \Rightarrow X_G = 0$			$Y_G = \frac{\sum AY_{élément}}{B} \Rightarrow Y_G = 0$			
Moment d'inertie minimal rayon de giration minimal						
n°	I _{x0} (m ⁴)	I _{y0} (m ⁴)	dx (m)	dy (m)	Adx ²	Ady ²
1	$\frac{\pi b^4}{128} \cong 0,02b^4$	$\frac{\pi b^4}{128} \cong 0,02b^4$	1,21b	0	0,57 b ⁴	0
2	$\frac{b^4}{6} \cong 0,17b^4$	$\frac{2b^4}{3} \cong 0,67b^4$	0	0	0	0
3	$\frac{\pi b^4}{128} \cong 0,02b^4$	$\frac{\pi b^4}{128} \cong 0,02b^4$	-1,21b	0	0,57 b ⁴	0
$I_x = \sum(I_{x0} + Ady^2) \Rightarrow I_x = 0,21 b^4$				$I_y = \sum(I_{y0} + Adx^2) \Rightarrow I_y = 1,85 b^4$		
P _{xy} = 0 car Y est un axe de symétrie.						
$R = \sqrt{\frac{(P_{xy})^2 + (I_x - I_y)^2}{4}} \Rightarrow R = 0,82 b^4$				$I_c = \frac{I_x + I_y}{2} \Rightarrow I_c = 1,03 b^4$		
$I_{min} = I_c - R \Rightarrow I_{min} = 0,21 b^4$				$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}} \Rightarrow i_{min} = 0,27 b$		

Tableau n° : 11

Nous avons : $b \geq \frac{If}{0,27\lambda_{lim}} \Rightarrow b \geq 0,68 \text{ m. soit } b = 0,70\text{m et } a = 1,40\text{m.}$

b. Colonne de rive : (a = b)

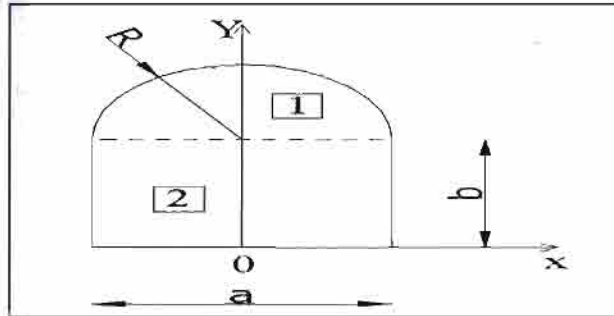


Figure n° : 12

Centre de gravité						
n°	A (m ²)	Y _{élémen} (m)	X _{élémen} (m)	A Y _{élémen} (m ³)	A X _{élémen} (m ³)	
1	$\frac{\pi b^2}{8} \cong 0,39b^2$	$\frac{b(2 + 3\pi)}{3\pi} \cong 1,21b$	0	$\frac{b^3(2 + 3\pi)}{24} \cong 0,48b^3$	0	
2	b ²	$\frac{b}{2} = 0,5b$	0	$\frac{b^3}{2}$	0	
Total	$B = \frac{b^2(\pi + 8)}{8} \cong 1,39b^2$			$\frac{b^3(14 + 3\pi)}{24} \cong 0,98b^3$	0	
$X_G = \frac{\sum AX_{élément}}{B} \Rightarrow X_G = 0$		$Y_G = \frac{\sum AY_{élément}}{B} \Rightarrow Y_G = b \left(\frac{14 + 3\pi}{24 + 3\pi} \right) \cong 0,7b$				
Moment d'inertie minimal rayon de giration minimal						
n°	I _{x0} (m ⁴)	I _{y0} (m ⁴)	dy (m)	dx (m)	Ady ²	Adx ²
1	$\frac{\pi b^4}{128} \cong 0,02b^4$	$\frac{\pi b^4}{128} \cong 0,02b^4$	-0,51b	0	0,1b ⁴	0
2	$\frac{b^4}{12} \cong 0,08b^4$	$\frac{b^4}{12} \cong 0,08b^4$	0,2b	0	0,2 b ⁴	0
$I_x = \sum(I_{x0} + Ady^2) \Rightarrow I_x = 0,4 b^4$			$I_y = \sum(I_{y0} + Adx^2) \Rightarrow I_y = 0,1b^4$			
P _{xy} = 0 car Y est un axe de symétrie.						
$R = \sqrt{\frac{(P_{xy})^2 + (I_x - I_y)^2}{4}} \Rightarrow R = 0,15 b^4$			$I_c = \frac{(I_x + I_y)^2}{2} \Rightarrow I_c = 0,25 b^4$			
$I_{min} = I_c - R \Rightarrow I_{min} = 0,1 b^4$			$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}} \Rightarrow i_{min} = 0,27 b$			

Tableau n° : 12

Nous avons : $b \geq \frac{I_f}{0,27\lambda_{lim}} \Rightarrow b \geq 0,68 \text{ m. soit } b = a = 0,70\text{m.}$

3. Nombre de poteaux ou colonnes sur file d'appui

Ce nombre est trouvé en fonction du plus grand côté du poteau ou de la colonne et de l'encombrement de la file d'appui. Le tableau ci-dessous résume le nombre de poteaux et les divers espacements adoptés.

	Largeur (m)	nombre	Espacements intermédiaires (m)	Espacements d'about (m)
Pile	0,70	4	7,75	5,47
Culée du côté de l'hôtel	0,85	5	4,08	6,30

Tableau n° : 13

4. Chevêtres

Ils seront dimensionnés comme des poutres en prenant pour largeur minimale le petit côté des appuis selon le cas. La hauteur quant à elle sera fonction de la distance maximale nu à nu entre les poteaux et les colonnes des culées et piles ; La relation suivante doit être vérifiée: $\frac{l}{12} \leq h \leq \frac{l}{8}$ avec l = portée maximale nu à nu du chevêtre.

Largeurs des poteaux ou colonnes	Largeur minimale du chevêtre	Hauteur du chevêtre
0,70 m	0,70 m	0,8 m
0,85 m	0,85 m	0,8 m

Tableau n° : 14

Pour faciliter la mise en œuvre et économiser les sections d'armature, nous prendrons une section de $(1,20 \times 1,00) \text{ m}^2$ pour le chevêtres de la culée côté hôtel et de $(1,30 \times 1,20) \text{ m}^2$ pour celui de la pile.

II. Dimensionnement manuel

A. Tablier

1. Evaluation des charges

a. Sur la dalle de compression

Les dimensions d'un panneau de dalle sont : $l_x = 2,12\text{m}$ et $l_y = 3,60\text{m} \Rightarrow \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,6 \geq 0,4$.

Par conséquent les panneaux de dalle portent dans les deux directions et sont continus.

a. 1. Charges permanentes

Charges	Poids propre de la dalle	revêtement	Poids du plan d'eau	Poids de l'eau
Panneau de trottoir et intermédiaire	6,25 kN/m ²	1,6 kN/m ²	0	0
Panneau sous le plan d'eau	6,25 kN/m ²	0	16,32 kN/m ²	2,36 kN/m ²

2. Charges variables

Tableau n° : 15

Panneau situé sous le plan d'eau : aucunes charges variables				
Panneau de chaussée hors du plan d'eau				
Surcharge A	Surcharge Bc		Surcharge Br	Surcharge Bt
11,353 kN/m ²	60 kN pour l'essieu avant	120 kN pour l'essieu arrière	100 kN	160 kN
Panneau de trottoir : Charges locales de trottoirs = 4,5kN/m ²				

Tableau n° : 16

a. 3. Coefficient de majoration dynamique δ : $\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{G}{S}}$

$$G = [\text{portée}_{\text{poutre}} \times (P_{\text{dalle}} + P_{\text{gardecorps}})] + [l_{\text{ext. plan d'eau}} \times (P + \text{revet.})_{\text{plan d'eau}}] + [\text{revet.}_{\text{hors plan d'eau}} \times (\text{portée}_{\text{poutre}} - l_{\text{ext. plan d'eau}})] + [P_{\text{eau}} \times l_{\text{int. plan d'eau}}]$$

$$G = [12 \times (156,25 + 20,25)] + (114,25 \times 3) + (28 \times 3) + (39,2 \times 9) + (15,8 \times 2,7)$$

$$\Rightarrow G = 2951,73 \text{ kN.}$$

La portée la plus défavorable est celle comportant le plan d'eau.

Pour le système Bc, la situation la plus défavorable est obtenue en plaçant transversalement 2 files de camions de part et d'autre du plan d'eau et longitudinalement 2 essieux de 60 kN et 2 autres de 120 kN. Quant au système Bt, la situation la plus défavorable est celle avec 2 tandems de part et d'autre du plan d'eau. Nous avons alors :

$$S = \max(Bt \times bt; Bc \times bc; Br) \text{ avec: } bt = 1; bc = 0,7; Bt = 80 \text{ kN/roue}$$

$$\Rightarrow S = \max (1280\text{kN}; 1008 \text{ kN}, 100\text{kN}) \Rightarrow S = 1280 \text{ kN.}$$

$$\Rightarrow \delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 12} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{2951,73}{1280}} \Rightarrow \delta = 1,18$$

b. Sur les entretoises

b. 1. charges permanentes

Charges	Poids propre de la dalle	Poids propre de l'entretoise	revêtement	Poids du plan d'eau	Poids de l'eau
Entretoise de rive	6,25 kN/m ²	7,44 kN/ml	1,6 kN/m ²	0	0
Entretoise intermédiaire	6,25 kN/m ²	7,44 kN/ml	1,6 kN/m ²	16,32 kN/m ²	2,36 kN/m ²

Tableau n° : 17

b. 2. charges variables

Surcharge A	Surcharge Bc	Surcharge Br	Surcharge Bt	Charges locales de trottoirs
11,353 kN/m ²	60kN/ roue	100 kN	640 kN	4,5kN/m ²

Tableau n° : 18

b. 3. Coefficient de majoration dynamique δ : la valeur à considérer est identique à celle des poutres calculée ci-dessous.

c. Sur les poutres

c. 1. Charges permanentes

Eléments du tablier	nombre	Surface ou volume (m ² ou m ³)	Poids Volumique (kN/m ³)	Charge linéique ou ponctuelle
Retombée de poutre	11	3,27	25	81,82 kN/ml
Dalle de compression	1	6,25	25	156,25 kN/ml
Garde- corps	2	0,81	25	20,25 kN/ml
Plan d'eau	1	4,57	25	114,25 kN/ml
Poids de l'eau dans le plan d'eau	1	1,58	10	15,8 kN/ml
Revêtement au niveau du plan d'eau	1	1,4	20	28 kN/ml
Revêtement hors du plan d'eau	1	1,96	20	39,2 kN/ml
Entretoise	1	5,41	25	135,15 kN

2. Charges variables

Tableau n° : 19

➤ Système de charges A :

- Hors du plan d'eau : $q_1 = q_A \times lc \Rightarrow q_1 = 240,91 \text{ kN/ml}$
- Au niveau du plan d'eau : $q_1 = q_A \times (lc - l_{\text{plan d'eau}}) \Rightarrow q'_1 = 161,44\text{kN/ml}$

➤ Système de charge B

• Coefficient de majoration dynamique δ : $\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{G}{S}}$

$$G = [12 \times (81,8125 + 156,25 + 20,25)] + (114,25 \times 3) + (12 \times 25 - 3 \times 6,6) \times 0,008 \times 20 + (15,8 \times 2,7)$$

$$\Rightarrow G = 3933,48 \text{ kN}$$

Les considérations faites pour le calcul de S sont les mêmes que précédemment $\Rightarrow S = 1280 \text{ kN}$.

$$\Rightarrow \delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 12} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{3933,48}{1280}} \Rightarrow \delta = 1,16$$

• Système de charges Bt, Br et Bc : confère la définition des charges ci-dessus au chapitre 3.

➤ Charges sur trottoir : Il s'agit des charges générales : $q_s = 1,5 \times 2,8 \Rightarrow q_s = 4,2 \text{ kN/ml}$.

2. Calcul des sollicitations

a. Sur la dalle de compression

De façon générale, la répartition des charges est la suivante :

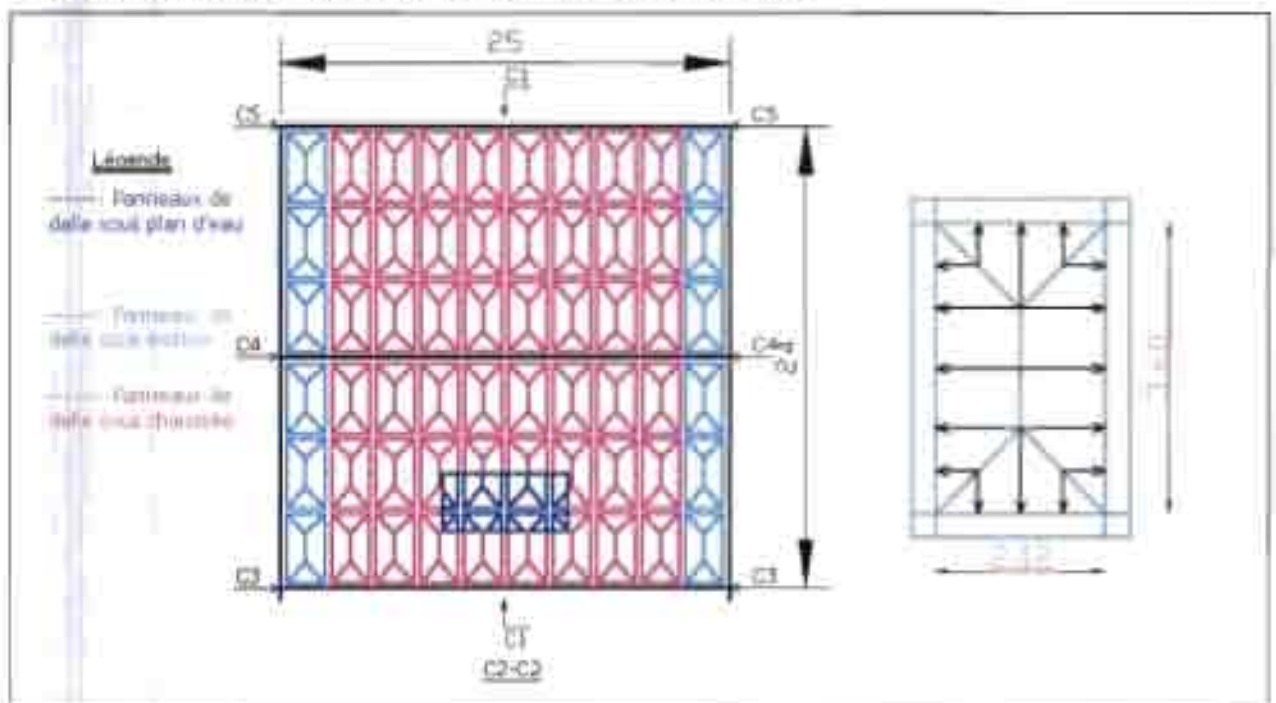


Figure n° : 13

D'après la figure n°13 ci-dessus, il n'y a pas de panneaux entiers sous le plan d'eau par conséquent, nous n'en tiendrons pas compte dans la suite.

a. 1. Sous charges permanentes

➤ Coefficients μ_x et μ_y

D'après les tables de J.P MOUGIN sur les dalles rectangulaires uniformément chargées et articulées sur leur contour, nous avons les valeurs suivantes à l'ELS (pour $\alpha = 0,6$) :

$$\mu_x = 0,0870 \text{ et } \mu_y = 0,4672.$$

➤ Calcul de Mox et Moy pour les deux (02) types de panneaux

$Mox = \mu_x \times P \times lx^2$ et $Moy = \mu_y Mox$ avec $P = 7,85 \text{ kN/m}^2$

$\Rightarrow Mox = 3,07 \text{ kN.m/ml}$ et $Moy = 1,43 \text{ kN.m/ml}$.

➤ Calcul des moments sur appuis (Ma) et en travées (Mt)

(Tous les moments calculés ci-dessus sont en kN.m/ml)

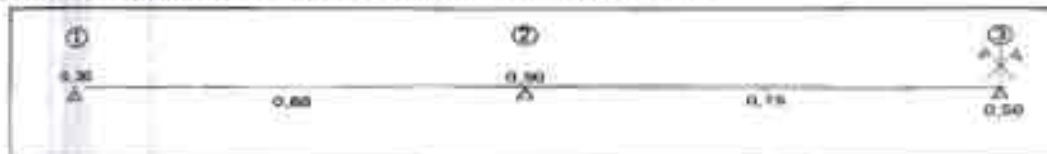


Figure n° : 14

• Panneau de rive ou de trottoir : $Mt(x/y) = 0,85 Mo(x/y)$; $Mag(x/y) = -0,3 Mo(x/y)$;

$Mad(x/y) = -0,5 Mo(x/y)$

• Panneau intermédiaire : $Mt(x/y) = 0,75 Mo(x/y)$; $Mag(x/y) = Mad(x/y) = -0,5 Mo(x/y)$

Le tableau suivant donne les différentes valeurs trouvées.

Moments	Mtx	Mty	Magx	Magy	Madx	Mady
Panneau de rive	2,61	1,22	-0,92	-0,43	-1,54	-0,72
Panneau intermédiaire	2,30	1,07	-1,54	-0,72	-1,54	-0,72

Tableau n° : 20

➤ Calcul de l'effort tranchant Vx et Vy

Pour $\alpha \geq 0,4$ on a : $Vx = \frac{P lx ly}{lx + 2 ly}$ et $Vy = \frac{P ly}{3}$ $\Rightarrow Vx = 6,43 \text{ kN/ml}$ et $Vy = 5,55 \text{ kN/ml}$.

a. 2. Sous charges d'exploitation

➤ Panneau de rive : $P = 4,5 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow Mox = 1,76 \text{ kN.m/ml}$ et $Moy = 0,82 \text{ kN.m/ml}$.

Les moments sur appuis et en travées ainsi que les efforts tranchants sont calculés comme précédemment ; les résultats sont consignés dans le tableau suivant (toutes les valeurs sont en kN.m/ml pour M et en kN/ml pour V):

Mtx	Mty	Magx	Magy	Madx	Mady	Vx	Vy
1,5	0,70	-0,53	-0,25	-0,88	-0,41	3,68	3,18

Tableau n° : 21

➤ **Panneau intermédiaire**

▪ **Surcharge A** : $P = 11,353 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow M_{ox} = 4,44 \text{ kN.m/ml}$ et $M_{oy} = 2,07 \text{ kN.m/ml}$.

La surcharge étant toujours uniformément répartie, les formules précédentes sont toujours valables. Les valeurs de M_x et M_y (en kN.m/ml) et celles de V_x et V_y (en kN/ml) sont alors les suivantes :

M_{tx}	M_{ty}	M_{agx}	M_{agy}	M_{adx}	M_{ady}	V_x	V_y
3,33	1,55	-2,22	-1,04	-2,22	-1,04	9,30	8,02

Tableau n° : 22

▪ **Surcharge Bc** : cas d'une seule roue avant

✓ **Rectangle d'impact de dimensions a et b:**

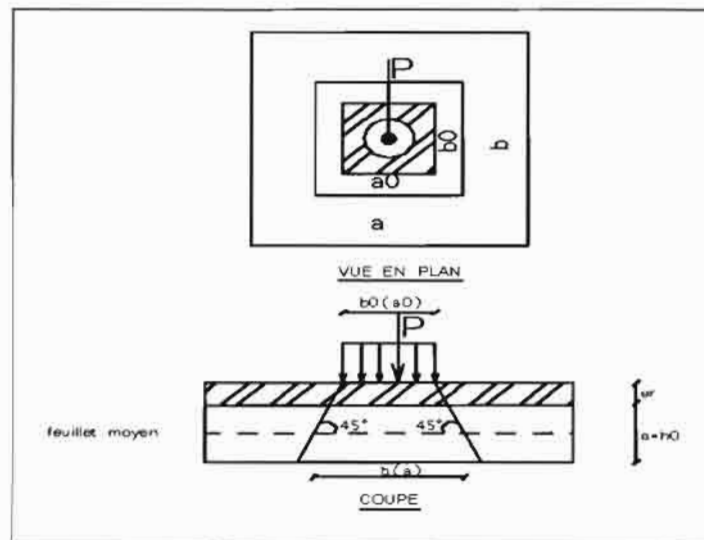


Figure n° : 15

$a = a_0 + e + 2\xi e_r$ et $b = b_0 + e + 2\xi e$ avec : $e = h_0 = 0,25 \text{ m}$; $e_r = \text{épaisseur du revêtement} = 0,08 \text{ m}$;
 $\xi = \text{coefficient fonction de la nature du matériau utilisé pour le revêtement : revêtement en béton :}$
 $\xi = 1$; autre revêtement moins dur : $\xi = 0,75$. Dans notre cas, nous prendrons $\xi = 0,75$.

Pour la surcharge Bc : roue avant ($P = 30 \text{ kN}$) : $a_0 = 0,20 \text{ m}$ et $b_0 = 0,20 \text{ m} \Rightarrow a = b = 0,57 \text{ m}$

✓ **Valeurs des moments**

Valeurs de M_{ox} et M_{oy} d'après les abaques de MOUGIN pour $\alpha = 0,6$						
	$\rho = \frac{a_0}{l_x}$	$\beta = \frac{b_0}{l_y}$	M_1	M_2	$M_{ox} = P (M_1 + 0,2 M_2)$	$M_{oy} = P (M_2 + 0,2 M_1)$
Roue avant	0,09	0,06	0,26	0,20	9 kN.m	7,56 kN.m
Valeurs des moments en travées et sur appuis (kN.m)						
M_{tx}	M_{ty}	M_{agx}	M_{agy}	M_{adx}	M_{ady}	
6,75	5,67	-4,5	-3,78	-4,5	-3,78	

Tableau n° : 23

✓ **Effort tranchant** : $V_a = \frac{P}{2a+b}$ et $V_b = \frac{P}{3a} \Rightarrow$ pour la roue avant : $V_a = V_b = 17,54$ kN.

• **Surcharge Be** : cas de 02 roues arrière

Chaque roue exerce une charge ponctuelle $P = 60$ kN. Nous avons donc deux charges ponctuelles agissant sur des rectangles homothétiques excentrés de dimensions chacun : $a_0 = b_0 = 0,25$ m et espacés de $d = 1,5$ m. L'effet maximum sera donc trouvé en considérant :

- d'une part l'effet d'une charge ponctuelle équivalente $P_1 = 480$ kN agissant sur un rectangle concentrique centré de dimensions : $a_0 = 0,25$ m et $b_0 = d + b_0 = 1,75$ m
- et d'autre part, l'effet d'une autre charge ponctuelle $P_2 = 360$ kN agissant sur un rectangle concentrique centré de dimensions : $a_0 = 0,25$ m et $b_0 = d = 1,5$ m.

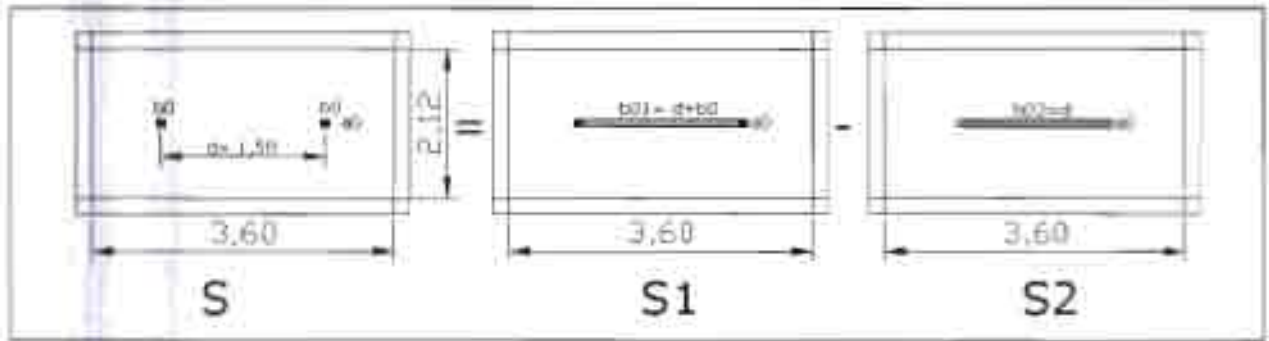


Figure n° : 16

L'étude et les résultats trouvés sont consignés dans le tableau ci-dessous.

Rectangle d'impact								
cas	a_0 (m)	b_0 (m)	a (m)	b (m)	P' (kN)			
S1	0,25	1,75	0,62	2,12	420			
S2	0,25	1,25	0,62	1,62	300			
Valeurs de M_{ox} , M_{oy} (kN.m) et V_a et V_b (kN)								
Cas	$\beta = \frac{a_0}{a}$	$\beta = \frac{b_0}{b}$	M_1	M_2	$M_{ox} = P' (M_1 + 0,2 M_2)$	$M_{oy} = P' (M_2 + 0,2 M_1)$	$V_a = \frac{P'}{2a+b}$	$V_b = \frac{P'}{3a}$
S1	0,12	0,09	0,174	0,064	78,46	41,50	125	225,81
S2	0,12	0,35	0,185	0,076	60,06	33,90	104,90	161,29
S + S1 - S2					18,40	7,60	20,1	64,52
Valeurs des M_{ix} et M_{iy} (kN.m)								
M_{ix}	M_{iy}	M_{max}	M_{oy}	M_{mix}	M_{my}			
13,80	5,70	-9,20	-3,80	-9,20	-3,80			

Tableau n° : 24

▪ **Surcharge Bt :**

Nous sommes dans le même cas que la surcharge Bc avec deux roues arrière. Ici, pour chaque roue nous avons $P = 80 \text{ kN}$ sur un rectangle concentrique de dimension $a_0 = 0,6 \text{ m}$ et $b_0 = 0,3 \text{ m}$; la distance séparant les deux (02) roues vaut $d = 1,35 \text{ m}$. Les charges équivalentes des 02 systèmes à étudier valent donc $P_1 = 346,67 \text{ kN}$ et $P_2 = 240 \text{ kN}$.

L'étude et les résultats trouvés sont consignés dans le tableau ci-dessous.

Rectangle d'impact								
cas	ao (m)	bo (m)	a (m)	b (m)	P' (kN)			
S1	0,6	1,60	0,97	1,97	512			
S2	0,6	1,10	0,97	1,47	352			
Valeurs de Mox, Moy (kN.m) et Va et Vb (kN)								
Cas	$\rho = \frac{a_0}{l_x}$	$\beta = \frac{b_0}{l_y}$	M ₁	M ₂	Mox = P' (M ₁ + 0,2 M ₂)	Moy = P' (M ₂ + 0,2 M ₁)	Va = $\frac{P'}{2a+b}$	Vb = $\frac{P'}{3a}$
S1	0,28	0,44	0,145	0,059	80,28	45,06	130,95	175,95
S2	0,28	0,31	0,160	0,088	62,52	42,24	103,23	120,96
S = S1 - S2					17,76	2,82	27,72	54,99
Valeurs des Mtx et Mty (kN.m)								
Mtx	Mty	Magx	Magy	Madx	Mady			
13,32	2,12	-8,88	-1,41	-8,88	-1,41			

Tableau n° : 25

▪ **Surcharge Br :** $P = 100 \text{ kN}$; $a_0 = 0,6 \text{ m}$ et $b_0 = 0,3 \text{ m} \Rightarrow a = 0,92 \text{ m}$ et $b = 0,62 \text{ m}$.

Les valeurs des moments et efforts tranchants sont consignées dans le tableau suivant :

Valeurs de Mox, Moy (kN.m) et Va et Vb (kN)							
$\rho = \frac{a_0}{l_x}$	$\beta = \frac{b_0}{l_y}$	M ₁	M ₂	Mox = P (M ₁ + 0,2 M ₂)	Moy = P (M ₂ + 0,2 M ₁)	Va = $\frac{P}{2a+b}$	Vb = $\frac{P}{3a}$
0,28	0,08	0,184	0,187	22,14 kN.m	22,38 kN.m	40,65 kN	36,23 kN
Valeurs des Mtx et Mty (kN.m)							
Mtx	Mty	Magx	Magy	Madx	Mady		
16,61	16,79	-11,07	-11,19	-11,07	-11,19		

Tableau n° : 26

a. 3. Résumé des sollicitations sous charges variables sur la dalle (panneau intermédiaire)

Types de surcharges	Mtx	Mty	Max	May	Vx	Vy
A	3,33	1,55	-2,22	-1,04	3,68	3,18
Bc : 01 roue avant	6,75	5,67	-4,5	-3,78	17,54	17,54
Bc : 02 roues arrière	13,80	5,70	-9,20	-3,80	20,1	64,52
Bt	13,32	2,12	-8,88	-1,41	27,72	54,99
Br	16,61	16,79	-11,07	-11,19	40,65	36,23

Tableau n° : 27

Le cas le plus défavorable à considérer pour le dimensionnement BA est le système de charges Br combiné avec le système Bc cas de deux roues pour l'effort tranchant en y. En appliquant la majoration dynamique ($\delta = 1,18$), on obtient les valeurs suivantes :

Valeurs des sollicitations majorées	Mtx	Mty	Max	May	Vx	Vy
sous Br et Bc	19,60	19,81	-13,06	-13,20	47,97	76,13

b. Sur les entretoises

Tableau n° : 28

D'après l'évaluation des charges faite sur les entretoises ci-dessus, l'entretoise la plus chargée est celle intermédiaire.

b.1. Sous charge permanente : $g = g_1 + g_2 + g_3$

D'après la répartition des charges faite sur la dalle précédemment, le schéma mécanique de l'entretoise la plus chargée sous charges permanentes est la suivante :

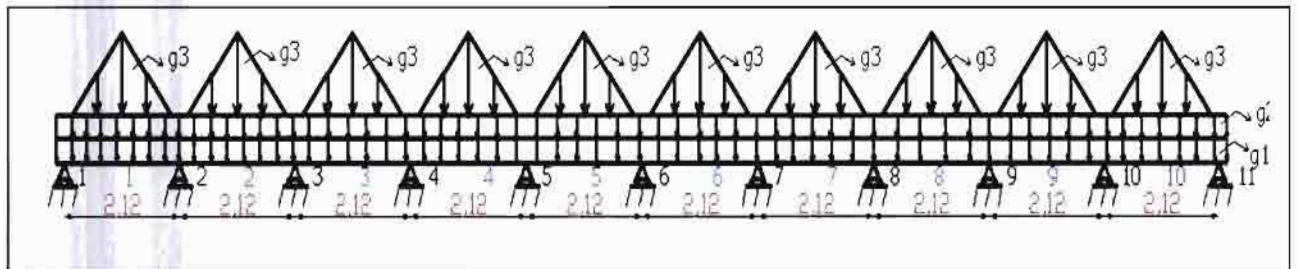


Figure n° : 17

Avec $g_1 =$ poids propre de l'entretoise = 6,375 kN/ml

$g_2 =$ poids propre du revêtement sous l'entretoise = $1,6 \times 0,3 = 0,48$ kN/ml

$g_3 =$ poids propre de la dalle et du revêtement = $\frac{2,12(6,25 + 1,6)}{2} \Rightarrow g_3 = 8,321$ kN/ml

Pour simplifier le travail, nous déterminerons d'abord les efforts sous g_1 et g_2 , ensuite sous g_3 .

La méthode utilisée est celle de Caquot et nous suivrons les étapes suivantes :

- Déterminer les moments isostatiques M_0 puis les moments sur appuis
- Déterminer les moments en travées et les efforts tranchants

➤ Moments isostatiques M_o : nous avons des travées identiques de portées $L = 2,12m$

- Sous g_1 et g_2 : $M_{o1} = \frac{(g_1+g_2)L^2}{8} \Rightarrow M_o = 3,85 \text{ kN.m}$
- Sous g_3 : $M_{o2} = \frac{g_3 L^2}{12} \Rightarrow M_o = 3,12 \text{ kN.m}$
- Sous g : $M_o = M_{o1} + M_{o2} \Rightarrow M_o = 6,97 \text{ kN.m}$

➤ Moments sur appuis M_a : $l = L$ si travée de rive et $l = 0,8L$ sinon

- Sous g_1 et g_2 : $M_{a_{rive}} = 0$; $M_{a_i} = \frac{-(g_1+g_2)((l_i)^3+(l_{i+1})^3)}{8,5(l_i+l_{i+1})}$
- Sous g_3 :
 - $M_{a1} = M_{a11} = 0$
 - $M_{a_{g2}} = M_{a_{g10}} = -0,147 \times g_3 \frac{(l_{i-1})^2}{l_{i-1}+l_i}$ et $M_{a_{d2}} = M_{a_{d10}} = -0,1216 \times g_3 \frac{(l_i)^2}{l_{i-1}+l_i}$
 - $M_{a_{g3-9}} = -0,1216 \times g_3 \frac{(l_{i-1})^2}{l_{i-1}+l_i}$ et $M_{a_{d3-9}} = -0,1216 \times g_3 \frac{(l_i)^2}{l_{i-1}+l_i}$

Les résultats figurent dans le tableau suivant : (toutes les valeurs ci-dessous sont en kN.m) :

	Appuis de rive I et II	Appuis voisins des appuis de rive : 2 et 10	Appuis Intermédiaires : 3 à 9
$M_{a_{gauche}}$ (M_{a_g} sous g_3)	0	-1,44	-0,858
$M_{a_{droite}}$ (M_{a_d} sous g_3)	0	-0,763	-0,858
M_a sous g_3	0	-2,203	-1,716
M_a sous g_1 et g_2	0	-3,04	-2,32
M_a sous g	0	-5,244	-4,036

Tableau n° : 29

➤ Moments en travée M_t sous g : $M_{t_i} \geq M_o + \frac{1}{2} (M_{a_{i-1}} + M_{a_i})$

Les résultats sont dans le tableau ci-dessus (toutes les valeurs de moments sont en kN.m).

	Travée de rive : I et 10	Travées voisines des travées de rive : 2 et 9	Travées intermédiaires : 3 à 8
M_o	6,97	6,97	6,97
$M_{a_{i-1}}$	0	-5,244	-4,036
M_{a_i}	-5,244	-4,036	-4,036
M_t	4,348	2,33	2,934

Tableau n° : 30

➤ Efforts tranchants sous g :

$$- V_1 = - V_{11} = \frac{L(g1+g2)}{2} + \frac{g^3 L}{4}$$

$$- V_2 = - V_{10} = L(g1 + g2) + \frac{g^3 L}{4} + \frac{Ma_2}{L}$$

$$- V_{i \rightarrow j} = \pm (L(g1 + g2) + \frac{g^3 L}{2})$$

	Appuis de rive I et II	Appuis voisins des appuis de rive : 2 et 10	Appuis Intermédiaires : 3 à 9
V

Tableau n° : 31

b. 2. Sous charges variables

Avec les charges variables sur les entretoises définies si dessus, plusieurs cas de charges sont à prendre en compte ; la charge de trottoir sera associée avec les autres pour obtenir les différents chargements.

Les cas les plus défavorables sont obtenus lorsque les deux trottoirs et la chaussée sont chargés simultanément.

Les résultats de chaque étude sont consignés dans les tableaux suivants (les valeurs des moments sont en kN.m et ceux des efforts tranchants en kN).

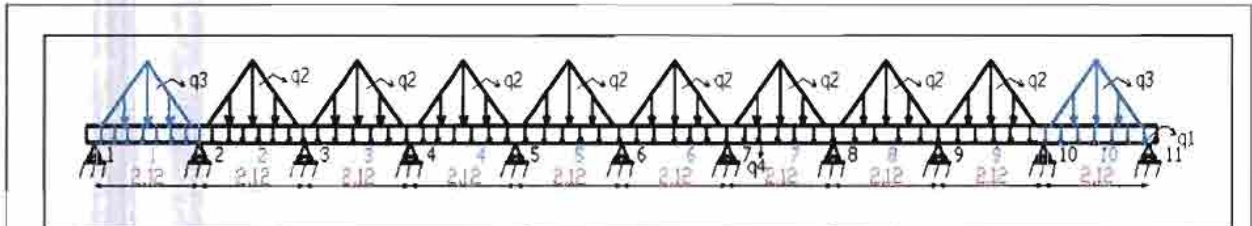
➤ Charges de trottoirs et surcharge A

$$q_1 = \text{charge de trottoir sous l'entretoise} : q_1 = 4,5 \times 0,3 \Rightarrow q_1 = 1,35 \text{ kN/ml}$$

$$q_2 = \text{Surcharge A} : q_2 = \frac{11,353 \times 2,12}{2} \Rightarrow q_2 = 12,05 \text{ kN/ml}$$

$$q_3 = \text{charge de trottoir} : q_3 = \frac{4,5 \times 2,12}{2} \Rightarrow q_3 = 4,77 \text{ kN/ml}$$

$$q_4 = \text{surcharge A sous l'entretoise} : q_4 = 11,353 \times 0,3 \Rightarrow q_4 = 3,41 \text{ kN/ml}$$



N° travée	Mag	Mad	Mt	Vg	Vd
1	0	-3,90	2,24	3,67	-5,80
2	-3,90	-5,43	4,17	11,1	-11,74
3	-5,43	-5,49	4,23	12,01	-11,88
4	-5,49	-5,58	4,36	12,05	-12,09
5	-5,58	-5,58	4,36	12,10	-12,09
6	-5,58	-5,58	4,36	12,09	-12,10
7	-5,58	-5,49	4,36	12,09	-12,05
8	-5,49	-5,43	4,23	11,88	-12,01
9	-5,43	-3,90	4,17	11,74	-11,10
10	-3,90	0	2,24	5,80	-3,67

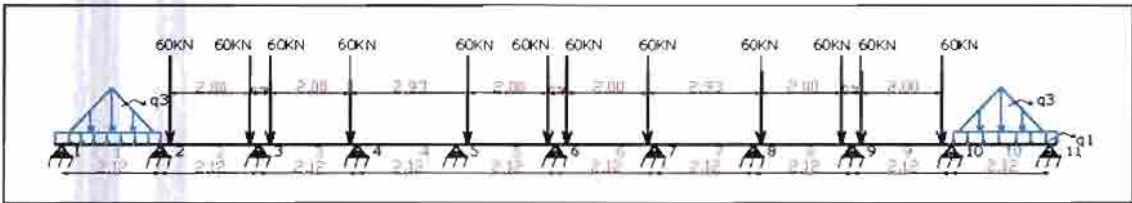
Tableau n° : 32

➤ Charges de trottoirs et surcharge Bc

$$q_1 = \text{charge de trottoir sous l'entretoise} : q_1 = 4,5 \times 0,3 \Rightarrow q_1 = 1,35 \text{ kN/ml}$$

$$q_3 = \text{charge de trottoir} : q_3 = \frac{4,5 \times 2,12}{2} \Rightarrow q_3 = 4,77 \text{ kN/ml}$$

En appliquant la majoration dynamique ($\delta = 1,16$) et le coefficient bc ($bc = 0,7$) sur les charges Bc, les charges ponctuelles de 60 kN deviennent égales à 48,72 kN.



N° travée	Mag	Mad	Mt	Vg	Vd
1	0	-6,44	-3,60	4,85	-7,00
2	-6,44	-14,80	-8,15	46,33	-12,09
3	-14,80	-15,47	17,59	107,25	-21,56
4	-15,47	-9,59	11,44	44,87	-58,43
5	-9,59	-5,78	5,91	9,77	-45,70
6	-5,78	-7,69	-5,05	-5,44	-5,44
7	-7,69	-14,43	11,59	57,29	-44,83
8	-14,43	-10,43	14,27	18,63	-37,00
9	-10,43	-6,47	-5,42	9,51	-46,39
10	-6,47	0	-3,61	7,01	-4,34

Tableau n° : 33

➤ Charges de trottoirs + surcharge Bt et charges de trottoirs + surcharge Br

- Pour Bt : sur les chaussées supportant au moins deux (02) voies, le nombre maximum de tandem à placer est limité à deux (02). Ce cas de charge n'étant pas aussi défavorable que ceux étudiés ci-dessous, nous n'allons pas l'étudier.
- Pour Br : ce cas de charge n'est pas étudié pour les éléments fléchis.

Pour résumer, les sollicitations sous charges variables à considérer pour le dimensionnement BA des entretoises sont celles obtenus sous Bc combinée avec la surcharge de trottoir.

Le tableau suivant résume les sollicitations sur l'entretoise.

	MaG (kN.m)	Maq (kN.m)	MtG (kN.m)	Mtq (kN.m)	VG (kN)	Vq (kN)
Rive	0	0	4,348	-3,60	16,09	-7,00
Voisins de rive	-5,244	-6,44	2,33	-8,15	16,47	46,33
intermédiaires	-4,036	-15,47	2,934	17,59	23,35	107,25
Valeurs maximales à retenir pour le calcul BA						
	Ma (kN.m)		Mt (kN.m)		V (kN)	
A l'ELS	-19,136		20,224 / -5,68		128,75	

Tableau n° : 34

c. Sur les poutres

La poutre considérée se situe dans la travée ne comportant pas de plan d'eau.

c. 1. Sous charges permanentes :

Soient g et p ces charges permanentes. D'après le tableau n° 19 précédent nous avons :

$$g = P_p(\text{Retenue} + \text{dalle} + \text{revêtement} + \text{garde corps}) \Rightarrow g = 81,82 + 156,25 + 39,2 + 20,25 \Rightarrow g = 297,52 \text{ kN/ml}$$

$$P = \text{réaction de l'entretoise sur la poutre} \Rightarrow P = 135,15 \text{ kN}$$



Figure n° : 18

$$\text{Le moment est donné par : } M = \left(\frac{g l^2}{8} + p a \right) \Rightarrow M = 5618,02 \text{ kN.m}$$

$$\text{Quant à l'effort tranchant, il vaut : } V = \pm \left(\frac{g l}{2} + 2P \right) \Rightarrow V = \pm 2010,792 \text{ kN}$$

c. 2. Sous charges variables :

➤ Surcharge A : le moment vaut : $M = \frac{q_1 l^2}{8}$ et l'effort tranchant $V = \frac{q_1 l}{2}$

avec $q_1 = 240,91 \text{ kN/ml}$. On a alors: $M = 4122,27 \text{ kN.m}$ et $V = 1409,32 \text{ kN}$.

➤ Surcharge de trottoirs : le moment vaut : $M = \frac{q_3 l^2}{8}$ et l'effort tranchant $V = \frac{q_3 l}{2}$

avec $q_3 = 4,2 \text{ kN/ml}$. On a alors: $M = 71,87 \text{ kN.m}$ et $V = 24,57 \text{ kN}$.

➤ Surcharge B1 et B2 : elles ne seront pas étudiées pour les mêmes raisons évoquées précédemment pour les entretoises.

➤ Surcharge Bc : la méthode utilisée pour trouver les sollicitations est celle des lignes d'influences.

Compte tenu de la portée de nos poutres, il ne peut y avoir qu'un seul camion de type Bc.

Toutes les positions plausibles d'une file de roues du camion sur la poutre peuvent se résumer en trois cas :

- cas où l'essieu avant (q_2) est seul sur la poutre
- cas où nous avons un essieu avant (q_2) et un essieu arrière (q_3)
- et enfin, le cas où les trois (03) essieux (q_2, q_3, q_4) sont présents sur la poutre.

Soit **a** la distance entre le premier appui et l'essieu avant et **b** celle entre le premier appui et le second ou le dernier essieu selon le cas. En prenant un pas de 0,5m, nous allons faire varier a et b et déterminer la position qui donne le moment maximal selon chaque cas.

Les valeurs de q2, q3 et q4 utilisées ci dessous sont celles des roues d'une file.

Cas 1 : q2 = 30 kN

Les positions de a varient de 0 à 4,5m et b est nul. Le schéma mécanique est le suivant :

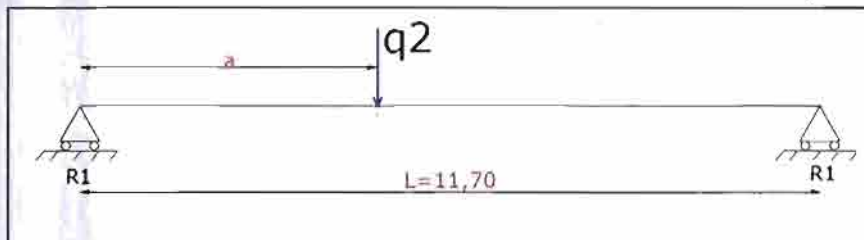


Figure n° : 19

Les expressions des moments fléchissant et efforts tranchant maximaux en fonction de a sont

donnés par : $M_{\max}(\text{kN.m}) = \frac{q_2 a(L-a)}{L}$; $T_1(\text{kN}) = q_2 \left(1 - \frac{a}{L}\right)$; $T_2(\text{kN}) = \frac{-q_2 a}{L}$

a (m)	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5
R1 = T1	30,00	28,72	27,44	26,15	24,87	23,59	22,31	21,03	19,74	18,46
R2 = -T2	0,00	1,28	2,56	3,85	5,13	6,41	7,69	8,97	10,26	11,54
Mmax	0,00	14,359	27,436	39,231	49,744	58,974	66,923	73,950	78,974	83,077

Tableau n° : 35

▪ Cas 2 : q3 = 60 kN et q2 = 30 kN

Les positions de a varient de 4,5 à 6 m et b de 0 à 1,5 m. Le schéma mécanique est le suivant :

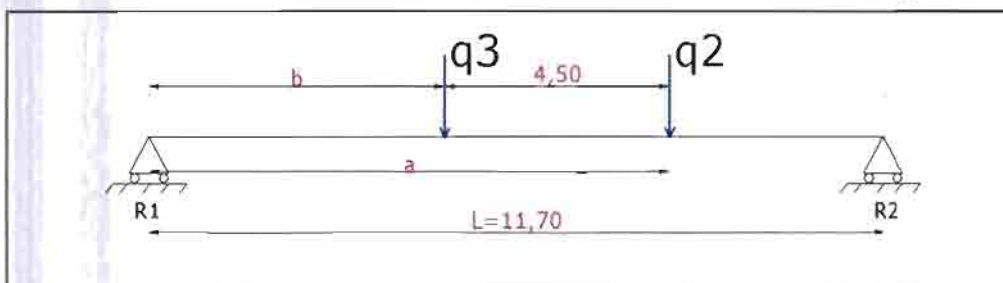


Figure n° : 20

Le moment maximal est obtenu dans la travée comprise entre q2 et q3 et est donné par

l'expression : $M_{\max} = R_1 a - q_3(a - b)$ avec $R_2 = -T_2 = \frac{q_3 b + q_2 a}{L}$; $T_1 = R_1 = q_2 + q_3 - R_2$

a (m)	b (m)	R1 = T1 (kN)	R2 = -T2 (kN)	M _{max} (kN.m)
4,5	0	78,46	11,54	83,077
5	0,5	74,62	15,38	103,077
5,5	1	70,77	19,23	119,231
6	1,5	66,92	23,08	131,538

Tableau n° : 36

▪ Cas 3 : q_2, q_3 et $q_4 = 60 \text{ kN}$

Les positions de a varient de 4,5 à 6 m et b de 0 à 1,5 m. Le schéma mécanique est le suivant :

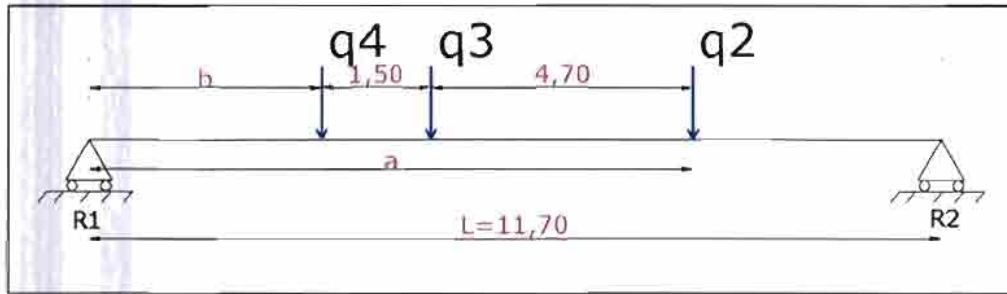


Figure n° : 21

Le moment maximal est obtenu dans la travée comprise entre q_2 et q_3 et est donné par

l'expression : $M_{\max} = R_1 a - q_4(a - b)$ avec $R_2 = -T_2 = \frac{q_4 b + q_2 a + q_3(b+1,5)}{L}$;

$$T_1 = R_1 = q_2 + q_3 + q_4 - R_2$$

a (m)	b (m)	R1 = T1 (kN)	R2 = -T2 (kN)	M _{max} (kN.m)
6	0	126,92	23,08	401,538
6,5	0,5	120,51	29,49	423,333
7	1	114,10	35,90	438,718
7,5	1,5	107,69	42,31	447,692
8	2	101,28	48,72	450,256
8,5	2,5	94,87	55,13	446,410
9	3	88,46	61,54	436,154
9,5	3,5	82,05	67,95	419,487
9,45	3,45	82,69	67,31	421,442

Tableau n° : 37

On remarque les moments maximaux sont obtenus pour des valeurs de a allant de 7,5 0 à 8,5m.

Pour plus de précision nous allons diminuer le pas et observer la variation du moment :

a (m)	b (m)	R1	R2	M _{max} (kN.m)
7,5	1,5	107,69	42,31	447,692
7,7	1,7	105,13	44,87	449,487
7,8	1,8	103,85	46,15	450,000
7,9	1,9	102,56	47,44	450,256
8	2	101,28	48,72	450,256
8,1	2,1	100,00	50,00	450,000
8,3	2,3	97,44	52,56	448,718
8,5	2,5	94,87	55,13	446,410

Tableau n° : 38

La position de la file donnant le moment maximal du a Bc sur la poutre est donc :

$a = 7,9$ m et $b = 1,9$ m ; les sollicitations correspondantes sont : $M'_{max} = 450,256$ kN.m et $T' = 102,56$ kN. En appliquant la majoration dynamique ($\delta = 1,16$) et le coefficient $bc = 0,7$, nous aurons : $M_{max} = 365,61$ kN.m, $T_1 = 83,28$ kN.

➤ Répartition des sollicitations sur les poutres selon la méthode de J. Courbon

Selon J. Courbon, la répartition des moments et des efforts tranchants sur les poutres se fait

suivant les lois : $M_i = M \frac{I_i}{\sum I_i} \Delta_i$ et $V_i = V \frac{I_i}{\sum I_i} \Delta_i$ avec $\Delta_i = 1 + \frac{\sum I_i}{\sum y_i^2 I_i} y_i d$.

I_i = inertie de la poutre n°i, Δ_i = coefficient d'excentricité relatif à la poutre n°i et à l'excentricité d de la charge par rapport à l'axe du tablier et y_i = position de la poutre n°i par rapport à l'axe du tablier.

• Calcul de l'inertie des poutres

✓ Poutres intermédiaires :

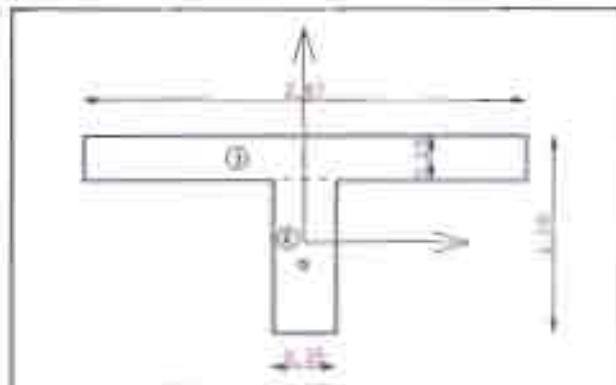


Figure n° : 22

Centre de gravité						
n°	A (m ²)	Y _{min} (m)	X _{min} (m)	A Y _{min} (m ³)	A X _{min} (m ³)	
1	0,6175	0,55	0	0,339625	0	
2	0,2975	0	0	0	0	
Tot al	B = 0,915			0,339625	0	
$X_G = \frac{\sum AX_{min}}{B} \Rightarrow X_G = 0$			$Y_G = \frac{\sum AY_{min}}{B} \Rightarrow Y_G = 0,37$			
Moment d'inertie minimal rayon de giration minimal						
n°	I _{x0} (m ⁴)	I _{y0} (m ⁴)	dy (m)	dx (m)	Ady ²	Adx ²
1	0,00322	0,3139	0,18	0	0,0200	0
2	0,0179	0,00304	-0,37	0	0,0407	0
$I_x = \sum (I_{x0} + Ady^2) \Rightarrow I_x = 0,08182$			$I_y = \sum (I_{y0} + Adx^2) \Rightarrow I_y = 0,31694$			

Tableau n° : 39

✓ Poutres de rives:

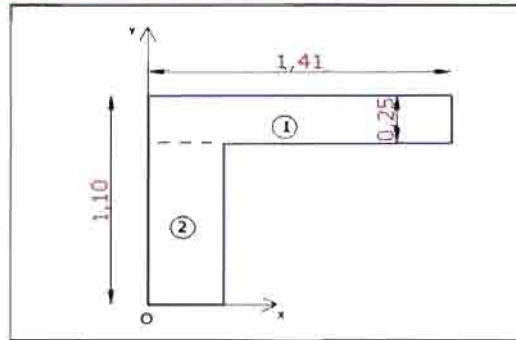


Figure n° : 23

Centre de gravité							
n°	A (m ²)	Y _{élémen} (m)	X _{élémen} (m)	A Y _{élémen} (m ³)	A X _{élémen} (m ³)		
1	0,3525	0,975	0,705	0,3437	0,2485		
2	0,2975	0,425	0,175	0,1264	0,0521		
Total	B = 0,65			0,4701	0,3006		
$X_G = \frac{\sum AX_{élément}}{B} \Rightarrow X_G = 0,46$			$Y_G = \frac{\sum AY_{élément}}{B} \Rightarrow Y_G = 0,72$				
Moments d'inertie							
n°	I _{x0} (m ⁴)	I _{y0} (m ⁴)	dy (m)	dx (m)	Ady ²	Adx ²	
1	0,0018	0,0584	0,255	0,245	0,0229	0,0212	
2	0,0179	0,00304	-0,295	-0,285	0,0259	0,0242	
$I_x = \sum(I_{x0} + Ady^2) \Rightarrow I_x = 0,0685$			$I_y = \sum(I_{y0} + Adx^2) \Rightarrow I_y = 0,10684$				

Tableau n° : 40

▪ Répartition des sollicitations dues à G et à A

MG = 5618,02 kN.m ; MA = 4122,27 kN.m VG = 2010,792 kN ; VA = 1409,32 kN				Pour G : d = 0 m			Pour A : d = 0m		
n° poutre	I _y	y _i	y _i ² .I _i	Δ _i	M _i	V _i	Δ _i	M _i	V _i
1	0,10684	12,06	15,5392	1,00	195,761	70,066	1,00	143,641	49,108
2	0,31694	9,84	30,6879	1,00	580,722	207,851	1,00	426,110	145,678
3	0,31694	7,38	17,2619	1,00	580,722	207,851	1,00	426,110	145,678
4	0,31694	4,92	7,6720	1,00	580,722	207,851	1,00	426,110	145,678
5	0,31694	2,46	1,9180	1,00	580,722	207,851	1,00	426,110	145,678
6	0,31694	0	0,0000	1,00	580,722	207,851	1,00	426,110	145,678
7	0,31694	-2,46	1,9180	1,00	580,722	207,851	1,00	426,110	145,678
8	0,31694	-4,92	7,6720	1,00	580,722	207,851	1,00	426,110	145,678
9	0,31694	-7,38	17,2619	1,00	580,722	207,851	1,00	426,110	145,678
10	0,31694	-9,84	30,6879	1,00	580,722	207,851	1,00	426,110	145,678
11	0,10684	-12,06	15,5392	1,00	195,761	70,066	1,00	143,641	49,108
$\sum I_i = 3,0661$		$\sum y_i^2 \cdot I_i = 146,1580$							

Tableau n° : 41

• Répartition des sollicitations dues à la charge de trottoir

n° poutre	M = 35,94 kN.m			V = 12,29 kN			d = 11,3 m (trottoir gauche)			d = -11,3 m (trottoir droit)			Effet total des 02 trottoirs	
	lyl	yl	yl ² .l	Δi	Mi	Vi	Δi	Mi	Vi	Mt	Vt			
1	0,10684	12,06	15,5392	3,86	4,833	1,653	-1,86	-2,328	-0,796	2,505	0,856			
2	0,31694	9,84	30,6879	3,33	12,381	4,234	-1,33	-4,951	-1,693	7,430	2,541			
3	0,31694	7,38	17,2619	2,75	10,214	3,493	-0,75	-2,784	-0,952	7,430	2,541			
4	0,31694	4,92	7,6720	2,17	8,048	2,752	-0,17	-0,618	-0,211	7,430	2,541			
5	0,31694	2,46	1,9180	1,58	5,881	2,011	0,42	1,549	0,530	7,430	2,541			
6	0,31694	0	0,0000	1,00	3,715	1,270	1,00	3,715	1,270	7,430	2,541			
7	0,31694	-2,46	1,9180	0,42	1,549	0,530	1,58	5,881	2,011	7,430	2,541			
8	0,31694	-4,92	7,6720	-0,17	-0,618	-0,211	2,17	8,048	2,752	7,430	2,541			
9	0,31694	-7,38	17,2619	-0,75	-2,784	-0,952	2,75	10,214	3,493	7,430	2,541			
10	0,31694	-9,84	30,6879	-1,33	-4,951	-1,693	3,33	12,381	4,234	7,430	2,541			
11	0,10684	-12,06	15,5392	-1,86	-2,328	-0,796	3,86	4,833	1,653	2,505	0,856			

Tableau n° : 42

- Répartition due à la charge Bc : dans ce cas, nous avons 12 positions de files de roues par rapport à l'axe du tablier.

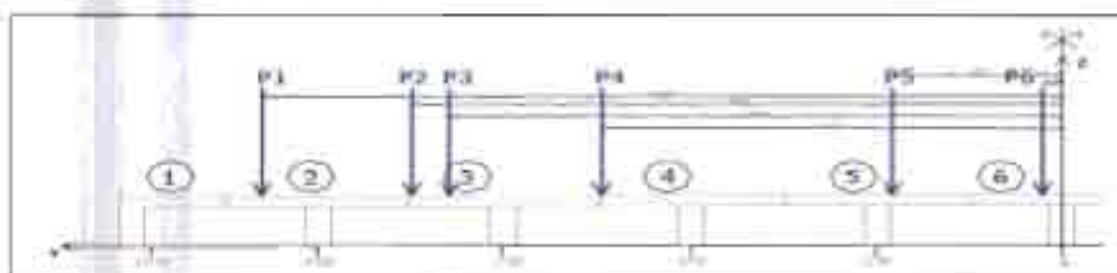


Figure n° : 24

n° poutre	M = 365,61 kN.m			V = 83,28 kN			d = 10,6 m			d = 8,6 m			d = 8,1 m		
	lyl	yl	yl ² .l	Δi	Mi	Vi	Δi	Mi	Vi	Δi	Mi	Vi			
1	0,10684	12,06	15,5392	3,68	46,905	10,684	3,18	40,459	9,216	3,05	38,847	8,849			
2	0,31694	9,84	30,6879	3,10	120,486	27,445	2,78	104,884	23,891	2,67	100,983	23,002			
3	0,31694	7,38	17,2619	2,64	99,813	22,736	2,33	88,111	20,070	2,25	85,185	19,404			
4	0,31694	4,92	7,6720	2,09	79,139	18,027	1,89	71,338	16,250	1,84	69,388	15,805			
5	0,31694	2,46	1,9180	1,55	58,466	13,318	1,44	54,565	12,429	1,42	53,590	12,207			
6	0,31694	0	0,0000	1,00	37,792	8,608	1,00	37,792	8,608	1,00	37,792	8,608			
7	0,31694	-2,46	1,9180	0,45	17,119	3,899	0,56	21,019	4,788	0,58	21,995	5,010			
8	0,31694	-4,92	7,6720	-0,09	-3,555	-0,810	0,11	4,247	0,967	0,16	6,197	1,412			
9	0,31694	-7,38	17,2619	-0,64	-24,228	-5,519	-0,33	-12,526	-2,853	-0,25	-9,601	-2,187			
10	0,31694	-9,84	30,6879	-1,19	-44,902	-10,228	-0,78	-29,299	-6,674	-0,67	-25,398	-5,785			
11	0,10684	-12,06	15,5392	-1,68	-21,425	-4,880	-1,18	-14,979	-3,412	-1,05	-13,368	-3,045			

Tableau n° : 43

M = 365,61 kN.m		V = 83,28 kN		d = 6,1 m			d = 2,25 m			d = 0,25 m		
n° poutre	yi	yi	yi ² .li	Δi	Mi	Vi	Δi	Mi	Vi	Δi	Mi	Vi
1	0,10684	12,06	15,5392	2,54	32,401	7,380	1,57	19,992	4,554	1,06	13,546	3,085
2	0,31694	9,84	30,6879	2,26	85,380	19,448	1,46	55,345	12,607	1,03	39,743	9,053
3	0,31694	7,38	17,2619	1,94	73,483	16,738	1,35	50,957	11,607	1,04	39,255	8,942
4	0,31694	4,92	7,6720	1,63	61,586	14,028	1,23	46,569	10,608	1,03	38,767	8,831
5	0,31694	2,46	1,9180	1,31	49,689	11,318	1,12	42,181	9,608	1,01	38,280	8,720
6	0,31694	0	0,0000	1,00	37,792	8,608	1,00	37,792	8,608	1,00	37,792	8,608
7	0,31694	-2,46	1,9180	0,69	25,895	-5,899	0,88	33,404	7,609	0,99	37,305	8,497
8	0,31694	-4,92	7,6720	0,37	13,998	-3,189	0,77	29,016	6,609	0,97	36,817	8,386
9	0,31694	-7,38	17,2619	0,06	2,101	-0,479	0,65	24,628	5,610	0,96	36,330	8,275
10	0,31694	-9,84	30,6879	-0,26	-9,796	-2,231	0,54	20,239	4,610	0,95	35,842	8,164
11	0,10684	-12,06	15,5392	-0,54	-6,921	-1,577	0,43	5,488	1,250	0,94	11,934	2,718

M = 365,61 kN.m		V = 83,28 kN		d = -10,6 m			d = -8,6 m			d = -8,1 m		
n° poutre	yi	yi	yi ² .li	Δi	Mi	Vi	Δi	Mi	Vi	Δi	Mi	Vi
1	0,10684	12,06	15,5392	-1,68	-21,425	-4,880	-1,18	-14,979	-3,412	-1,05	-13,368	-3,045
2	0,31694	9,84	30,6879	-1,19	-44,902	-10,228	-0,78	-29,299	-6,674	-0,67	-25,398	-5,785
3	0,31694	7,38	17,2619	-0,64	-24,228	-5,519	-0,33	-12,526	-2,853	-0,25	-9,601	-2,187
4	0,31694	4,92	7,6720	-0,09	-3,555	-0,810	0,11	4,247	0,967	0,16	6,197	1,412
5	0,31694	2,46	1,9180	0,43	17,119	3,899	0,56	21,019	4,788	0,58	21,995	5,010
6	0,31694	0	0,0000	1,00	37,792	8,608	1,00	37,792	8,608	1,00	37,792	8,608
7	0,31694	-2,46	1,9180	1,55	58,466	13,318	1,44	54,565	12,429	1,42	53,390	12,207
8	0,31694	-4,92	7,6720	2,09	79,139	18,027	1,89	71,338	16,250	1,84	69,388	15,805
9	0,31694	-7,38	17,2619	2,64	99,813	22,736	2,53	88,111	20,070	2,25	85,185	19,404
10	0,31694	-9,84	30,6879	3,19	120,486	27,445	2,78	104,884	23,891	2,67	100,983	23,002
11	0,10684	-12,06	15,5392	3,68	46,905	10,684	3,18	40,459	9,216	3,05	38,847	8,849

M = 359,30 kN.m		V = 83,28 kN		d = -6,1 m			d = -2,25 m			d = -0,25 m		
n° poutre	yi	yi	yi ² .li	Δi	Mi	Vi	Δi	Mi	Vi	Δi	Mi	Vi
1	0,10684	12,06	15,5392	-0,54	-6,921	-1,577	0,43	5,488	1,250	0,94	11,934	2,718
2	0,31694	9,84	30,6879	-0,26	-9,796	-2,231	0,54	20,239	4,610	0,95	35,842	8,164
3	0,31694	7,38	17,2619	0,06	2,101	-0,479	0,65	24,628	5,610	0,96	36,330	8,275
4	0,31694	4,92	7,6720	0,37	13,998	-3,189	0,77	29,016	6,609	0,97	36,817	8,386
5	0,31694	2,46	1,9180	0,69	25,895	-5,899	0,88	33,404	7,609	0,99	37,305	8,497
6	0,31694	0	0,0000	1,00	37,792	8,608	1,00	37,792	8,608	1,00	37,792	8,608
7	0,31694	-2,46	1,9180	1,31	49,689	11,318	1,12	42,181	9,608	1,01	38,280	8,720
8	0,31694	-4,92	7,6720	1,63	61,586	14,028	1,23	46,569	10,608	1,03	38,767	8,831
9	0,31694	-7,38	17,2619	1,94	73,483	16,738	1,35	50,957	11,607	1,04	39,255	8,942
10	0,31694	-9,84	30,6879	2,26	85,380	19,448	1,46	55,345	12,607	1,05	39,743	9,053
11	0,10684	-12,06	15,5392	2,54	32,401	7,380	1,57	19,992	4,554	1,06	13,546	3,085

Tableau n° : 44

▪ Effet total du à Bc

n°poutres	1 et 11	2 à 10
Mi (kN.m)	152,877	453,507
Vi (kN)	34,823	103,302

Tableau n° : 45

▪ Effets combinés : (Bc + trottoirs) et (A + trottoirs)

Combinaison	Bc et trottoirs		A et trottoirs	
	1 et 11	2 à 10	1 et 11	2 à 10
n°poutres				
Mi (kN.m)	155,382	460,937	146,146	433,540
Vi (kN)	35,679	105,843	49,964	148,219

Tableau n° : 46

Nous remarquons que les sollicitations maximales dues aux charges variables à retenir pour la poutre sont donnés par l'effet combiné des charges de trottoirs et :

- ✓ de la surcharge Bc pour le moment
- ✓ de la surcharge A pour l'effort tranchant.

➤ Récapitulatif des sollicitations sur la poutre

	M (Q)	V (Q)	M (G)	V (G)
poutres de rives	155,382	49,964	195,761	70,066
poutres courantes	460,937	148,219	580,722	207,851

Tableau n° : 47

3. Calcul BA

La méthodologie adoptée est la suivante : dans un premier temps nous présenterons l'algorithme de calcul de chaque élément considéré ensuite nous présenterons les résultats obtenus ; les schémas de ferrailage et les détails de calcul seront annexés au document.

a. Sur la dalle de compression

Suivant chaque sens, nous allons considérer une bande de largeur 1m. Les aciers dans le sens de lx sont les aciers principaux et ceux dans le sens de ly sont des aciers de répartition.

L'algorithme de détermination des sections d'aciers est le même que celui d'une section rectangulaire présenté ci-dessous pour le calcul des entretoises ; quant aux diverses vérifications et dispositions constructives, elles sont faites de la manière suivante :

▪ Dispositions constructives

- Conditions de non fragilité :

$$A_{xmin} = A_{ymin} \times \frac{3 - \alpha}{2} \text{ avec } A_{ymin} = 8 \text{ ho ; } A_{ser} > A_{min} \text{ sinon } A_{ser} = A_{min}.$$

- Espacement maximal : $St_x \text{ et } St_y \leq \min(1,5ho ; 20 \text{ cm})$

- Choix de Φ : $\Phi \leq h_0/10$ quelque soit le sens ; de plus selon lx : $\Phi \geq 8\text{mm}$

▪ Vérifications diverses

- Contraintes tangentés : $(\tau_u)_v = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = 1,4\text{Mpa}$. Si cette condition n'est pas vérifiée il sera

nécessaire de positionner des armatures transversales. Pour cela nous n'utiliserons pas la règle de Couture des fissures car il n'ya pas de reprise de bétonnage. les armatures transversales seront donc calculées comme pour les poutres en prenant pour valeurs de $\bar{\tau}_u$:

$$\begin{cases} \bar{\tau}_u = \frac{10 h_0 \bar{\tau}_{u\text{poutre}}}{3} & \text{lorsque: } 0,15\text{m} \leq h_0 \leq 0,30\text{m} \\ \bar{\tau}_u = \bar{\tau}_{u\text{poutre}} & \text{si } h_0 \geq 0,30 \end{cases}$$

- Poinçonnement : il s'agit de vérifier la relation : $Q_u \leq 0,045 \mu c h f_{c28}/\gamma_b$
avec Q_u = charge concentrée appliquée à l'ELU et μc = périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen : $\mu c = 2 (a_0 + b_0)$.

Cette vérification se fera avec $Br \Rightarrow Q_u = 1,35 \times 100 = 135 \text{ kN}$ et $\mu c = 2(0,92 + 0,62) = 3,08 \text{ m}$.

Nous travaillerons avec le panneau le plus chargé et nous étendrons le ferrailage trouvé à toute la dalle.

▪ Rappel des sollicitations :

	Max		May		Mtx		Mty		Vx		Vy	
	G	Q	G	Q	G	Q	G	Q	G	Q	G	Q
Dalle : panneau de rive	-1,54	-0,88	-0,72	-0,41	2,61	1,5	1,22	0,7	6,43	3,68	5,55	3,18
Dalle : panneau Courant	-1,54	-13,06	-0,72	-13,20	2,30	19,60	1,07	19,81	6,43	47,97	5,55	76,13
(Mscr / vser) pour panneau courant	-14,60		-13,92		21,90		20,88		Vser = 54,40 Vu = 66,24		Vser = 81,68 Vu = 98,85	

Tableau n° : 48

- Note de calcul : annexe n°1

	En travée	Sur appui
Principaux (lx)	7 HA10/ml, st = 16,5 cm	7 HA10/ml, st = 16,5 cm
Répartition (ly)	7 HA10/ml, st = 16,5 cm	7 HA10/ml, st = 16,5 cm

Tableau n° : 49

- Schéma de ferrailage : annexe n°2

b. Sur les entretoises

Ce sont des poutres rectangulaires ; l'algorithme de calcul Ba est le suivant :

- Rappel des sollicitations maximales à considérer

• A l'ELS : $\begin{cases} M_{ser} = M(G) + M(Q) \\ V_{ser} = V(G) + V(Q) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser,appui} = 19,136 \text{ kN.m} \\ M_{ser,travée} = 20,224 \text{ kN.m} \\ V_{ser} = 128,75 \text{ kN} \end{cases}$

• l'ELU : $\begin{cases} M_u = 1,35 M(G) + 1,2 M(Q) \\ V_u = 1,35 V(G) + 1,2 V(Q) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{u,appui} = 24,013 \text{ kN.m} \\ M_{u,travée} = 25,069 \text{ kN.m} \\ V_u = 160,22 \text{ kN} \end{cases}$

▪ Calcul du moment réduit Mrb et comparaison avec Mser

• $M_{rb} = 0,1 b_0 d^2 f_{c28} \overline{\alpha 1} (3 - \overline{\alpha 1})$ avec $\overline{\alpha 1} = \frac{9 f_{c28}}{9 f_{c28} + \overline{\sigma s}}$

• $\begin{cases} M_{ser} < M_{rb} \Rightarrow \text{cas 1: Pivot A et A'ser} = 0 \\ M_{ser} > M_{rb} \Rightarrow \text{cas 2: Pivot B et A'ser} \neq 0 \end{cases}$

▪ Calcul des aciers tendus Aser et comprimés éventuels A'ser

• Cas 1 (Pivot A) :

• Coefficients μs et $\alpha 1$: $\mu s = \frac{15 M_{ser}}{b_0 d^2 \overline{\sigma s}}$ et $\alpha 1 = 1 + 2 \sqrt{1 + 2 \mu s} \cdot \cos [240^\circ + \frac{1}{3} \arccos(1 + 2 \mu s)^{-3/2}]$

• Contrainte de béton σ_{bc} et section d'acier Aser : $\sigma_{bc} = \frac{\alpha 1 \overline{\sigma s}}{15(1 - \alpha 1)}$ ($\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ Mpa}$); $A_{ser} = \frac{b_0 d \alpha 1^2}{30(1 - \alpha 1)}$

• Condition de non fragilité Amin : $A_{min} = \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$; $A_{ser} > A_{min}$ sinon $A_{ser} = A_{min}$

• Cas 2 (Pivot B) :

• Calcul de $\sigma's$ et A'ser : $\sigma's = 9 f_{c28} \left(1 - \frac{d'}{\alpha 1 d}\right)$ et $A'ser = \frac{M_{ser} - M_{rb}}{\sigma's(d - d')}$

• Calcul de zbl et d'Aser : $z_{b1} = d \left(1 - \frac{1}{3} \overline{\alpha 1}\right)$ et $A_{ser} = \frac{M_{rb}}{z_{b1} \overline{\sigma s}} + \frac{A'ser \sigma's}{\overline{\sigma s}}$

• Condition de non fragilité Amin : $A_{min} = \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$; $A_{ser} > A_{min}$ sinon $A_{ser} = A_{min}$

▪ Choix des aciers, vérifications de d et d' et dispositions constructives:

• Le choix des aciers est fait de manière à respecter les relations :

$\phi l_{max} \leq \text{enrobage}$ et $\phi t \geq \frac{3}{10} \phi l_{max}$

• Les valeurs de $d = 0,9h$ et $d' = 0,01h$ utilisées dans les calculs étant arbitraires, il importe de vérifier que les valeurs réelles dues au choix des aciers effectués sont supérieures.

$d_{réel} = \frac{\sum d_i A_{si}}{A_{ser}}$ et $d'_{réel} = \frac{\sum d'_i A'_{si}}{A'ser}$

Les relations suivantes doivent être vérifiées : $d_{réel} > d_{th}$ et $d'_{réel} > d'_{th}$. Dans le cas contraire, reprendre le calcul de Aser et ou A'ser avec $d_{réel}$ et ou $d'_{réel}$ afin d'obtenir :

nouveau $A_{sth} < A_{sréel}$.

• Les espacements à adopter doivent vérifier : $e_h \geq \max(\phi l_{max}; 1,5c_g)$ et $e_v = 2,5 \text{ cm}$.

▪ Vérification des contraintes :

• Position y de l'axe neutre : elle est donnée en résolvant l'équation ci dessous :

$\frac{1}{2} b_0 y^2 + 15 y (A_{ser \text{ réel}} + A'ser \text{ réel}) - 15(A'ser \text{ réel} \times d'_{réel} + A_{ser \text{ réel}} \times d_{réel}) = 0$

- Calcul des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} y}{I_f} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \sigma_s = \frac{15 M_{ser} (d_{réel} - y)}{I_f} \leq \bar{\sigma}_s \text{ et } \sigma'_s = \frac{15 M_{ser} (y - d'_{réel})}{I_f} \leq \bar{\sigma}'_s$$

- Vérification à l'effort tranchant

- Contrainte tangente conventionnelle : $(\tau_u)_v = \frac{V_u}{b_o d_{réel}} \leq \bar{\tau}_u = 3 \text{ Mpa}$

- Choix d'At/st :
$$\begin{cases} \left(\frac{A_t}{st}\right)_1 \geq \frac{b_o \gamma_s}{0,9 f_e} (\tau_u - 0,3 f_{t2B} k) \text{ avec } k = 0 \\ \text{condition de non fragilité: } \left(\frac{A_t}{st}\right)_2 \geq \frac{0,4 b_o}{f_e} \\ \text{choix: } \left(\frac{A_t}{st}\right)_v \geq \max\left(\left(\frac{A_t}{st}\right)_1; \left(\frac{A_t}{st}\right)_2\right) \end{cases}$$

- Calcul d'At et St : Vérifier : $\phi t (\text{calculé précédemment}) \leq \min\left(\phi l_{max}; \frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}\right)$

$$A_t = \text{nombre de brin} \times \text{section de } \phi t; st_{th} \leq \frac{A_t}{\left(\frac{A_t}{st}\right)_v}; st_{thmax} \leq \min(0,9 d_{réel}; 40 \text{ cm}); st_{th} \leq st_{max}$$

- Répartition de Caquot : elle se fera par travée pour chaque travée

$$st_0 = \frac{st_{th}}{2}; \text{ le nombre d'espacement } n = E\left(\frac{l}{2}\right) + 1 \text{ avec } l = \text{longueur de la travée considérée}$$

$st_1 = st$ le plus proche de st_{th} dans la suite de caquot.

- Contrainte de bielle : $\sigma_{bielle} = \frac{2 V_u}{b_o (b - 2cm - \text{enrobage})} \leq \bar{\sigma}_{bielle} = \frac{0,8 f_{c2B}}{\gamma_b}$ avec $b =$

largeur de l'appui

- Aciers de glissement A_g et vérification de l'appui de rive :

$$A_{g_{réel}} = \text{section d'aciers qui arrive sur l'appui} \geq A_{g_{th}} \geq \frac{V_u \gamma_s}{f_e}$$

- Longueur de scellement :

$$l_{s_{th}} = \frac{\phi l_{max} f_e}{\tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0,6 \psi s^2 f_{t2B}; l_{s_{réel}} = \max\left(\frac{l_{s_{th}} A_{g_{th}}}{A_{g_{réel}}}; 10 \phi l_{max}\right)$$

- Soit i la distance dont on dispose dans l'appui : $i \geq l_{s_{réel}}$ avec $i = b - \text{enrobage}$.

- Vérification de l'appui intermédiaire : $A_{int} = \frac{\gamma_s (V_u - \frac{M_u}{0,9 d_{réel}})}{f_e}$

si $|M_u| \leq 0,9 V_u d_{réel} \Rightarrow$ il faut ancrer et prolonger les aciers au delà du nu de l'appui.

Les contraintes de bielles doivent être vérifiées pour chacune des travées adjacentes à l'appui considéré.

- Schéma de ferrailage : annexe n°4

Les détails de calculs sont à l'annexe n°3. Les résultats obtenus sont :

En travée	Sur appui	Aciers de peau
3 HA14	3 HA14	3 HA10/paroi

Tableau n° : 50

c. Sur les poutres

Les poutres de rives seront calculées comme des sections rectangulaires ($b_0 = 0,35\text{m}$ et $h = 0,85\text{m}$) du fait de la non continuité entre la poutre et la portion de dalle qu'elle supporte. Quant aux poutres courantes, on considèrera une section en té dont les étapes de calculs sont présentées ci-dessus.

▪ Rappel des sollicitations pour les poutres courantes

- A l'ELS : $\begin{cases} M_{ser} = M(G) + M(Q) = 460,937 + 580,722 \\ V_{ser} = V(G) + V(Q) = 148,219 + 207,851 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser} = 1041,659 \text{ kN.m} \\ V_{ser} = 356,070 \text{ kN} \end{cases}$

- A l'ELU : $\begin{cases} M_u = 1,35 M(G) + 1,2 M(Q) = \\ V_u = 1,35 V(G) + 1,2 V(Q) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_u = 1319,131 \text{ kN.m} \\ V_u = 449,517 \text{ kN} \end{cases}$

▪ Calcul de M_{tser} et comparaison avec M_{ser}

- $M_{tser} = \frac{b \bar{\sigma}_s h_0^2}{30(d-h_0)} \left(d - \frac{h_0}{3} \right) = \frac{2,47 \times 215,55 \times 0,25^2}{30(0,9 \times 1,1 - 0,25)} \left(0,9 \times 1,10 - \frac{0,25}{3} \right) \Rightarrow M_{tser} = 1359,001 \text{ kN.m}$

- $M_{ser} < M_{tser} \Rightarrow$ La poutre se comporte comme une poutre rectangulaire de dimensions $b \times h$. Le dimensionnement sera donc mené comme pour celui d'une poutre rectangulaire à l'ELS. Voir algorithme présenté au niveau du dimensionnement de l'entretoise. Seule la détermination de l'axe neutre et de l'inertie homogénéisée change. Le reste sans changement.

▪ Vérification des contraintes

- Position y de l'axe neutre : $\frac{1}{2} b y^2 - \frac{(b-b_0)(y-h_0)^2}{2} + 15 A_{ser \text{ réel}} (y - d_{réel}) = 0$

- Inertie de la section homogénéisée :

$$I_f = \frac{1}{3} b y^3 - \frac{(b-b_0)(y-h_0)^3}{3} + 15 A_{ser \text{ réel}} (d_{réel} - y)^2$$

- Notes de calcul : annexe n°5

- Schéma de ferrailage (poutre en té) : annexe n°6

Nous retenons donc pour les poutres courantes en té :

	En travée	Aciers de peau
Choix	12 HA 25	3 HA 12 / paroi

Tableau n° : 51

▪ Rappel sollicitations pour la poutre de rive

- A l'ELS : $\begin{cases} M_{ser} = M(G) + M(Q) = 195,761 + 155,382 \\ V_{ser} = V(G) + V(Q) = 70,066 + 49,964 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser} = 351,143 \text{ kN.m} \\ V_{ser} = 120,030 \text{ kN} \end{cases}$
- A l'ELU : $\begin{cases} M_u = 1,35 M(G) + 1,2 M(Q) = \\ V_u = 1,35 V(G) + 1,2 V(Q) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_u = 450,736 \text{ kN.m} \\ V_u = 154,546 \text{ kN} \end{cases}$

Note de calcul : annexe n°7

	dimensions	En travée	Aciers de peau
Choix	(0,35 x 0,85) m ²	6 HA20 + 6 HA14	3 HA10 / paroi

Tableau n° : 52

Schéma de ferrailage (poutre de rive) : annexe n°8

B. Appuis

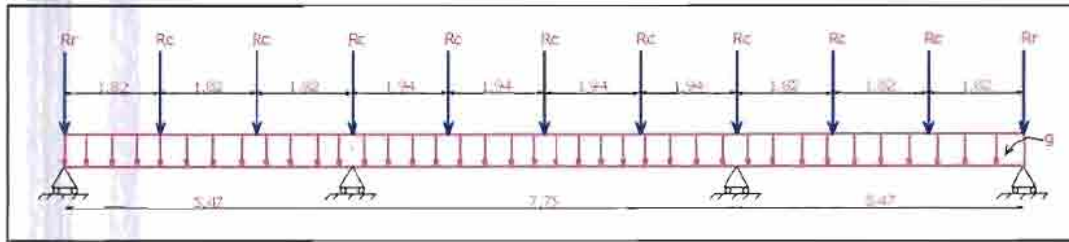
1. Evaluation des charges et calcul des sollicitations

a. Chevêtres : (1,00 x 1,20 m²)

Chevêtre de la culée de l'hôtel															
						$g = 30 \text{ kN/ml} ; R_r(G) = 70,066 \text{ kN} ; R_c(G) = 207,851 \text{ kN}$					$R_r(Q) = 49,964 \text{ kN} ; R_c(Q) = 148,219 \text{ kN}$				
Sollicitations sous g et Rr/c (G)						Sollicitations sous Rr/c (Q)									
n° travée	Mag	Mad	Mt	Vg	Vd	Mag	Mad	Mt	Vg	Vd					
1	0	-442,23	402,48	232,16	-372,55	0	-234,22	217,57	111,04	-185,40					
2	-442,23	-0,32	-130,01	273,44	-56,81	-234,22	3,72	-72,12	132,43	-15,79					
3	-0,32	-442,23	-130,01	56,81	-273,44	3,72	-234,22	-72,12	15,79	-132,43					
4	-442,23	0	402,48	372,55	-232,16	-234,22	0	217,57	185,40	-111,04					

Tableau n° 53

Chevêtre de la pile (il reçoit 2 poutres donc les valeurs de R_r et R_c seront multipliées par 2)



$g = 39 \text{ kN/ml}$; $R_r(G) = 2 \times 70,066 = 140,132 \text{ kN}$; $R_c(G) = 2 \times 207,851 = 415,702 \text{ kN}$						$R_r(Q) = 2 \times 49,964 = 99,928 \text{ kN}$; $R_c(Q) = 2 \times 148,219 = 296,438 \text{ kN}$				
Sollicitations sous g et $R_r/c(G)$						Sollicitations sous $R_r/c(Q)$				
n° travée	Mag	Mad	Mt	Vg	Vd	Mag	Mad	Mt	Vg	Vd
1	0	-1107,14	475,05	321,49	-1138,95	0	-661,56	289,77	176,58	-712,74
2	-1107,14	-1108,19	793,91	773,74	-775,62	-661,56	-662,31	485,29	443,99	-445,33
3	-1108,19	0	472,24	1140,66	-319,77	-662,31	0	287,76	713,96	-175,36

Tableau n° 53 bis

Avec: g = poids propre du chevêtre ; R_r = réaction de la poutre de rive et R_c = réaction de la poutre courante.

b. Poteaux de la culée du côté de l'hôtel et colonnes de la pile

D'après l'évaluation des charges sur les chevêtres nous avons :

	g (kN)	$R(G)$ (kN)	Total (G)	$R(Q)$ (kN)
Poteau de rive (culée)	165,91	232,16	398,07	111,04
Poteau voisin de rive (culée)	165,91	645,99	811,90	317,83
Poteau central (culée)	165,91	113,62	279,53	31,58
Colonne de rive (pile)	156,40	321,49	477,89	176,58
Colonne courante (pile)	321,49	1916,28	2237,77	1159,29

Tableau n° 54

g = poids propre du poteau ou de la colonne ; $R(G)$ réaction du chevêtre due aux charges permanentes et $R(Q)$ celle due aux charges variables.

c. Voile de la culée du côté de l'entrée du complexe

L'évaluation des charges s'appliquant sur le voile se fera par mètre linéaire de voile. Nous avons :

- ✓ Les charges concentrées : le poids propre du voile (g) et les réactions des poutres (R)
- ✓ Les charges surfaciques : la poussée des terres amont (F).
- ✓ La réaction de la dalle de transition sur la console (R_s).

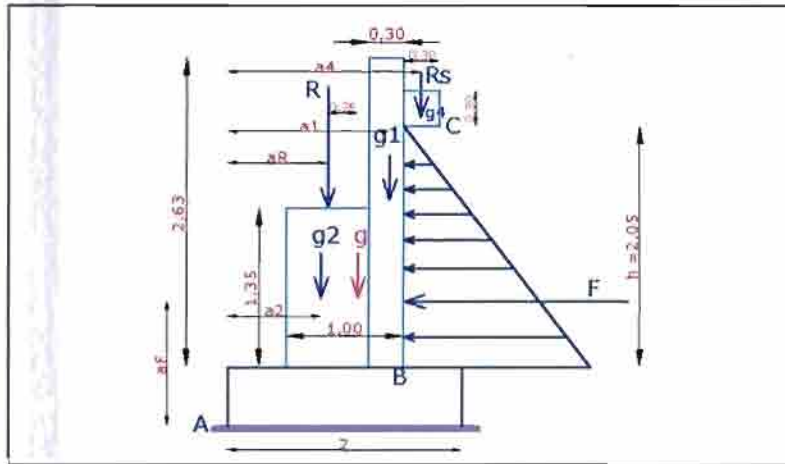


Figure n° : 25

➤ Calcul de g : $g = (1,35 \times 0,7 \times 25) + (2,63 \times 0,3 \times 25) + (0,30 \times 0,3 \times 25) \Rightarrow g = 45,60 \text{ kN/ml}$

➤ Calcul de R :
$$\begin{cases} R(G) = \frac{(70,066 \times 2 + 148,219 \times 10) \text{ kN}}{25 \text{ m}} \Rightarrow R(G) = 64,89 \text{ kN/ml} \\ R(Q) = \frac{(49,964 \times 2 + 9 \times 207,851)}{25 \text{ m}} \Rightarrow R(Q) = 78,823 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

➤ Calcul de F : $F = \frac{\sigma_{ha} \times h}{2}$ avec $\sigma_{ha} = 20 \times 2,05 \times 0,5 = 20,5 \text{ kN / m}^2 \Rightarrow F = 13,53 \text{ kN/ml}$

La vérification de la stabilité du voile se fera ultérieurement après le calcul de sa semelle filante.

Les sollicitations dues aux charges calculées ci-dessous sont les suivantes :

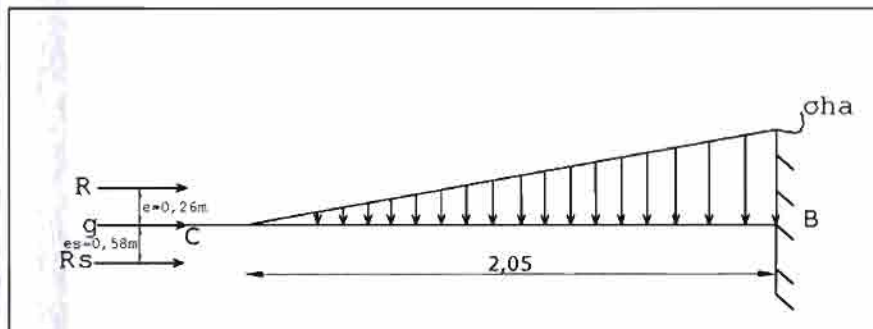


Figure n° : 26

Le centre de gravité de l'ensemble mur de front- mur de grève est : $X_g = 1,106 \text{ m}$; par rapport au point A, le point d'application des réactions des poutres (R(G) et R(Q)) sur cet ensembles est excentré de $e = 0,26 \text{ m}$ et celui de la réaction de la dalle de transition à $0,58 \text{ m}$

Les sollicitations maximales sur le voile sont obtenues au niveau de la semelle où le voile y est encastré.

✓ Sollicitations dues aux charges permanentes:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{B(G)} = \frac{\sigma_{ha} \times (2,05)^2}{6} - R(G) \times e + R_s(G) \times e_s \Rightarrow M_{B(G)} = -1,423 \text{ kN.m/m} \\ V_{B(G)} = \frac{\sigma_{ha} \times 2,05}{2} \Rightarrow V_{B(G)} = 13,868 \text{ kN/ml} \\ R_{B(G)} = R(G) + g + R_s(G) \Rightarrow R_{B(G)} = 120,786 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

✓ Sollicitations dues aux charges variables:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{B(Q)} = -R(Q) \times e + R_s(Q) \times e_s \Rightarrow M_{B(Q)} = -13,070 \text{ kN.m/m} \\ V_{B(Q)} = 0 \\ R_{B(Q)} = R(Q) + R_s(Q) \Rightarrow R_{B(Q)} = 91,623 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

d. Console du voile

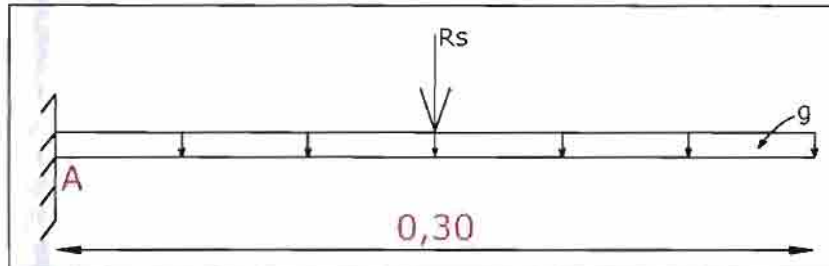


Figure n° : 27

La console est soumise simultanément à l'effet de son poids propre et aux charges provenant de la dalle de transition.

✓ Sollicitations dues aux charges permanentes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{(G)} = \frac{gl^2}{2} + R_s(G) \frac{l}{2} \Rightarrow M_{(G)} = -1,882 \text{ kN.m/m} \\ V_{(G)} = gl + R_s(G) \Rightarrow V_{(G)} = 12,546 \text{ kN/ml} \\ R_{(G)} = 0 \end{array} \right.$$

✓ Sollicitations dues aux charges d'exploitation :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{(Q)} = R_s(Q) \frac{l}{2} \Rightarrow M_{(Q)} = -1,92 \text{ kN.m/m} \\ V_{(G)} = R_s(Q) \Rightarrow V_{(Q)} = 12,8 \text{ kN/ml} \\ R_{(Q)} = 0 \end{array} \right.$$

2. Calcul BA

La méthodologie adoptée est la même de pour le calcul BA des éléments du tablier.

a. Chevêtres

Ils ont été calculés comme des poutres rectangulaires à l'ELS. De part leur hauteur, ils sont considérés comme des poutres de grandes hauteurs d'où la nécessité d'y mettre des armatures de peau. L'algorithme de calcul est identique à celui des entretoises calculées précédemment. Les armatures de peau seront calculés à raison de $3\text{cm}^2/\text{ml}$ de paroi ; la hauteur de paroi à considérer vaut : $h_p = h - (2e_{\text{enrobage}} + \sum \Phi_t + \sum \Phi_l)$.

Les résultats obtenus sont présentés ci-dessous. Pour schéma de ferrailage, voir annexes n°10 et 12.

▪ Rappel des sollicitations

➤ Chevêtre de la culée du coté de l'hôtel

$$\checkmark \text{ A l'ELS: } \begin{cases} M_{ser} = M(G) + M(Q) \\ V_{ser} = V(G) + V(Q) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser,appui} = 442,23 + 234,22 = 676,45 \text{ kN.m} \\ M_{ser,travée} = 420,48 + 217,54 = 638,02 \text{ kN.m} \\ V_{ser} = 372,55 + 185,40 = 557,95 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ A l'ELU: } \begin{cases} M_u = 1,35 M(G) + 1,2 M(Q) \\ V_u = 1,35 V(G) + 1,2 V(Q) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{u,appui} = 878,07 \text{ kN.m} \\ M_{u,travée} = 828,96 \text{ kN.m} \\ V_u = 725,42 \text{ kN} \end{cases}$$

▪ Notes de calcul : annexe n°9

	dimensions	En travée	Sur appui	Aciers de peau
Choix	(1,20 x 1,00) m ²	12 HA 20	10 HA 25+ 20A16	3 HA 12 /ml de paroi

Tableau n° 55

➤ Chevêtre de la pile

$$\checkmark \text{ A l'ELS: } \begin{cases} M_{ser} = M(G) + M(Q) \\ V_{ser} = V(G) + V(Q) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser,appui} = 1108,19 + 662,31 = 1770,05 \text{ kN.m} \\ M_{ser,travée} = 793,91 + 485,29 = 1279,2 \text{ kN.m} \\ V_{ser} = 1138,95 + 713,96 = 1852,91 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ A l'ELU: } \begin{cases} M_u = 1,35 M(G) + 1,2 M(Q) \\ V_u = 1,35 V(G) + 1,2 V(Q) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{u,appui} = 2290,83 \text{ kN.m} \\ M_{u,travée} = 1654,35 \text{ kN.m} \\ V_u = 2394,33 \text{ kN} \end{cases}$$

▪ Notes de calcul (voir les détails à l'annexe n°11)

	dimensions	En travée	Sur appui	Aciers de peau
Choix	(1,30 x 1,20) m ²	20 HA 20	20 HA25	3 HA 12/ paroi

Tableau n° 56

b. Poteaux de la culée et colonnes de la pile

Les calculs seront menés pour le poteau le plus chargé et nous uniformiserons le ferrailage pour tous les autres. Les détails des résultats obtenus seront présentés dans un même tableau que ceux obtenus pour les semelles (voir annexe n°13 et 15).

- Rappel des sollicitations et calcul de l_f : G, Q, N_u, N_{ser} et $l_f = 0,7 l_0$

- Calcul d' i_{min} et de λ : $\lambda = \frac{l_f}{i_{min}}$; pour le carré : $\lambda = \frac{\sqrt{12} \times l_f}{a}$

- Calcul de α : $\alpha = \frac{1}{\theta} \left(\frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \right)$ si $\lambda \leq 50$ et $\alpha = \frac{0,6}{\theta} \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$ si $50 < \lambda \leq 70$ avec :

$\theta = 1$ si plus de la moitié des charges est appliquée après 90°

$\theta = 1,1$ si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90°

$\theta = 1,2$ si plus de la moitié des charges est appliquée avant 28° et Fc28 est remplacé par fcj

- Calcul de B et Br :

- Calcul de la section d'acier théorique A_{sth} : $A_{sth} \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

- Calcul des valeurs extrêmes A_{min} et A_{max} :

$$A_{min} = \max \left(\frac{0,2 \times B}{100}; \frac{4cm^2}{ml} \text{ de parement} \right) \text{ et } A_{max} = \frac{5B}{100}; \quad A_{sth} = \max (A_{min}; A_{max})$$

- Choix de la section réelle telle que : $A_{s_{réel}} \geq A_{sth}$

- Vérifier les dispositions constructives :

- armatures longitudinales: $e \leq \min(a + 10cm; 40cm)$ et $\emptyset l \leq \text{enrobage}$

- armatures transversales: $5mm \leq \emptyset t \leq 12mm$ et $\emptyset t \geq \frac{\emptyset l}{7}$

- $St \leq \min(15\emptyset l; 40cm; a + 10cm)$ hors zone de recouvrement

- $St = \frac{l_r}{2}$ avec $l_r = 24\emptyset l$ pour les HA en zone de recouvrement

- Schéma de ferrailage : annexes n°14, 16 et 18

- Notes de calcul : annexes n°13, 15 et 17

	Poteau (culée)	Colonne de rive (pile)	Colonne courante (pile)
Choix	8HA16	10 HA16	16 HA16
Section (cm ²)	16,08	20,1	32,16

Tableau n° 57

c. Voile

Le calcul BA du voile s'accroîtra sur le mur de front. La section considérée est rectangulaire de dimensions : $b_0 = 1m$ et $h = 1m \Rightarrow d = 0,9m$. Les armatures parallèles à la hauteur seront calculés à la flexion composée avec l'effort normal et celles parallèles à la longueur à la flexion simple avec les sollicitations dues au poids des terres.

➤ Pour la flexion composée sont les suivantes :

▪ Rappel des sollicitations :

$$R_g = 64,89 \frac{\text{kN}}{\text{ml}} \text{ et } R_q = 78,823 \frac{\text{kN}}{\text{ml}} \Rightarrow N_{\text{ser}} = 143,713 \frac{\text{kN}}{\text{ml}}$$

$$\Rightarrow M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \times e_{\text{ser}} = 37,365 \text{ kN.m}$$

▪ Déterminer le type de section : en comparant l'excentricité e_{ser} à la valeur $d \cdot h/2$

$$e_{\text{ser}} = 0,26 > \frac{h}{6} = \frac{1}{6} = 0,17 \text{ m} \Rightarrow \text{la section est partiellement tendue.}$$

▪ Calculer les sections d'aciers fictifs

$$\bullet M_{\text{ser}_{\text{fictif}}} = M_{\text{ser}} + N_{\text{ser}} \left(d - \frac{h}{2} \right) = 37,365 + 143,713 \left(0,9 - \frac{1}{2} \right) \Rightarrow M_{\text{ser}_{\text{fictif}}} = 94,850 \text{ kN.m/ml}$$

$$\bullet M_{\text{rb}} = 0,1 \text{ bo } d^2 f_{c28} \overline{\alpha 1} (3 - \overline{\alpha 1}) \text{ avec } \overline{\alpha 1} = \frac{9 f_{c28}}{9 f_{c28} + \overline{\sigma s}}$$

$$\Rightarrow M_{\text{rb}} = 3365,79 \text{ kN.m/ml} > M_{\text{ser}} \Rightarrow \text{pivot A}$$

⇒ le calcul se déroulera comme une poutre rectangulaire à la flexion simple

$$\Rightarrow A_{\text{ser}_{\text{fictif}}} = 12,42 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{\text{ser}_{\text{réel}}} = A_{\text{ser}_{\text{fictif}}} - \frac{N_{\text{ser}}}{\overline{\sigma s}} \Rightarrow A_{\text{ser}_{\text{réel}}} = 11,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : 4 HA 20/ml} \Rightarrow 12,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ Dispositions constructives : Ce sont celles des poteaux que nous appliquerons.

$$St = 15\emptyset = 30 \text{ cm}; lr = 24 \emptyset = 48 \text{ cm} \rightarrow st' = 24 \text{ cm.}$$

▪ Vérification des contraintes

$$\bullet \text{ Calcul de } c = \frac{h}{2} - e_{\text{ser}} = 0,5 - 0,26 \Rightarrow c = 0,24 \text{ m}$$

$$\bullet \text{ Calcul de } p = -3c^2 + \frac{6nA}{bo}(d-c) \text{ et } q = -2c^3 - \frac{6nA}{bo}(d-c)^2 \Rightarrow p = 72878,4 \text{ et } q = -102254,4$$

$$\bullet \text{ Résoudre l'équation : } yc^3 + p \cdot yc + q = 0$$

$$\Rightarrow y1 = yc + c$$

$$\Rightarrow I1 = \frac{bo y1^3}{3} + nA(d - y1)^2$$

$$\bullet \text{ Calcul des contraintes : } \sigma_{bc} = \frac{N_{\text{ser}} \cdot yc \cdot y1}{I1}$$

$$\sigma_s = \frac{n \cdot N_{\text{ser}} \cdot yc (d - y1)}{I1}$$

➤ Pour la flexion simple nous aurons : (détails de calculs à l'annexe n°18)

• Sollicitation :

$$M_{ser} = \frac{\sigma_{ha} \times (2,05)^2}{6} = \frac{13,53 \times (2,05)^2}{6} \Rightarrow M_{ser} = 9,48 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}} < Mrb = 3365,79 \text{ kN} \cdot \text{m/ml}$$

$$\Rightarrow A_{ser} = A_{min} = 12,42 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{choix : 4 HA 20/ml} \Rightarrow 12,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Ce sont celles des poutres que nous appliquerons.
- Vérification des contraintes : toutes les contraintes sont vérifiées.
- Aciers retenus pour le voile :

suyant la hauteur (1m)	Suyant la longueur (25m)	Aciers de peau
4 HA20	4 HA20	3HA 10

Tableau n° 58

• Schéma de ferrailage : annexe n° : 20

d. Console du voile :

• Rappel des sollicitations :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ser} = -3,802 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \\ V_{ser} = 25,346 \text{ kN/m} \\ M_u = -4,845 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \\ V_u = 32,297 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{array} \right.$$

• Schéma de ferrailage : annexe n°20.

C. Fondations

Nous avons deux types de semelles à savoir les semelles isolées sous poteaux (culée et pile) et la semelle filante sous voile.

Pour la culée, nous choisirons le poteau le plus chargé que nous calculerons et les résultats seront appliqués à tous les autres. Pour la pile, nous calculerons la pile courante et la pile de rive. La fiche des semelles est fixée à 1,50 m du terrain naturel.

La méthodologie sera de présenter les étapes de calculs et ensuite les résultats dans un tableau.

Après leur dimensionnement, nous vérifierons le tassement de la semelle la plus chargée.

La contrainte limite du sol $\sigma_{sol,lim}$ utilisé vaut 0,35 Mpa.

1. Semelles carrées et rectangulaires

a. Descentes des charges

- Calculer le poids propre du poteau P_{pot}
- Calculer N' : $N' = N_{ser} + P_{pot}$ (ou du mur)
- Calculer le poids de semelles plus les terres P_{sem+te}
- Calculer N'' : $N'' = N' + P_{sem+te}$
- Calculer N_u : $N_u = 1,35(G + P_{pot} + P_{sem+te}) + 1,2 Q$

b. Prédimensionnement des semelles

➤ Semelle carrée (de côté A) sous poteau de culée

- Calculer le côté A de la semelle : $A_{th} = \sqrt{\frac{N'}{\sigma_{sol\ lim}}}$ et choisir $A \geq A_{th}$
- Calculer la hauteur totale ht de la semelle : $ht \geq \frac{A-a}{4} + 5\text{cm}$ et faire un choix
- Calculer la contrainte réelle $\sigma_{réel}$: $\sigma_{réel} = \frac{N''}{A \times A}$ et vérifier que $\sigma_{réel} \leq \sigma_{sol\ lim}$

Si la condition est vérifiée, continuer le calcul sinon augmenter A, recalculer P_{sem+te} et N'' et révéifier la condition.

➤ Semelle rectangulaire homothétique (A x B) sous colonne de la pile

- Calculer le grand côté B : $B_{th} = \sqrt{\left(\frac{N'}{\sigma_{sol\ lim}} \times \frac{b}{a}\right)}$ et choisir $B \geq B_{th}$
- Calculer le petit côté A : $A = \frac{a}{b} \times B$ et choisir $A \geq A_{th}$
- Calculer ht : $ht \geq \frac{B-b}{4} + 5\text{cm}$ et faire un choix
- Calculer $\sigma_{réel}$: $\sigma_{réel} = \frac{N''}{A \times B}$ et vérifier que $\sigma_{réel} \leq \sigma_{sol\ lim}$

Si la condition est vérifiée, continuer le calcul sinon augmenter A et B, recalculer P_{sem+te} et N'' et révéifier la condition.

c. Dimensionnement de la semelle (méthode des bielles et tirants)

Nous travaillons avec l'hypothèse que les barres d'aciers dans les deux sens sont sans crochets.

L'espacement maximal des aciers est fixé à 25cm.

- Calculer (par rapport aux deux côtés) la longueur de scellement l_s : $l_s = \frac{\sigma}{4} \times \frac{f_e}{0,6 \times (\Psi_s) 2 \times f_{tj}}$
- Calculer la longueur de scellement limite $l_{s\ lim}$: $l_{sA\ lim} = \frac{A}{4}$ et $l_{sB\ lim} = \frac{B}{4}$
- Calculer les diamètres des aciers $\emptyset A$ et $\emptyset B$: $\emptyset A_{th} = \frac{0,6 \times (\Psi_s) 2 \times f_{tj} \times A}{f_e}$ et $\emptyset B_{th} = \frac{0,6 \times (\Psi_s) 2 \times f_{tj} \times B}{f_e}$

Choisir $\emptyset A \leq \emptyset A_{th}$ et $\emptyset B \leq \emptyset B_{th}$; ($\emptyset A$ et $\emptyset B \leq c = \text{enrobage} = 5\text{cm}$)

- Calculer d_A et d_B : $d_B = ht - c - \frac{\emptyset B}{2}$ et $d_A = ht - c - \frac{\emptyset A}{2}$

- Calculer les sections d'aciers A_{sB} et A_{sA} : $A_{sB} = \frac{N_u(B-b)}{8 \times d_B \times f_{su}}$ et $A_{sA} = \frac{N_u(A-a)}{8 \times d_A \times f_{su}}$

- Calculer le nombre d'aciers n_B et n_A : $n_B = \frac{4 \times A_{sB}}{\pi \times (\emptyset B)^2}$ et $n_A = \frac{4 \times A_{sA}}{\pi \times (\emptyset A)^2}$

- Calculer l'espacement des aciers St_B et St_A : $St_B = \frac{B - 2 \times c - n_B \times \emptyset B}{n_B - 1}$ et $St_A = \frac{A - 2 \times c - n_A \times \emptyset A}{n_A - 1}$

- Si St_A et $St_B \leq 25\text{cm}$ ok! sinon calculer à nouveau n_B et n_A

$$n_B = \frac{B-2 \times c+25\text{cm}}{25\text{cm}+\phi_B} \quad \text{et} \quad n_A = \frac{A-2 \times c+25\text{cm}}{25\text{cm}+\phi_A}$$

Schéma de ferrailage : annexes n° 14,16 et 18

- Notes de calcul: annexe n°13, 15 et 17

	semelle (culée)	semelle de rive (pile)	Semelle courante (pile)
dimensions	2,10 x 2,10 x 0,35	2,00 x 1,35 x 0,25	5,80 x 2,10 x 0,95
As_A (cm ²)	15 HA16	12 HA12	20 HA14
As_B (cm ²)		19 HA12	41 HA 16

Tableau n° 59

2. Calcul des tassements

D'après les différents sondages effectués, les coupes lithologiques sont presque les mêmes. Pour notre étude de tassement, nous avons choisi la coupe lithologique du sondage carotté SC2- 10m.

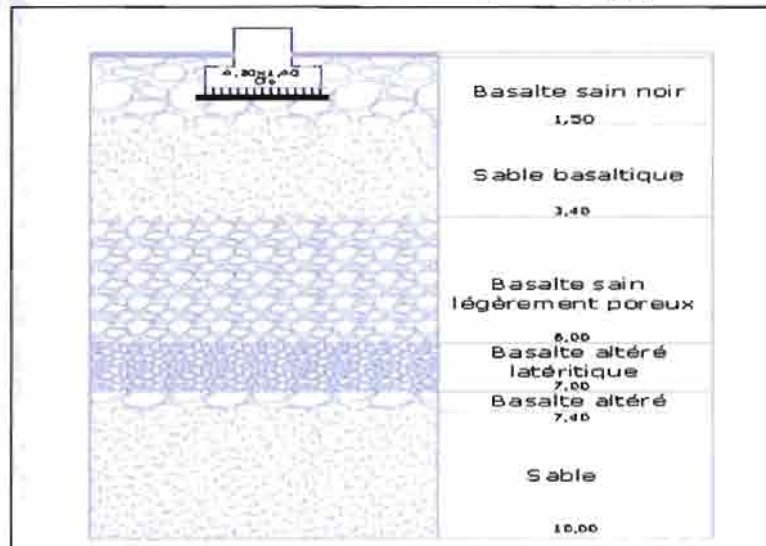


Figure n°28

Le tassement se calculera au centre de la semelle la plus chargée : semelle courante de la pile de dimensions (5,80 x 2,10 x 0,90) m³. Les tassements seront calculés au milieu de chaque couche.

D'après le rapport de TEYLIUM, nous avons les données suivantes :

sols	Remblai	Basalte sain noir	Sable basaltique	Basalte Sain légèrement poreux	Basalte Altéré latéritique	Basalte altéré	sable
Cotes (m)	0,00 -0,1	0,1 – 1,5	1,5 – 3,4	3,4 – 6,0	6,0 – 7,0	7,0 – 7,4	7,4- 10
γ (kN/m ³)	18	22	20	20	20	20	18

Tableau n° 60

$\sigma_0 = \frac{N_v}{S_{sem}} = \frac{2 \text{ MN}}{12,13 \text{ m}^2} \Rightarrow \sigma_0 = 0,33 \text{ MPa}$. La contrainte due à la semelle sera trouvée en utilisant l'abaque de Steinbrenner $\Rightarrow a = \frac{5,80}{2} = 2,9 \text{ m}$ et $b = \frac{2,1}{2} = 1,4 \text{ m}$; $\Delta\sigma = 4l\sigma_0$;

$\sigma'_i = \Delta\sigma + \sigma'_{vo}$; $S_c = \sum_{i=1}^{n+1} S_{c_i}$ avec $S_{c_i} = H_0 \frac{C_c}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_i}{\sigma'_i}\right)$ et $C_c = ??$ et $e_0 = ??$

z (m)	0,1	0,8	2,45	4,7	5,2	7,2	8,7
γ (kN/m ³)	18	22	20	20	20	20	18
σ'_i	1,8	17,2	51,6	96,6	132,6	146,6	174
σ'_{vo}	0	8,8	27,8	72,8	108,8	122,8	150,2
$n=a/z$	20,75	2,59	0,85	0,44	0,4	0,3	0,23
$m=b/z$	7,25	0,91	0,3	0,15	0,14	0,1	0,08
l	0,25	0,19	0,078	0,035	0,028	0,014	0,009
$\Delta\sigma$	0,33	0,25	0,10	0,05	0,04	0,02	0,01
σ'_i	0,33	9,05	27,90	72,85	108,84	122,82	150,21
S_c							
$S_{c_{total}} = ??$							

Tableau n°61

Par manque d'information sur C_c et e_0 , nous saurions donner la valeur du tassement.

3. Semelle filante de largeur B sous voile

• $P_{ser} = N_g + N_q = 110,49 + 78,823 \Rightarrow P_{ser} = 189,313 \frac{\text{kN}}{\text{ml}}$

$P_u = 1,35N_g + 1,2q \Rightarrow P_u = 243,749 \frac{\text{kN}}{\text{ml}}$

• $B \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol \text{ lim}}} = \frac{189,313 \cdot 10^{-3}}{0,35} \Rightarrow B \geq 0,54$ or $B > b \Rightarrow$ soit $B = 2\text{m}$

• $d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{2-1}{4} \Rightarrow d \geq 0,25 \text{ m}$ soit $d = 0,5 \text{ m} \Rightarrow h = 0,55\text{m}$

• $\varnothing_{rth} = \frac{0,6 \times (\Psi_s)^2 \times f_t \times A}{f_c} = \frac{0,6 \times 1,6^2 \times 2,4 \times 1}{400} = 9,22\text{mm}$ et $\varnothing_{sth} = \frac{0,6 \times 1,6^2 \times 2,4 \times 2}{400} = 18,43\text{mm}$.

• soit: $\varnothing_r = 8\text{mm}$ et $\varnothing_s = 16\text{mm}$

• $A_s = \frac{P_u(B-b)}{8 d f_{td}}$ et $A_r = \frac{A_s B}{4}$ avec $P'_u = P_u + P_{semelle} + P_{terre}$

$P'_u = 243,749 + 25 \times 2 \times 0,55 \times 1 + 20 \times 0,5 \times 2,05 \times 1 \Rightarrow P'_u = 291,749 \frac{\text{kN}}{\text{ml}}$ et $b = 1\text{m}$

$\Rightarrow A_s = 2,10 \text{ cm}^2$ et $A_r = 0,525 \text{ cm}^2$.

Ce résultat est du au fait que nous avons précédemment surdimensionné géométriquement la semelle. Donc, avec la section choisie, on n'a plus réellement besoin d'aciers. Mais pour des raisons de construction il faut mettre une section minimale d'armatures dans la section de béton.

- **Choix:** Suivant la longueur (25m): 7HA10/ml avec $S_{ts} = 15 \text{ cm}^2$
Suivant la largeur (2m): 10 HA8 avec $S_{tr} = 20 \text{ cm}^2$.

- Schéma de ferrailage : annexe n°20

4. Stabilité d'ensemble du voile

D'une manière générale, l'on dira qu'une structure est stable, si sous l'effet des sollicitations auxquelles elle est soumise, elle résiste intérieurement et extérieurement à celles-ci. Dans le cas d'un voile, la stabilité d'ensemble se réduit à :

- La stabilité par rapport au renversement ;
- La stabilité par rapport au poinçonnement ;
- La stabilité au glissement.

• Stabilité au renversement :

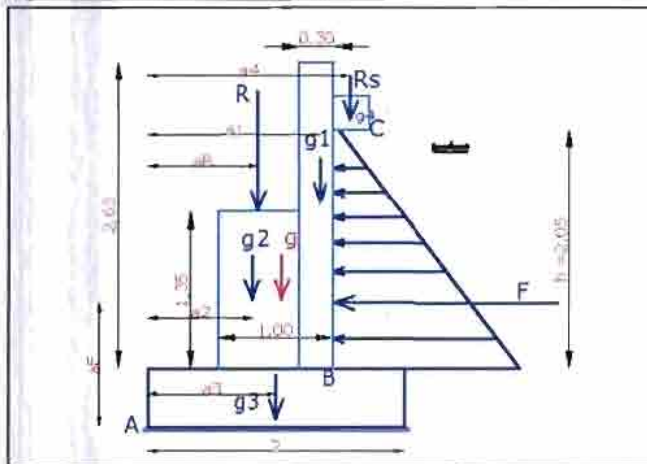


Figure n°29

Une structure est stable par rapport au renversement, si la somme des moments stabilisant est supérieure à la somme des moments renversants tel que : $F_R = \frac{\sum M_{stab}}{\sum M_{ren}} \geq 1,5$

$$\sum M_{stab} = g_1 \times a_1 + g_2 \times a_2 + g_3 \times a_3 + R \times a_R + g_4 \times a_4 + R_s \times a_4$$

$$\sum M_{stab} = 25 \times 1,35 \times 0,70 \times 0,85 + 25 \times 2,63 \times 0,30 \times 1,35 + 25 \times 1 \times 2 \times 1 + 53,282 \times 0,85 + 7,98 \times 0,85 + 25,346 \times 1,75 + 7,5 \times 1,75$$

$$\sum M_{stab} = 206,626 \text{ KN.m}$$

$$\sum M_{ren} = F \times a_F = 13,87 \times \frac{2,05}{3} \Rightarrow \sum M_{ren} = 9,47 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow F_R = \frac{206,626}{9,47} = 21,78 \Rightarrow \text{la structure est stable par rapport au renversement.}$$

• **Stabilité par rapport au glissement :**

Une structure est stable par rapport au glissement, si l'ensemble des forces tangentielles par rapport au plan de glissement sont inférieures à la résistance au cisaillement par rapport à ce plan tel que :

$$F_R = \frac{C_a B + N \tan \delta}{T} \geq 1,5$$

Où : B est la largeur du mur à la base.

N = composante normale.

C = adhésion ou adhérence.

T = force tangentielle

δ est souvent pris égale à $\frac{2\phi}{3}$

Si on considère que la cohésion entre le matériau béton et le sol est nulle, cela implique :

$$F_R = \frac{N \tan \delta}{T} \geq 1,5$$

$$N = 9,932 + 7,986 + 33,35 + 50 + 86,169 = 187,459 \text{ KN.m}$$

$$T = F = 13,87 \text{ KN.m}$$

Nous allons supposer que l'angle de frottement d'une roche de basalte saine à sa surface supérieure est égal à celle du sable qui est issu de cette roche: soit $\phi = 30^\circ$

$$\Rightarrow F_R = \frac{187,459 \times \tan\left(\frac{2 \times 30}{3}\right)}{13,87} = 4,92 \Rightarrow \text{La structure est stable par rapport au glissement.}$$

• **Stabilité au poinçonnement :**

D'après le rapport géotechnique fourni par le Laboratoire TEYLIUM, la contrainte brute du sol est de 35 Mpa, la contrainte transmise au sol est de :

$$\sigma_0 = \frac{N}{S} = \frac{187,29 \times 10^{-3}}{2 \times 1} = 0,09 \text{ Mpa soit : un coefficient de sécurité de : } \frac{35}{0,09} = 388,89$$

\Rightarrow Le poinçonnement n'est pas envisageable.

Conclusion générale : En résumé, puisque que le voile est stable par rapport au renversement, stable par rapport au glissement, et au poinçonnement, il est alors stable dans l'ensemble.

D. Autres

1. Appareils d'appui

a. Principes de justification des appareils d'appui en élastomère fretté

Les appareils d'appui en élastomère fretté reprennent élastiquement les charges verticales, horizontales et les rotations. Mais ces déformations s'accompagnent de contraintes de cisaillement à l'intérieur des feuillets d'élastomère qu'il convient de limiter pour éviter leur détérioration.

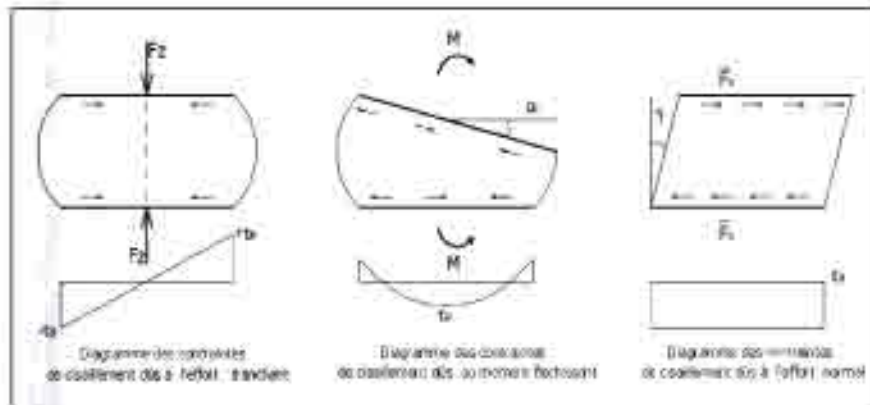


Figure n° : 30

Pour un appareil d'appui rectangulaire en plan de dimensions a , b et t ($a \leq b$ et t = épaisseur d'un feuillet) les expressions des différentes contraintes sont les suivantes :

- Contrainte de cisaillement due à l'effort vertical Fz : $\tau_N = \frac{1,5 \sigma}{\beta}$ avec: $\sigma = \frac{Fz}{ab}$ et $\beta = \frac{ab}{2t(a+b)}$
- Contrainte de cisaillement due à la rotation : $\tau_r = \frac{G \alpha_1}{2 \left(\frac{a}{b}\right)^2}$ avec: $\alpha_1 = \frac{\alpha_T}{n}$

n = nombre de feuillet ; α_T = angle total de rotation

- Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal : $\tau_H = G \tan \gamma$
 γ = angle de distorsion ; G = module de cisaillement (0,9Mpa pour les efforts soutenus et 1,8Mpa pour les effets instantanés)

Les principes de justification des appareils d'appui en élastomère fretté sont les suivants :

- A l'ELS, la distorsion totale (somme des distorsions dues à l'effort vertical, à l'effort horizontal et la rotation) doit être inférieure à 5 cm ;
- A l'ELS, la distorsion due aux seuls déplacements horizontaux est limitée à 0,7 cm ;
- A l'ELU, la stabilité au flambement doit être assurée ;
- A l'ELU et à l'ELS, la stabilité au glissement doit être assurée.

Dans la pratique :

- La taille (en plan) est limitée pour que la contrainte verticale (Fz/ab) soit comprise entre 2 Mpa (condition de non-cheminement) et de 8 à 15 Mpa (condition de non-écrasement) sous combinaison caractéristique (ELS) ;

En résumé, nous adoptons appareil d'appui de dimension : $(450 \times 450 \times 40) \text{ mm}^3$.

▪ Distorsions :

✓ Due au freinage : $d_1 = \frac{F_H}{GS} = \frac{300 \times 10^{-3}}{1,8 \times 2 \times 11 \times (0,45)^2} = 0,037 \text{ m}$;

✓ Due à la dilatation thermique : $d_2 = \alpha L \times \Delta T = 12 \cdot 10^{-6} \times 12 \times 30 = 0,00432 \text{ m}$;

$\Rightarrow d = 41,3 \text{ mm}$; $\tan \gamma = \frac{41,3}{40} = 1,033$; $\tau_H = 1,8 \times 1,033 = 1,86 \text{ Mpa}$.

2. Dalle de transition

a. Prédimensionnement

- Longueur L : Il est conseillé que la dalle n'ait pas une longueur supérieure à la hauteur du remblai sous-jacent dans le voisinage des appuis coté tablier, c'est-à-dire le plus souvent 5 m ($L < 6 \text{ m}$). soit $L = 3 \text{ m}$.
- Largeur l : La dalle doit contribuer à supporter la chaussée sous les zones circulées. Elle règnera donc au droit de la chaussée au sens géométrique et sa largeur sera celle de la chaussée augmentée de chaque coté de celle ci d'un débord variable (de 0,50 à 1 m) selon le type de dalle et les difficultés d'implantation aux abords de l'ouvrage. Pour un débord de 0,5m, nous avons : $l = 26 \text{ m}$.
- Epaisseur e : elle doit vérifier la relation suivante : $e \geq L / 20$ (pour un panneau isolé portant dans un seul sens $\Rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$. soit $e = 20 \text{ cm}$.

b. Charges et sollicitations

La dalle de transition est calculée comme une travée indépendante, simplement appuyée d'un côté sur la culée et de l'autre sur le terrain. Comme ce mode de calcul est particulièrement pessimiste

Puisqu'il ne tient pas compte de la présence du remblai sous-jacent, Ainsi le calcul est fait avec les hypothèses suivantes :

- la dalle prend appui sur le sol par une bande de 0,6 m de largeur. Ce bord libre est renforcé par une armature de chaînage.
- La surcharge prise en compte est l'essieu tandem Bt du F 61 du CCTG, titre II. Transversalement la première file de roue est placée à au moins 0,5 m de la bande de guidage de limite de chaussée.
- Les armatures sont dimensionnées à l'état limite ultime.

▪ Charge : $\left\{ \begin{array}{l} g: \text{ poids propre de la dalle ; } g = 25 \times 26 \times 0,2 \Rightarrow g = 130 \text{ kN/ml} \\ r: \text{ revêtement ; } r = 20 \times 26 \times 0,08 \Rightarrow r = 41,6 \text{ kN/ml} \\ \text{charge variable : système de charge Bt} \end{array} \right.$

La répartition des sollicitations se fera en divisant le moment global obtenu par la largeur de la dalle.

- Sollicitations :
- Sous charges permanentes :

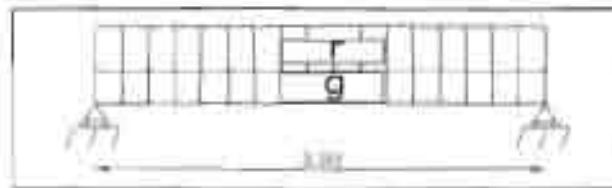


Figure n° : 32

$$M_{ug} = \frac{P_u l^2}{8} \text{ et } V_{ug} = \frac{P_u l}{2} \text{ avec } P_u = 1,35(g + r) = 231,66 \frac{\text{kN}}{\text{ml}} \text{ et } l = 3\text{m}$$

$$\Rightarrow M_{ug} = 260,62 \text{ kN.m et } V_{ug} = 347,49 \text{ kN}$$

Après répartition nous avons : $M_{ug} = 10,02 \text{ kN.m/ml}$ et $V_{ug} = 13,37 \text{ kN/ml}$

- Sous charges variables :

Le cas le plus défavorable est obtenu lorsque les deux tandems sont placés à mi portée de la dalle de transition. Le poids d'une roue vaut 80 kN.

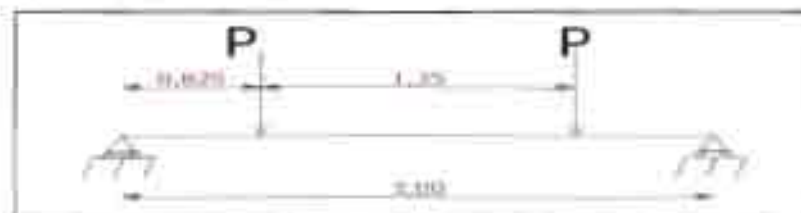


Figure n° : 33

$$M_u = 0,825 \times P \text{ et } v_u = P \text{ avec } P = 1,2 \times 4 \times 80 = 384 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow M_u = 316,83 \frac{\text{kN}}{\text{ml}} \text{ et } V_u = 384 \text{ kN}$$

Après répartition nous avons : $M_{uq} = 12,19 \text{ kN.m/ml}$ et $V_{uq} = 14,77 \text{ kN/ml}$.

Les sollicitations à considérer pour le calcul BA sont donc :

$$M_u = 22,21 \text{ kN.m/ml et } V_u = 28,14 \text{ kN/ml}$$

c. Calcul Ba

Données : $b = 1\text{m} \Rightarrow d = 0,18\text{m}$; $h = 0,2\text{m}$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ et $f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$:

$f_{su} = 348 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

- Calcul de la section d'aciers :

$$\mu = \frac{M_u}{d^2 b f_{bu}} = \frac{22,21}{1000 \times 0,18^2 \times 14,17 \times 1} = 0,05 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow \text{pivot A et } A'u = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,064 ; z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,18 \text{ m}$$

$$A_{ymin} = 8h = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } A_{xmin} = A_{ymin} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) \text{ avec } \alpha = \frac{3}{26} = 0,12 \Rightarrow A_{xmin} = 2,304 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z f_{su}} \Rightarrow A_u = 3,55 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{xmin} \text{ ok!}$$

Choix : dans le sens de lx: 4 HA 12 / ml $\Rightarrow 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et dans le sens de ly: 4 HA8 $\Rightarrow 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

▪ Vérifications : $stx = 25 \text{ cm} \leq 2h = 40 \text{ cm}$ ok! et $sty = 25 \text{ cm} < 3h = 60 \text{ cm}$ ok!

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{28,14}{1000 \times 1 \times 0,18} \Rightarrow \tau_u = 0,16 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ Mpa} \text{ ok!}$$

▪ Schéma de ferrailage : annexe n°21

Objectifs non atteints

Arrivé au terme de la rédaction de ce projet de fin d'étude, il nous revient de faire une autocritique par rapport à notre projet que nous jugeons n'avoir pas pu mener de bout à bout comme initialement prévue. Une étude manuelle à faire dans le but de mieux comprendre le dimensionnement des ponts à poutres chaussée, une étude assistée par le logiciel robot dans l'intention d'améliorer notre efficacité en entreprise, une étude comparative entre l'étude du bureau GUAUDILLAT et la notre dans le but de développer un sens d'analyse et critique et en fin une étude comparative entre l'étude manuelle et celle assisté sur robot dans le but de développer un regard critique par rapport à ce logiciel, voilà autant d'objectifs qui n'ont pas pu être atteints à cause de deux principales raisons : un calendrier académique non respecté, une ambiance de tension et d'insécurité dans une école qui devrait être un pôle d'excellence. Pour tous ces manquements, nous demandons avec insistance à l'administration de ne ménager aucun effort afin que les études reviennent aux étudiants, l'enseignement aux enseignants et l'administration aux administrateurs.

Conclusion et recommandations

- Le pont du complexe hôtelier Sea plaza est certes un petit pont servant de liaison entre la partie hôtel et le centre commercial, mais son étude nous a permis de comprendre davantage et de renchérir les connaissances acquises durant la formation. En effet, cette étude nous a permis d'ouvrir une brèche sur les ouvrages d'art, notamment les ponts à poutres à poutres sous chaussées en béton armé et de nous familiariser entre autres avec les charges routières. Au terme de ce travail, nous pouvons dire que nous sommes en mesure de reprendre intégralement l'étude d'un pont à poutres sous chaussée en béton armé.
- Parmi les objectifs fixés au départ, il était prévu de faire des études comparatives entre nos résultats et ceux du bureau GAUDILLAT. Ces diverses études comparatives nous aurait permis de mieux cerner l'approche de GAUDILLAT, mieux comprendre le logiciel de calcul Robot et d'être plus apte face à d'autres projets similaires.
- Du point de vue pédagogique, nous suggérons aux autorités un réaménagement du programme depuis la classe de DIC1 afin de :
 - Pouvoir introduire un cours sur les ouvrages d'art
 - Avoir assez de temps pour parfaire davantage les cours de Béton armé et de structures
 - Donner assez de temps aux étudiants surtout ceux du génie civils pour bien faire leur PFE.

Aucune œuvre humaine n'étant parfaite, nous sommes ouverts à toutes vos critiques et suggestions visant l'amélioration de ce travail.

Annexes

Annexe n°1 : Note de calcul du panneau de dalle courant : section en travée (Section rectangulaire à l'ELS (FP))							
Données							
fc28 (Mpa)	ft28 (Mpa)	σbc (Mpa)	σs (Mpa)	b (m)	ho(m)	d (m)	fe (Mpa)
30	2,40	18,00	215,56	1,00	0,25	0,23	400
Calcul du moment réduit Mrb et comparaison avec Mser						α	
α1	Mrb	Mserx	choix du cas	Msery (kN.m)	choix du	n° des cas	
0,556	206,40	21,90	1	20,88	1	1	2
Calcul des aciers cas 1: Pivot A et A'ser = 0							
suivant x				suivant y			
μs	α1	σbc (Mpa)	Aserx th	μs	α1	σbc (Mpa)	Asery th
0,030	0,225	4,16	4,88	0,029	0,220	4,05	4,65
Amin (cm²/ml)	2,6	A retenu	4,88	Amin (cm²/ml)	2	A retenu	4,65
Calcul des aciers cas 2: Pivot B et A'ser ≠ 0							
suivant x				suivant y			
σ's (Mpa)	d' th(m)	A'serx th	zbl (m)	σ's (Mpa)	d' th(m)	A'sery th	zbl (m)
0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	0,03	0,00	0,00
Asery th	0,00	A retenu	0	Asery th	0,00	A retenu	0
Aciers théoriques retenus							
suivant x				suivant y			
A'ser	0	Aser	4,88	A'ser	0	Aser	4,65
Choix des aciers et dispositions constructives							
suivant x				suivant y			
chapeaux	Aser	st (cm)		chapeaux	Aser	st (cm)	
0	7HA10/ml	16,67	ok	0	7HA10/ml	16,5	ok
Poinçonnement et contrainte tangente							
τu (Mpa)	Vux (kN)	τux		μc (m)	Qu (kN)	Qu (kN)	
1,4	66,24	0,29	ok	3,08	693	135	ok

Annexe n° 1 : Note de calcul du panneau de dalle courante : section sur appui (Section rectangulaire à l'ELS (FP))							
Données							
f_{c28} (Mpa)	f_{t28} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_s (Mpa)	b (m)	h_0 (m)	d (m)	f_e (Mpa)
30	2,40	18,00	215,56	1,00	0,25	0,23	400
Calcul du moment réduit M_{rb} et comparaison avec M_{ser}					α		0,4
α_1	M_{rb}	M_{serx}	choix du cas	M_{sery} (kN.m)	choix du	n° des cas	
0,556	206,40	14,60	1	13,92	1	1	2
Calcul des aciers cas 1: Pivot A et A'ser = 0							
suivant x				suivant y			
μ_s	α_1	σ_{bc} (Mpa)	A_{serx} th (cm ² /ml)	μ_s	α_1	σ_{bc} (Mpa)	A_{sery} th (cm ² /ml)
0,020	0,187	3,30	3,21	0,019	0,183	3,21	3,06
A_{min} (cm ² /ml)	2,6	A retenu	3,21	A_{min} (cm ² /ml)	2	A retenu	3,06
Calcul des aciers cas 2: Pivot A et A'ser ≠ 0							
suivant x				suivant y			
σ_s (Mpa)	d' th(m)	A'serx th	zbl (m)	σ_s (Mpa)	d' th(m)	A'sery th	zbl (m)
0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	0,03	0,00	0,00
A_{sery} th (cm ² /ml)	0,00	A retenu	0	A_{sery} th (cm ² /ml)	0,00	A retenu	0
Armesilloles/cas retenus							
suivant x				suivant y			
A'ser	0	Aser	3,21	A'ser	0	Aser	3,06
Choix des aciers et dispositions constructives							
suivant x				suivant y			
chapeaux	Aser	st (cm)		chapeaux	Aser	st (cm)	
7HA8/ml	0	16,5	ok	7HA8/ml	0	16,5	ok
Poinçonnement et contrainte tangente							
τ_u (Mpa)	V_{ux} (kN)	τ_{ux}		μ_c (m)	Q_u (kN)	Q_u (kN)	
1,4	64,24	0,29	ok	3,08	693	135	ok

Annexe n°3 : Note de calcul de l'entretoise: section en travée (Section rectangulaire à FELS (FP))							
Données							
fc28 (Mpa)	f28 (Mpa)	σbc (Mpa)	σst (Mpa)	bo (m)	h (m)	d (m)	fe
30	2,40	18,00	215,56	0,30	0,85	0,79	400
Calcul du moment réduit Mrb et comparaison avec Mser				n°cas		Amin (cm²)	
α1	Mrb (kN.m)	Mser	choix du cas	A'ser	A'ser=0		
0,556	757,54	20,22	1	1	2	3,26	
Calcul des aciers cas 1: Pivot A et A'ser = 0							
μa	α1	σbc (Mpa)	Aser th	A retenu (cm²)			
0,008	0,118	1,92	1,24	3,26			
Calcul des aciers cas 2: Pivot A et A'ser ≠ 0							
σ's (Mpa)	A'ser th	zbl (m)	Aser th	A retenu (cm²)			
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00			
Aciers théoriques retenus							
A'ser (cm²)		0,00		Aser (cm²)		3,26	
Choix des aciers, vérification de d et d' et dispositions constructives							
e (cm)	cp (cm)	φlmax (mm)	φt (mm)	ev (cm)	eh (cm)		
5	2,5	14	4	2,5	7,6	ok	
Pour A'ser	li1	li2	Pour Aser	li1	li2	li3	
	ii	0		31A14	0	0	
	d1	d2		d1	d2	d3	
	0	0		78,7	0	0	
	A1	A2		A1	A2	A3	
	0	0		4,62	0	0	
	d'réel (cm)	d'th (cm)		d'réel (cm)		d'th	
0	0	78,70		78,7			
Conclusion	Pour d' : néant						
	reprendre Aser th avec d'réel pour avoir : nouvel Aser th < Aser réel						
Aciers réellement retenus							
A'ser (cm²)		0,00		Aser (cm²)		4,62	
Vérification des contraintes							
γ (m)	If (m³)	σb (Mpa)	σst (Mpa)	σsc (Mpa)			
0,1578	42,7507	0,0001	ok	0,56	ok	0,0011	ok
Vérification à l'effort tranchant							
τu (Mpa)	Vu (kN)	(τu)ν (Mpa)	(At/st)1	(At/st)2	(At/st)	At (cm²)	
3	160,22	0,68	ok	0,0007	0,0003	0,0007	0,00015
φt (mm)	st max (cm)	st th (cm)	h poteau				
4	ok	40	23,07	ok	0,35		
σbielle (Mpa)	σbielle (Mpa)	Agth (cm²)	Ag réel (cm²)		Mu	At (cm²)	
16	3,81	ok	4,61	4,62	ok	25,07	
τsu (Mpa)	ls th (cm)	ls réel (cm)	i (cm)	prolonger au delà du nu de l'appui			
3,24	43,21	43,08	30	pas bon			
Armatures de peau							
hp (m)	0,782	Ap (cm²) pour chaque paroi		2,35	Choix	31A10 par paroi	

Annexe n°3 : Note de calcul de l'entretoise: section sur appui (Section rectangulaire à PELS (FP))							
Données							
fc28 (Mpa)	ft28 (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{ss} (Mpa)	bo (m)	h (m)	d (m)	fe
30	2,40	18,00	215,56	0,30	0,85	0,79	400
Calcul du moment réduit Mrb et comparaison avec Mser				n°cas		Amin (cm ²)	
α_1	Mrb (kN.m)	Mser	choix du cas	A'ser	A'ser≠0		
0,556	757,54	19,14	I	I	2	3,26	
Calcul des aciers cas 1: Pivot A et A'ser = 0							
μ_s	α_1	σ_{bc} (Mpa)	Aser th	A retenu (cm ²)			
0,007	0,115	1,86	1,17	3,26			
Calcul des aciers cas 2: Pivot A et A'ser = 0							
σ'_s (Mpa)	A'ser th	zb1 (m)	Aser th	A retenu (cm ²)			
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00			
Aciers théoriques retenus							
A'ser (cm ²)	0,00		Aser (cm ²)	3,26			
Choix des aciers, vérification de d et d' et dispositions constructives							
e (cm)	eg (cm)	ϕ_{max} (mm)	ϕ_t (mm)	ev (cm)	ch (cm)		
5	2,5	12	4	2,5	7,6	ok	
Pour A'ser	ll1	ll2	Pour Aser	ll1	ll2	ll3	
	0	0		ll1A12	0	ll	
	d'1	d'2		d1	d2	d3	
	0	0		78,7	0	0	
	A'1	A'2		A1	A2	A3	
	0	0		4,62	0	0	
	d'réel (cm)	d'th (cm)		d'réel (cm)		dth	
0	0	78,70		78,7			
Conclusion	Pour d' : néant						
	reprendre Aser th avec d'réel pour avoir : nouvel Aser th < Aser réel						
Aciers réels retenus							
A'ser (cm ²)	0,00		Aser (cm ²)	4,62			
Vérification des contraintes							
y (m)	If (m ⁴)	σ_b (Mpa)	σ_{st} (Mpa)	σ_{sc} (Mpa)			
0,1356	42,7747	0,0001	ok	0,53	ok	0,0009	ok
Vérification à l'effort tranchant							
τ_u (Mpa)	Vu (kN)	$(\tau_u)_v$ (Mpa)	(At/st)1	(At/st)2	(At/st)	At(cm ²)	
3	160,22	0,68	ok	0,0007	0,0003	0,0007	0,00015
qt (mm)	st max (cm)	st th (cm)	b poteau				
4	ok	40	23,07	ok	0,35		
σ_{bielle} (Mpa)	σ_{bielle} (Mpa)	Agth (cm ²)	Ag réel (cm ²)		Mu	24,01	
16	3,81	ok	4,61	4,62	ok		
τ_u (Mpa)	ls th (cm)	ls réel (cm)	i (cm)	prolonger au delà du nu de l'appui			
3,24	37,04	36,93	30	pas bon			

Annexe n°5 : Notes de calcul de la poutre courante en Tê (Section rectangulaire à l'ELS (FP))							
Données							
fc28 (Mpa)	f28 (Mpa)	σbc (Mpa)	σcs (Mpa)	bo (m)	h (m)	d (m)	fe (Mpa)
30	2,40	18,00	215,56	2,47	1,10	0,98	400
Calcul du moment réduit Mrb et comparaison avec Msier				n°cas		Amin (cm²)	
α1	Mrb (kN.m)	Msier (kN.m)	choix du cas	A'ser	A'ser≠0		
0,556	9 661,44	1 041,00	1	1	2	33,39	
Calcul des aciers cas 1: Pivot A et A'ser = 0							
μs	α1	σbc (Mpa)	Aser th (cm²)	A retenu (cm²)			
0,031	0,226	4,20	53,33	53,33			
Calcul des aciers cas 2: Pivot A et A'ser ≠ 0							
σ's (Mpa)	A'ser th (cm²)	zbl (m)	Aser th (cm²)	A retenu (cm²)			
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00			
Aciers théoriques retenus							
A'ser (cm²)		0,00		Aser (cm²)		53,33	
Choix des aciers, vérification de d et d' et dispositions constructives							
e (cm)	eg (cm)	φmax (mm)	φt (mm)	ev (cm)	eh (cm)		
5	2,5	25	8	2,5	7,95	ok	
Pour A'ser	li1	li2	Pour Aser	li1	li2	li3	
	0	0		8 HA25	8 HA25	0	
	d'1	d'2		d1	d2	d3	
	0	0		101,7	94,2	0	
	A'1	A'2		A1	A2	A3	
	0	0		29,45	29,45	0	
	d'réel (cm)	d'th (cm)		d'réel (cm)		d'th (cm)	
0	0	97,95		97,95			
Conclusion	Pour d' : néant						
	reprendre Aser th avec d'réel pour avoir : nouvel Aser th < Aser réel						
Aciers réels retenus							
A'ser (cm²)		0,00		Aser (cm²)		58,90	
Vérification des contraintes							
y (m)	If (m⁴)	σb (Mpa)		σst (Mpa)		σsc (Mpa)	
0,7036	844,1345	0,0003	ok	1,81	ok	0,0038	ok
Vérification à l'effort tranchant							
τu (Mpa)	Vu (kN)	(τu)ν (Mpa)		(At/st)1	(At/st)2	(At/st)	At (cm²)
3	449,517	0,19	ok	0,0015	0,0025	0,0025	0,00015
σt (mm)		st max (cm)	st th (cm)		b poteau (m)		
8		ok	40	6,07	ok	0,45	
σbielle (Mpa)	σbielle (Mpa)	Agth (cm²)		Ag réel (cm²)			
16	0,96	ok	12,92	58,90	ok	Mu (kN.m)	1319,13
tsu (Mpa)	ls th (cm)	ls réel (cm)	l (cm)		pas besoin de prolonger		
3,24	77,16	25,00	40		ok		
Armatures de peau							
hp (m)	0,857	As (cm²) pour chaque paroi		2,97	Choix	3HA12/poutre	

Annexe n°5 : Notes de calcul de la poutre courante en Té (Section rectangulaire à l'ELS (FP))							
Données							
fc28 (Mpa)	ft28 (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	bo (m)	h (m)	d (m)	fe (Mpa)
30	2,40	18,00	215,56	2,47	1,10	0,98	400
Calcul du moment réduit Mrb et comparaison avec Mser				n°cas		Amin (cm ²)	
$\bar{\alpha}_1$	Mrb (kN.m)	Mser (kN.m)	choix du cas	A'ser	A'ser≠0		
0,556	9 661,44	1 041,00	1	1	2	33,39	
Calcul des aciers cas 1: Pivot A et A'ser = 0							
μ_s	α_1	σ_{bc} (Mpa)	Aser th (cm ²)	A retenu (cm ²)			
0,031	0,226	4,20	53,33	53,33			
Calcul des aciers cas 2: Pivot A et A'ser ≠ 0							
σ'_s (Mpa)	A'ser th cm ²	zbl (m)	Aser th (cm ²)	A retenu (cm ²)			
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00			
Aciers théoriques retenus							
A'ser (cm ²)	0,00		Aser (cm ²)	53,33			
Choix des aciers, vérification de d et d' et dispositions constructives							
e (cm)	cg (cm)	ϕ_{lmax} (mm)	ϕ_t (mm)	ev (cm)	eh (cm)		
5	2,5	25	8	2,5	7,95	ok	
Pour A'ser	lit1	lit2	Pour Aser	lit1	lit2	lit3	
	0	0		6 HA25	6 HA25	0	
	d'1	d'2		d1	d2	d3	
	0	0		101,7	94,2	0	
	A'1	A'2		A1	A2	A3	
	0	0		29,45	29,45	0	
	d'réel (cm)	d'th cm)		dréel cm)		dth (cm)	
0	0	97,95		97,95			
Conclusion	Pour d' : néant						
	reprendre Aser th avec dréel pour avoir : nouvel Aser th < Aser réel						
Aciers réels retenus							
A'ser (cm ²)	0,00		Aser (cm ²)	58,90			
Vérification des contraintes							
y (m)	If (m ⁴)	σ_b (Mpa)	σ_{st} (Mpa)	σ_{sc} (Mpa)			
0,2036	844,1345	0,0003	ok	1,81	ok	0,0038	ok
Vérification à l'effort tranchant							
$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Vu (kN)	$(\tau_u)_v$ (Mpa)		(At/st)1	(At/st)2	(At/st)	At(cm2)
3	449,517	0,19	ok	0,0015	0,0025	0,0025	0,00015
ϕ_t (mm)		st max (cm)	st th (cm)		b poteau (m)		
8		ok	40	6,07	ok	0,45	
$\bar{\sigma}_{bielle}$ (Mpa)	σ_{bielle} (Mpa)		Agth (cm ²)	Ag réel (cm ²)			
16	0,96	ok	12,92	58,90	ok	Mu (kN.m)	1319,13
τ_{su} (Mpa)	ls th (cm)	ls réel (cm)	i (cm)		pas besoin de prolonger		
3,24	77,16	25,00	40	ok			
Armatures de peau							
hp (m)	0,857	Ap (cm ²) pour chaque paroi	2,57	Choix	3HA12/paroi		

Annexe n° 7 : Note de calcul de la poutre principale de rive : (Section rectangulaire à l'ELS (FP))							
Données							
fc28 (Mpa)	f28 (Mpa)	σbc (Mpa)	σs (Mpa)	b0 (m)	h (m)	d (m)	fe
30	2,40	18,00	215,56	0,35	0,85	0,75	400
Calcul du moment réduit Mrb et comparaison avec Mser				n° cas		Amin (cm²)	
α1	Mrb (kN.m)	Mser	choix du cas	A'ser	A'ser ≠ 0		
0,556	808,23	351,14	1	1	2	3,64	
Calcul des aciers cas 1: Pivot A et A'ser = 0							
μs	α1	σbc (Mpa)	Aser th	A retenu (cm²)			
0,123	0,410	10,00	25,08	25,08			
Calcul des aciers cas 2: Pivot A et A'ser ≠ 0							
σ's (Mpa)	A'ser th	zbl (m)	Aser th	A retenu (cm²)			
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00			
Aser (cm²)							
A'ser (cm²)		0,00		Aser (cm²)		25,08	
Choix des aciers, vérification de d et d' et dispositions constructives							
e (cm)	cg (cm)	φmax (mm)	φt (mm)	ev (cm)	eh (cm)		
5	2,5	25	8	2,5	7,95	ok	
Pour A'ser	li1	li2	Pour Aser	li1	li2	li3	
	0	0		6 HA20	6 HA14	0	
	d1	d2		d1	d2	d3	
	0	0		77,2	71,3	0	
	A1	A2		A1	A2	A3	
	0	0		18,85	9,24	0	
	d'réel (cm)	d'th (cm)		d'réel (cm)		d'th	
0	0	75,26		75,26			
Conclusion	Pour d' : néant						
	reprendre Aser th avec d'réel pour avoir : nouvel Aser th < Aser réel						
Aser (cm²)							
A'ser (cm²)		0,00		Aser (cm²)		28,09	
Vérification des contraintes							
y (m)	If (m⁴)	σb (Mpa)	σst (Mpa)	σsc (Mpa)			
0,322	236,6168	0,0005	ok	1,67	ok	0,0072	ok
Vérification à l'effort tranchant							
τu (Mpa)	Vu (kN)	(τu)vr (Mpa)		(At/st)1	(At/st)2	(At/st)	At (cm²)
3	154,546	0,59	ok	0,0007	0,0004	0,0007	0,00015
φt (mm)		st max (cm)	st th (cm)	b poteau			
8		ok	40	22,87	ok	0,45	
σbielle	σbielle (Mpa)		Agth (cm²)	Ag réel (cm²)		Mu	
16	2,32		ok	4,44	28,09	ok	450,74
τsu (Mpa)	ls th (cm)	ls réel (cm)	i (cm)		pas besoin de prolonger		
3,24	77,16	25,00	40		ok		
Armatures de peau							
hp (m)	0,669	Ap (cm²) pour chaque		2,01	Choix	3HA10/poteau	

Annexe n° 9 : Note de calcul du chevêtre du coté de l'hôtel : section en travée (Section rectangulaire à l'ELS (FP))							
Données							
fc28 (Mpa)	ft28 (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	bo (m)	h (m)	d (m)	fe
30	2,40	18,00	215,56	1,20	1,00	0,92	400
Calcul du moment réduit Mrb et comparaison avec Mser				n°cas		Amin (cm ²)	
$\bar{\alpha}_1$	Mrb (kN.m)	Mser	choix du cas	A'ser	A'ser≠0		
0,556	4 158,91	638,02	1	1	2	15,27	
Calcul des aciers cas 1: Pivot A et A'ser = 0							
μ_s	α_1	σ_{bc} (Mpa)	Aser th	A retenu (cm ²)			
0,044	0,265	5,18	35,21	35,21			
Calcul des aciers cas 2: Pivot A et A'ser ≠ 0							
$\sigma's$ (Mpa)	A'ser th	zbl (m)	Aser th	A retenu (cm ²)			
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00			
Aciers théoriques retenus							
A'ser (cm ²)		0,00		Aser (cm ²)		35,21	
Choix des aciers, vérification de d et d' et dispositions constructives							
e (cm)	cg (cm)	ϕ_{lmax} (mm)	ϕ_t (mm)	ev (cm)	eh (cm)		
5	2,5	20	6	2,5	21,68	ok	
Pour A'ser	lit1	lit2	Pour Aser	lit1	lit2	lit3	
	0	0		12 HA20		0	
	d'1	d'2		d1	d2	d3	
	0	0		92,2		0	
	A'1	A'2		A1	A2	A3	
	0	0		37,7		0	
	d'réel (cm)	d'th cm)		dréel cm)		dth	
0	0	92,20		92,2			
Conclusion	Pour d' : néant						
	reprendre Aser th avec dréel pour avoir : nouvel Aser th < Aser réel						
Aciers réels retenus							
A'ser (cm ²)		0,00		Aser (cm ²)		37,70	
Vérification des contraintes							
y (m)	If (m ⁴)	σ_b (Mpa)		σ_{st} (Mpa)		σ_{sc} (Mpa)	
0,2514	478,1109	0,0003	ok	1,84	ok	0,0050	ok
Vérification à l'effort tranchant							
$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Vu (kN)	$(\tau_u)_v$ (Mpa)		(At/st)1	(At/st)2	(At/st)	At(cm2)
3	725,42	0,66	ok	0,0025	0,0012	0,0025	0,0002
ϕ_t (mm)		st max (cm)	st th (cm)		b poteau		
6		ok	40	7,96	ok	0,85	
$\bar{\sigma}_{bielle}$ (Mpa)	σ_{bielle} (Mpa)		Agth (cm ²)	Ag réel (cm ²)			
16	1,55	ok	20,86	37,7	ok	Mu	828,96
τ_{su} (Mpa)	ls th (cm)	ls réel (cm)	i (cm)		pas besoin de prolonger		
3,24	61,73	34,15	80	ok			
Armatures de peau							
hp (m)	0,832	Ap (cm ²) pour chaque paroi		2,50	Choix	3HA12/paroi	

Annexe n° 9 : Note de calcul du chevêtre du coté de l'hôtel : section sur appui (Section rectangulaire à l'ELS (FP))							
Données							
fc28 (Mpa)	f128 (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_s (Mpa)	bo (m)	h (m)	d (m)	fe
30	2,40	18,00	215,56	1,20	1,00	0,92	400
Calcul du moment réduct Mrb et comparaison avec Mser				n°cas		Amin (cm²)	
α_1	Mrb (kN.m)	Mser	choix du cas	A'ser	A'ser=0		
0,556	4 137,28	676,45	1	1	2	15,23	
Calcul des aciers cas 1: Pivot A et A'ser = 0							
μ_s	α_1	σ_{bc} (Mpa)	Aser th	A retenu (cm²)			
0,046	0,272	5,38	37,53	37,53			
Calcul des aciers cas 2: Pivot A et A'ser ≠ 0							
σ_s (Mpa)	A'ser th	zbl (m)	Aser th	A retenu (cm²)			
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00			
Aciers théoriques retenus							
A'ser (cm²)	0,00		Aser (cm²)	37,53			
Choix des aciers, vérification de d et d' et dispositions constructives							
e (cm)	eg (cm)	ϕ_{max} (mm)	ϕ_t (mm)	ev (cm)	eh (cm)		
5	2,5	32	10	2,5	14,3	ok	
Pour A'ser	lit1	lit2	Pour Aser	lit1	lit2	lit3	
	0	0		6 HA 25	6 HA 16	0	
	d'1	d'2		d1	d2	d3	
	0	0		91,7	92,6	0	
	A'1	A'2		A1	A2	A3	
	0	0		29,45	12,06	0	
	d'réel (cm)	d'th (cm)		d'réel (cm)		d'th	
0	0	91,96		91,96			
Conclusion	Pour d' : néant						
	Pour d : continuer						
Aciers réellement retenus							
A'ser (cm²)	0,00		Aser (cm²)	41,51			
Vérification des contraintes							
y (m)	If (m⁴)	ob (Mpa)	σ_{st} (Mpa)		σ_{sc} (Mpa)		
0,2614	523,5876	0,0003	ok		1,78	ok	
Vérification à l'effort tranchant							
τ_u (Mpa)	Vu (kN)	$(\tau_u)_v$ (Mpa)		(At/st)1	(At/st)2	(At/st)	At(m2)
3	725,42	0,66		ok	0,0025	0,0012	0,0025
ϕ_t (mm)		st max (cm)	st th (cm)		b poteau		
10		ok	40		7,94	ok	
σ_{bielle} (Mpa)		σ_{bielle} (Mpa)	Agth (cm²)		Ag réel (cm²)		
16		1,55	ok		20,86	41,51	
τ_{su} (Mpa)	ls th (cm)	ls réel (cm)	i (cm)		pas besoin de prolonger		
3,24	98,77	49,62	80		ok		

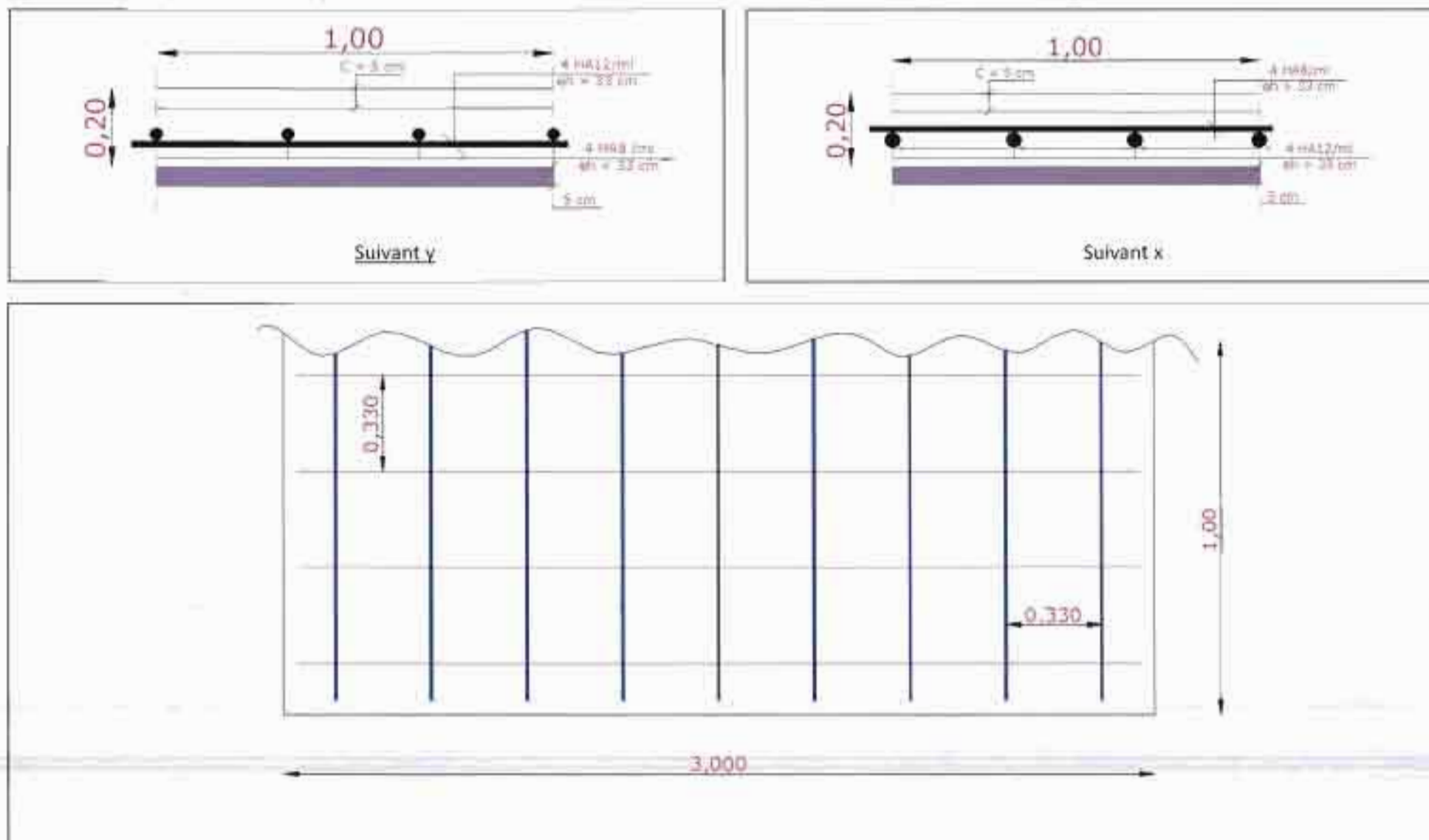
Annexe n°11 : Note de calcul du chevrete de la pile : section en travée (Section rectangulaire à IELS (FP))							
Données							
fc28 (Mpa)	f128 (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_s (Mpa)	b0 (m)	h (m)	d (m)	fe (Mpa)
30	2,40	18,00	215,56	1,30	1,20	1,12	400
Calcul du moment réduit Mrb et comparaison avec				n°cas		Amin (cm ²)	
α_1	Mrb	Mser	choix du cas	A'ser =0	A'ser ≠0		
0,556	6 672,14	1 279,20	1	1	2	20,13	
Calcul des aciers cas 1: Pivot A et A'ser = 0							
μ_s	α_1	σ_{bc} (Mpa)	Aser th	A retenu (cm ²)			
0,054	0,292	5,93	58,60	58,60			
Calcul des aciers cas 2: Pivot A et A'ser = 0							
σ_s (Mpa)	d' th(m)	A'ser th	zbl (m)	Aser th	A retenu (cm ²)		
0,00	0,1	0,00	0,00	0,00	0,00		
Aciers théoriques retenus							
A'ser (cm ²)	0,00			Aser (cm ²)	58,60		
Choix des aciers, vérification de d et d' et dispositions constructives							
e (cm)	eg (cm)	ϕ_{max}	ϕ_t (mm)	ev (cm)	eh (cm)		
5	2,5	20	6	2,5	13,16	ok	
Pour A'ser	li1	li2	Pour Aser	li1	li2	li3	
	0	0		20 11A 20		0	
	d'1	d'2		d1	d2	d3	
	0	0		112,2		0	
	A'1	A'2		A1	A2	A3	
	0	0		62,83		0	
	d'réel (cm)	d'th (cm)		d'réel (cm)		d'th (cm)	
0,00	0	112,20		112,20			
Conclusion	Pour d' néant						
	reprendre Aser th avec d'réel pour avoir : nouvel Aser th < Aser réel						
Aciers réels retenus							
A'ser (cm ²)	0,00			Aser (cm ²)	62,83		
Vérification des contraintes							
y (m)	If (m ⁴)	σ_b (Mpa)	σ_{st} (Mpa)	σ_{sc} (Mpa)			
0,3373	1179,3292	0,0004	ok	1,82	ok	0,0055	ok
Vérification à l'effort tranchant							
τ_u (Mpa)	Vu (kN)	(τ_u)v (Mpa)	(At/st)1	(At/st)2	(At/st)	At(m2)	
3	2394,33	1,64	ok	0,0068	0,0013	0,0068	0,0003
ϕ_t (mm)	st max (cm)	st th (cm)	b poteau				
6	ok	40	4,40	ok	2,1		
σ_{bielle}	σ_{bielle} (Mpa)	Agth (cm ²)	Ag réel (cm ²)				
16	1,81	ok	68,84	62,83	pas bon	Mu	1654,35
τ_{su} (Mpa)	ls th (cm)	ls réel (cm)	l (cm)	prolonger au dela du nu de l'appui			
3,24	61,73	67,63	205	ok			
Armatures de peau							
hp (m)	1,032	Ap (cm ²) pour chaque	3,10	Choix	31A12/pour		

Annexe n°11 : Note de calcul du chevêtre de la pile : section sur appui (Section rectangulaire à l'ELS (EP))							
Données							
fc28 (Mpa)	f28 (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_s (Mpa)	bo (m)	h (m)	d (m)	fe (Mpa)
30	2,40	18,00	215,56	1,30	1,20	1,18	400
Calcul du moment réduit Mrb et comparaison avec Mser				n°cas		Amin (cm ²)	
α_1	Mrb	Mser (kN.m)	choix du cas	A'ser =0	A'ser≠0		
0,556	7 317,37	1 770,05	1	1	2	21,08	
Calcul des aciers cas 1: Pivot A et A'ser = 0							
μ_s	α_1	σ_{bc} (Mpa)	Aser th (cm ²)	A retenu (cm ²)			
0,069	0,323	6,85	78,31	78,31			
Calcul des aciers cas 2: Pivot A et A'ser ≠ 0							
σ_s (Mpa)	d' th(m)	A'ser th cm ²	zb1 (m)	Aser th (cm ²)	A retenu (cm ²)		
0,00	0,1	0,00	0,00	0,00	0,00		
Aciers théoriques retenus							
A'ser (cm ²)	0,00		Aser (cm ²)	78,31			
Choix des aciers, vérification de d et d' et dispositions constructives							
e (cm)	eg (cm)	ϕ_{lmax} (mm)	ϕ_t (mm)	ev (cm)	eh (cm)		
5	2,5	32	10	2,5	7,28	ok	
Pour A'ser	li1	li2	Pour Aser	li1	li2	li3	
	0	0		20 HA23	0		
	d'1	d'2		d1	d2	d3	
	0	0		117,5	0		
	A'1	A'2		A1	A2	A3	
	0	0		98,17	0		
	d'réel (cm)	d'th (cm)		d'réel (cm)		d'th (cm)	
0,00	0	117,50		117,50			
Conclusion	Pour d' : néant						
	reprendre Aser th avec d'réel pour avoir : nouvel Aser th < Aser réel						
Aciers théoriques retenus							
A'ser (cm ²)	0,00		Aser (cm ²)	98,17			
Vérification des contraintes							
y (m)	If (m ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{st} (Mpa)	σ_{sc} (Mpa)			
0,3864	2019,7150	0,0003	ok	1,54	ok	0,0051	ok
Vérification à l'effort tranchant							
τ_u (Mpa)	Vu (kN)	(τ_u)v (Mpa)	(At/st)1	(At/st)2	(At/st)	At(m2)	
3	2394,33	1,57	ok	0,0065	0,0013	0,0065	0,0003
ϕ_t (mm)		st max (cm)	st th (cm)	b poteau (m)			
10		ok	40	4,61	ok	2,1	
σ_{bielle} (Mpa)	σ_{bielle} (Mpa)	Agth (cm ²)	Ag réel (cm ²)				
16	1,81	ok	68,84	89,31			
τ_{su} (Mpa)	ls th (cm)	ls réel (cm)	i (cm)	prolonger au delà du nu de l'appui			
3,24	98,77	76,12	205	ok			

Annexe n°17 : Note de calcul des Poteaux et semelles courants de la pile							
Dimensionnement de la colonne courante de la pile							
G(KN)	Q(KN)	Nu (KN)	Nels (KN)	fc28 (Mpa)	f28 (Mpa)	Fc (Mpa)	lf (m)
2237,77	1159,29	4412,1375	3397,06	30	2,4	400	6,43
a (m)	b (m)	imin (m)	λ	θ	α	B(m ²)	Br(m ²)
0,7	2,1	0,189	34,02	1	0,71	1,36	1,27
u (m)	Asth(cm ²)	0,2B/100	4cm ² x u	Amin (cm ²)	Amax (cm ²)	Asth final	
4	-7624,94	0,00	16,00	27,30	682,42	27,30	27,30
Choix		ϕl (mm)		ϕt (mm)	lr (cm)	st (cm)	st' (cm)
16 HA 16	32,16 cm ²	16	ok	8	38,4	24	19,2
eh (cm)		ev (cm)					
33	ok	23,55	ok				
Dimensionnement de la semelle sous la colonne courante de la pile							
P _{px} (KN)	N' (MN)	σ_{red} (MPA)	B _m (m)	B _{choisi} (m)	A _b (m)	A _{choisi} (m)	ht(m)
313,43	3,71	0,35	5,64	5,80	1,93	2,10	0,95
S _{sem.} (m ²)	P _{sem.} (KN)	P _{sem.} (KN)	N' (MN)	σ_{red} (MPA)		f28 (Mpa)	Nu (kN)
12,18	289,28	119,02	4,12	0,34	ok	2,4	5386,46
ΦA_{ab} (mm)	$\Phi A_{abchoisi}$ (mm)	dA (m)	AsA (cm ²)	ΦB_{ab} (mm)	$\Phi B_{abchoisi}$ (mm)	dB (m)	AsB (cm ²)
19,35	14	0,91	29,90	53,45	16	0,87	82,02
nA	stA (cm)	nA _{choisi}	choix final du coté de A				
20	10	20	20 HA 14	30,79 cm ²			
nB	stB (cm)	nB _{choisi}	choix final du coté de B				
41	15	41	41 HA 16	82,41 cm ²			

Annexe n°19 : Note de calcul du voile :(flexion simple) Section rectangulaire à l'ELS (FP)							
Données							
f_{c28} (Mpa)	f_{t28} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_s (Mpa)	b_0 (m)	h (m)	d (m)	f_e
30	2,40	18,00	215,56	1,00	1,00	0,90	400
Calcul du moment réduit M_{rb} et comparaison avec M_{ser}				n°cas		Amin (cm ²)	
α_1	M_{rb} (kN.m)	M_{ser} (kN.m)	choix du cas	A'ser	A'ser≠0		
0,556	3 302,34	94,85	1	1	2	12,42	
Calcul des aciers cas 1: Pivot A et A'ser = 0							
μ	α_1	σ_{bc} (Mpa)	Aser th (cm ²)	A retenu (cm ²)			
0,008	0,122	2,00	5,10	12,42			
Calcul des aciers cas 2: Pivot A et A'ser ≠ 0							
σ'_s (Mpa)	A'ser th (cm ²)	zbl (m)	Aser th (cm ²)	A retenu (cm ²)			
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00			
Aciers (biligéométrie imposée)							
A'ser (cm ²)		0,00		Aser (cm ²)		12,42	
Choix des aciers, vérification de d et d' et dispositions constructives							
e (cm)	eg (cm)	ϕ_{max} (mm)	ϕ_t (mm)	ev (cm)	eh (cm)		
5	2,5	25	8	2,5	7,95	ok	
Pour A'ser	li1	li2	Pour Aser	li1	li2	li3	
	0	0		4 HA20/30	0		
	d'1	d'2		d1	d2	d3	
	0	0		93,2	0		
	A'1	A'2		A1	A2	A3	
	0	0		12,56	0		
	d'réel (cm)	d'th (cm)		d'réel (cm)		d'th (cm)	
0	0	93,20		90			
Conclusion	Pour d' : néant						
	Pour d : continuer						
Aciers (biligéométrie imposée)							
A'ser (cm ²)		0,00		Aser (cm ²)		12,56	
Vérification des contraintes							
y (m)	I' (m ⁴)	σ_b (Mpa)		σ_{st} (Mpa)		σ_{sc} (Mpa)	
	163,6488	0,0000		0,81		0,0000	
		ok		ok		ok	
Vérification à l'effort tranchant							
τ_u (Mpa)	V_u (kN)	$(\tau_u)_v$ (Mpa)		(At/st)1	(At/st)2	(At/st)	At(cm ²)
3	147,368	0,16		0,0005	0,0010	0,0010	0,00015
qt (mm)		st max (cm)	st th (cm)	h poteau (m)			
8		ok	40	15,00	ok	0,45	
σ_{bielle} (Mpa)	σ_{bielle} (Mpa)		Agth (cm ²)	Ag réel (cm ²)			
16	0,78		ok	4,24	12,56	ok	Mu
τ_{su} (Mpa)	ls th (cm)	ls réel (cm)	i (cm)		pas besoin de prolonger		
3,24	77,16	26,03	40		ok		
Armatures de peau							
hp (m)	0,757	Ap (cm ²) pour chaque paroi		2,27	Choix	3HA10	

Annexe n° 21 : Schéma de ferrailage de la dalle de transition



Bibliographie

- ❖ Calcul rapide des poutres continues : **M. CAQUOT** édition Eyrolles 1959
- ❖ Projet et construction des ponts : **M. Armand CALGARO** édition 1991
- ❖ BAEL (béton armé aux états limites) : **Version 99 modifiée**
- ❖ Cours de structure I et II année 2008 : **Professeur Moustapha NDIAYE**
- ❖ Cours de Technologie de béton année 2008 : **Professeur Ibrahima Khalil CISSE**
- ❖ Cours d'ouvrage d'art année 2005 : **Professeur Philippe NOUANGA**
- ❖ Cours des sols II année 2008 : **Professeur Ismaïla GUEYE**
- ❖ Cours de Béton Armé année 2008 : **Professeur Falla Paye**

Annexe n°13 : Note de calcul des Poteaux et semelles carrées de la culée							
Dimensionnement du poteau voisin de rive de la culée							
G(KN)	Q(KN)	Nu (KN)	Nels (KN)	fc28 (Mpa)	Fe (Mpa)	a (m)	lf (m)
811,9	317,83	1477,461	1129,73	30	400	0,85	6,43
θ	λ	α	B(m ²)	Br(m ²)	Asth(cm ²)	0,2B/100	4cm ² x u
1	26,20	0,72	0,72	0,69	-381,51	0,00	13,6
Amin (cm ²)	Amax (cm ²)	Asth final		Choix		ϕl (mm)	
14,45	361,25	14,45	14,45	811A16	16,08 cm ²	16	ok
ϕt (mm)	lr (cm)	eh (cm)		ev (cm)		st (cm)	st' (cm)
8	38,4	36,7	ok	36,7	ok	24,00	19,2
Dimensionnement de la semelle du poteau voisin de rive de la culée							
P _{pot.} (KN)	N' (MN)	σ_{sol} (MPA)	A _{th} (m)	A _{choisi} (m)	ht(m)	S _{sem.} (m ²)	P _{sem.} (KN)
165,92	1,30	0,35	1,92	2,10	0,35	4,41	38,588
P _{terres.} (KN)	N'' (MN)	$\sigma_{réel}$ (MPA)		ft28 (Mpa)	Φ_{th} (mm)	Φ_{choisi} (mm)	d (m)
84,813	1,42	0,32	ok	2,4	17,01	16	0,29
Nu (kN)	As(cm ²)	n	st (cm)	n _{choisi}	choix final		
1868,04	28,79	15	14,3	15	15HA16	30,16 cm ²	

Annexe n°15 : Note de calcul des Poteaux et semelles de rive de la pile							
Dimensionnement de la colonne de rive de la pile							
G(KN)	Q(KN)	Nu (KN)	Nels (KN)	fc28 (Mpa)	ft28 (Mpa)	Fe (Mpa)	lf (m)
477,89	176,58	857,0475	654,47	30	2,4	400	6,43
a (m)	b (m)	imin (m)	λ	θ	α	B(m ²)	Br(m ²)
0,7	1,05	0,189	34,02	1	0,71	0,68	0,62
u (m)	Asth(cm ²)	0,2B/100	4cm ² x u	Amin (cm ²)	Amax (cm ²)	Asth final	
4	4369,29	0,00	16,00	16,00	341,21	16,00	16,00
Choix		ϕl (mm)		ϕt (mm)	lr (cm)	st (cm)	st' (cm)
10 HA 16	20,11 cm ²	16	ok	8	38,4	24	19,2
eh (cm)		ev (cm)					
30,1	ok	23,55	ok				
Dimensionnement de la semelle sous la colonne de rive de la pile							
P _{pot} (KN)	N* (MN)	σ_{sol} (MPa)	B _{in} (m)	B _{choisi} (m)	A _{in} (m)	A _{choisi} (m)	ht(m)
156,71	0,81	0,35	1,86	2,00	1,33	1,35	0,25
S _{sem.} (m ²)	P _{sem.} (KN)	P _{sem.} (KN)	N* (MN)	σ_{sol} (MPa)		ft28 (Mpa)	Nu (kN)
2,70	16,88	50,50	0,88	0,33	ok	2,4	1159,57
ΦA_{in} (mm)	ΦA_{choisi} (mm)	dA (m)	A _{in} (cm ²)	ΦB_{in} (mm)	ΦB_{choisi} (mm)	dB (m)	A _{st} (cm ²)
12,44	12	0,21	13,16	18,43	12	0,19	20,75
nA	nA (cm)	nA _{choisi}	choix final				
12	10	12	12HA12	13,57 cm ²			
nB	nB (cm)	nB _{choisi}	choix final				
19	10	19	19HA12	21,49 cm ²			