

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

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction.
Département de Génie Civil.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En Vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Option : Voies et Ouvrages d'Arts

Thème

**Etude d'une trémie routière avec conception
d'un tronçon routier de la RN30A**



Réalisé par :

M^{elle} SAAD SAMIA

M^{elle} LAMMALI NACERA

M^{er} BOUKHEROUF MOURAD

Dirigé par :

M^{er} DEHMOUS

Promotion : 2013- 2014

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Au nom de Dieu, le tout Miséricordieux, le très Miséricordieux

Nous tenons à remercier le Dieu le tout Puissant de nous avoir motivé à réaliser ce modeste travail

Egalement, nous remercions infiniment M^{er} DEHMOUS, notre encadreur pour nous avoir guidé pour la réalisation de ce projet et le Soutien technique et morale qu'il nous apporté,

Nous remercions l'ensemble du personnel de la DTP de la wilaya de TIZI-OUZOU a la tête mer SADOUDI, Mme OUKOLOU qui nous a accueilli(e) chaleureusement. Le personnel de l'entreprise des ouvrages d'arts de pôle A20 de TIZI OUZOU

Nous remercions tous le personnel de l'entreprise Cosider qui nous a accueilli(e).

Nous remercions tous les enseignants de l'université M.M.T.O qui ont contribué à notre formation ainsi que le personnel de bibliothèques.

Nous remercions tous les membres du jury qui nous feront l'honneur d'évaluer nos efforts.

Nous remercions vivement les étudiants pour leur aide matérielle et morale durant toute la période de préparation.

Dédicace

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur
qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on
remercie en exprimant La gratitude et la reconnaissance
durant toute notre existence, Je dédis ce modeste travail :*

*AU plus généreux homme dans le monde, a mon très cher père
SAAD EL HOCINE, qui m'a accompagné durant les moments les plus
rudes de ce long parcours de mon éducation Et qui ma encouragé
avec toutes les moyennes qu'il a.*

*A la plus merveilleuse femme de monde, ma très chère mère FATMA,
qui à sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours
de l'enseignement.*

*A mes très chère frères : AREZKI, SOFIANE, MOMOH ceux qui ont cherchés
toujours me satisfaire et de proposé leurs collaboration, je les souhaite
une énorme réussite dans leurs vie.*

*A mon grand père : qui se repose dans le vaste paradis de notre seigneur, qui vie
toujours et à jamais dans mon âme.*

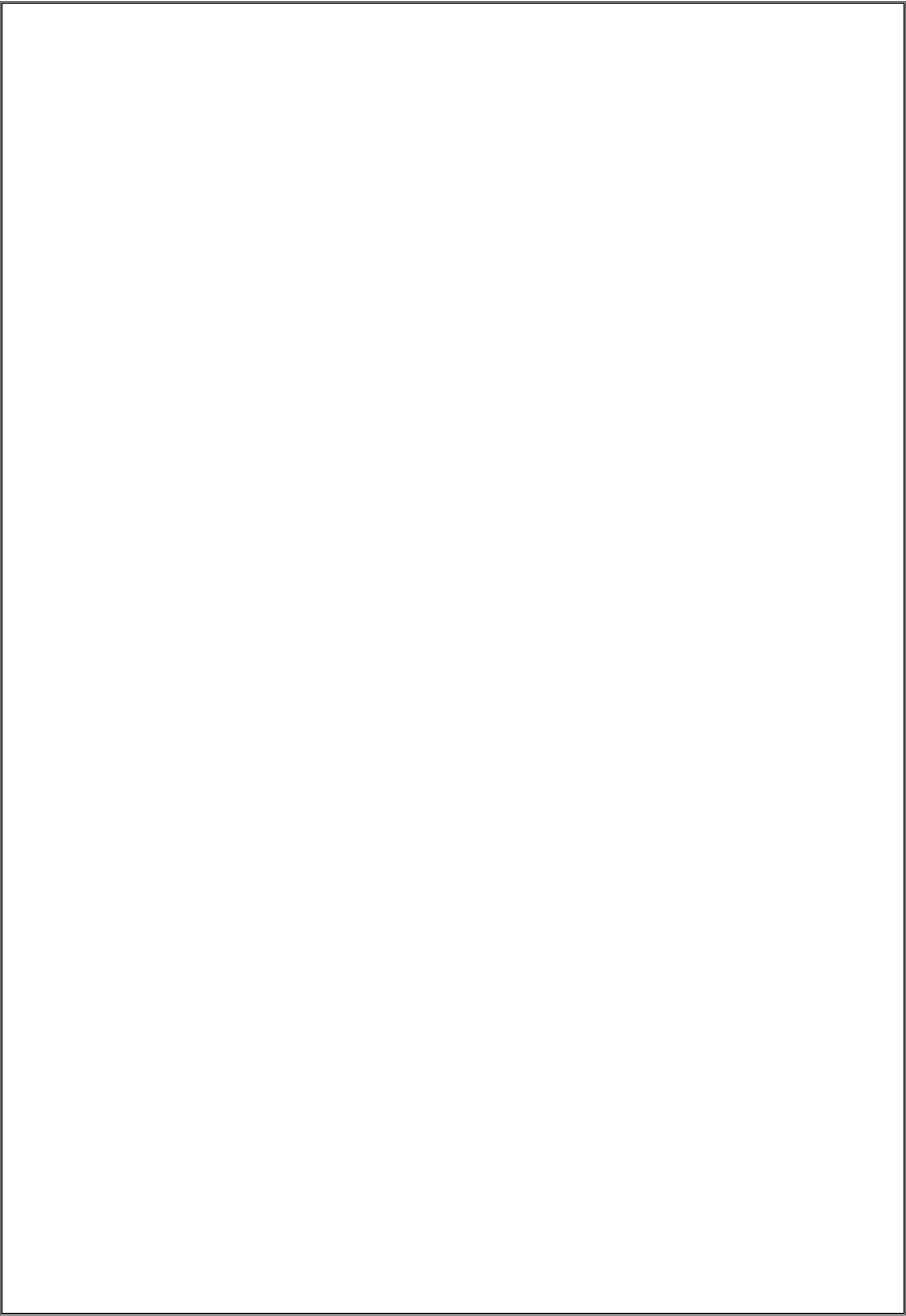
A mes grand mère maternel et paternel que je les souhaite une longue vie.

*A tous mes oncles et tantes ainsi que leurs fils et filles.
A tous mes cousins HAND, AMAR, ainsi que leurs femmes et fils.
A toutes la famille SAAD : SAID, AMOKRANE, NEDJEMA.....
A toutes la famille SEMOUME*

*A mon très chère ami ISSAME et sa famille
A tous mes amis ; OUIZA, ZAKIA, SOFIANE, DJAMILA, RADIA....
A la mémoire de ma copine LYNDA ainsi que sa famille.
A tous la promotion VOA, CCI, 2014
A mes binômes NACERA et sa famille
MOURAD et sa famille*

A toutes les personnes qui Me connaissent

SAMIA



Dédicace

Je dédie ce modeste mémoire de fin d'étude :

*A mes chères parents et ma grand-mère. Qui m'ont
toujours conseillée et orientée.*

A mes sœurs et mon frère

A mes neveux: Amine, Juba.

A mes nièces: Sarah, Amélia

A tous mes cousins et oncles et leurs enfants.

A mon binôme Samia et sa famille.

A mon binôme Mourad et sa famille.

A Toute la promotion 2013-2014

A toutes les personnes qui Me connaissent

IN Nacera

Dédicace

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur
qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on
remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance
durant toute notre existence, Je dédis ce modeste travail :*

A mes chers parents

*A mes très chers frères et sœur et leurs enfants.
A ma grand mère que je les souhaite une longue vie.
A mon grand père : qui se repose dans le vaste paradis de notre seigneur, qui
vie toujours et à jamais dans mon cœur.
A tous mes cousins et tantes ainsi que leurs fils et filles.*

*A madame TAZIBTE enseignante universitaire Dans la faculté de ST
A m^{re} AIT AMAR enseignant dans le département génie de civil.*

A tous connaissances D' ABIZAR ET FREHA. A mes amis étudiant, DAHMAN,

*TOUFIK, , MOMOH, SAID.....
Toutes la section ST 1^{er} année*

*A tous la promotion VOA, CCI, 2014
A mes binômes et leurs famille*

A toutes les personnes qui me connaissent

Sommaire

Chapitre 1 : Présentation de projet

I.	préambule	01
II.	historique de la route	01
III.	présentation du projet	01
IV.	Objectif de notre projet	03

Chapitre 2 : Etude de trafic

I.	Introduction	04
II.	La reconnaissance de trafic	04
III.	Etude de trafic	05
IV.	Estimation de trafic journalier annuel	07
V.	Calcule de la capacité de route souterraine	09

Chapitre 3 : Etude géotechnique

I.	Introduction	14
II.	Description de l'ouvrage	14
III.	But de l'étude	14
IV.	Géologie du site	14
V.	Les déférents essais géotechniques	15

Chapitre 4: Dimensionnement de corps de chaussée

I.	Introduction	25
II.	Définition de la chaussée	25
III.	Objectif de dimensionnement	25
IV.	Méthode de dimensionnement.....	25

Chapitre 5 : Conception routière

I.	Introduction	43
II.	Tracé en plan	43
III.	Profile en long	47
IV.	Profile en travers	52
V.	Conclusion.....	57

Chapitre 6 : Etude de carrefour

I.	Introduction	58
II.	Définition	58
III.	type de carrefour	58
IV.	Principe généraux d'un carrefour	60
V.	Choix d'aménagement	60

Chapitre 7: Conception de la trémie

I.	Justification de l'utilité de l'aménagement	75
II.	schéma de circulation	75
III.	Caractéristiques Techniques.....	76
IV.	Conclusion	79

Chapitre 8: Caractéristique des matériaux

I.	Introduction	80
II.	Béton	80
III.	Acier	84
IV.	Conclusion.....	86

Chapitre 9 : Pré dimensionnement de la trémie

I.	Introduction	87
II.	Définition	87
III.	Description générale de la trémie	87
IV.	Le choix de la section	87
V.	Elément à Pré dimensionné	88

Chapitre 10 : Charge et surcharge

I.	Introduction	100
II.	Charges permanente	100
III.	Surcharge routière	106
IV.	Charges agissantes sur les murs de soutènement	113
V.	Stabilité des murs de soutènement	118

Chapitre 11 : Modélisation

I.	Introduction	121
II.	Calcul automatique robot analysis:	121
III.	Description de logiciel	122

IV.	La modélisation	122
V.	système de coordonnées	123
VI.	Analyse	124
VII.	Donnée et hypothèse	125
VIII.	Les actions considérables dans cet ouvrage	126

Chapitre 12: Ferrailage

I.	Introduction	129
II.	Détermination de ferrailage	129
III.	Ferrailage des éléments de la partie couverte	129
IV.	Ferrailage des éléments de la partie ouverte	139

Chapitre 13: Signalisation et éclairage

I.	Signalisation	149
II.	Eclairage	151

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Chapitre 1:

introduction

I.	préambule	01
II.	historique de la route	01
III.	présentation du projet.....	01
IV.	Objectif de notre projet :.....	03

I - Préambule :

A la fin 1999, seul 16 % du réseau routier de la wilaya de Tizi-Ouzou se trouvait en bon état. Conscient que le développement de la Wilaya passe par le développement de ses infrastructures de base, les programmes d'investissements publics lancés durant cette période avaient pour principe objectif de répondre à une demande forte de la société concernant l'amélioration de la sécurité vue son importance sur le plan économique social.

Aujourd'hui le réseau routier de la wilaya de TIZI OUZOU connaît encore plusieurs insuffisances et face au déficit que représente le développement des réseaux de transport, l'amélioration des routes situées entre les grand axes qui deviennent de plus en plus encombrante est indispensable pour permettre la libre circulation et de répondre ainsi aux besoins des usagers qui l'emprunte.

Dans le cadre de la relance économique initiée par les pouvoirs publiques, un montant de 10 700 milliards de dinars sera investit dans la modernisation et la construction des voies routières[01]. Ainsi plusieurs projets ont été lancés sur tous le territoire de la wilaya de TIZI OUZOU entre autre :

- ❖ Aménagement de la RN 12 en axe autoroutier (Azazga – LW Bejaia) sur 22 Km
- ❖ Construction de la liaison « évitement Azazga – RN 73 » sur 5 Km
- ❖ Aménagement de liaison Tazmalt EL Kef RN 72 – Makouda /13 Km
- ❖ Installation des trémies aux niveaux des intersections de la RN12, Chaïb, Oued Aissi

II - Historique de la route nationale 30A

L'axe de la route nationale 30A (RN 30A) a été réalisé à l'époque coloniale. Actuellement une partie de cette route (tronçon situé entre le PK6 et le PK16) est immergée dans l'oued suite à la réalisation du barrage de Taksebt. Ceci a nécessité la modification du tracé initial.

III - Présentation du projet

La RN 30A est une voie bidirectionnelle de communication structurante du réseau routier de la wilaya de Tizi-Ouzou. En effet elle assure, de par son tracé, plusieurs missions essentielles :

- ❖ elle relie les 02 axes Est – Ouest, de la Wilaya représenté par la RN 12 et la RN 30
- ❖ elle draine le trafic total ou partiel provenant des communes de Tizi Ouzou, Béni Aïssi, Beni Douala, Aît Mahmoud, Ouadhias, Ouacifs, Beni Yenni ainsi que toutes les communes situées au centre sud de la wilaya soit une population d'environ 250 000 habitants.

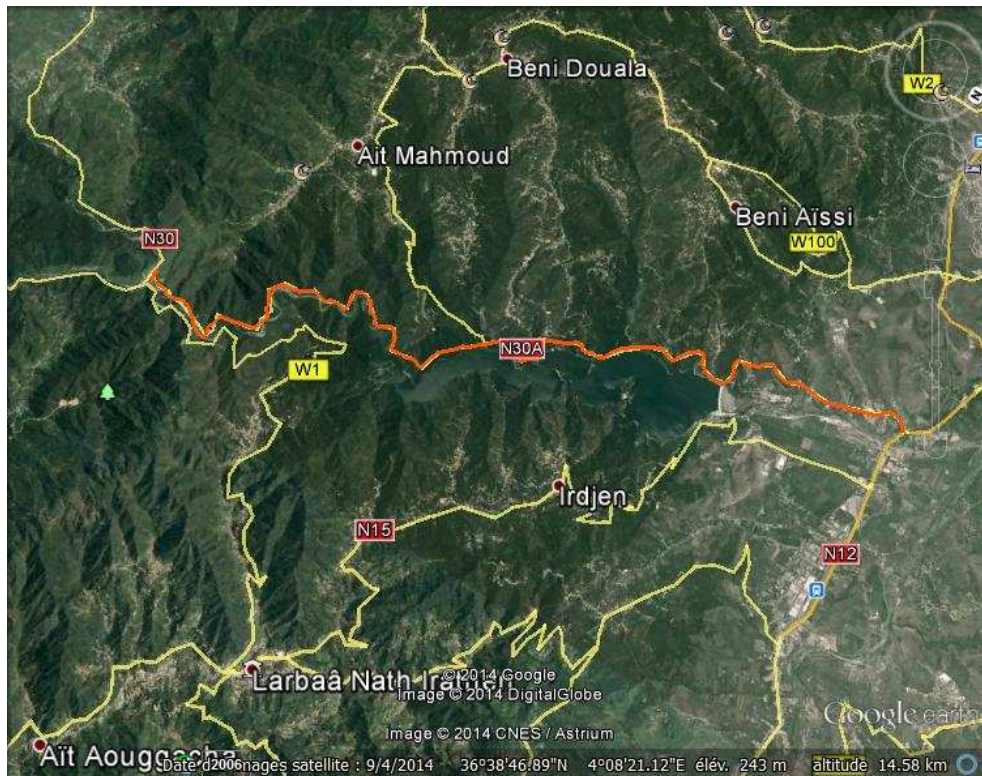


Figure (01) : Vue satellite de la route RN30

- ❖ Elle permettre l'accès aux zones touristiques comme le barrage et les forêts.

Sur la figure qui suit, nous présentons le schéma de la RN 30A.

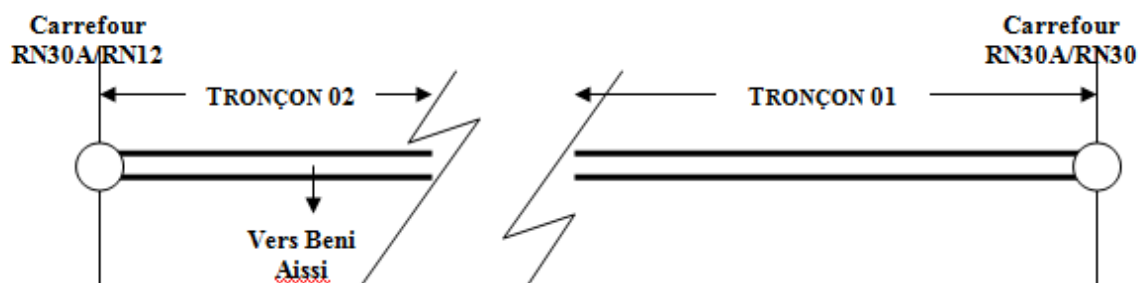


Figure (2) : Schéma de la RN 30A

Ses caractéristiques essentielles ayant orientés le cheminement de l'étude sont :

- ❖ la RN 30A, malgré l'absence de pentes élevées, traverse une zone au relief montagneux marqué par des talus important formés par les versants EST de l'Oued Aïssi constitué de formation schisteuse compacte comme le confirme la raideur des talus.
- ❖ Le barrage borde tout l'itinéraire excluant tous travaux en aval de la route (pas d'élargissement en remblais)
- ❖ Le trafic est important avec un pourcentage de PL élevé. Le corps de chaussée doit être dimensionné en conséquence.



Figure (03) : Situation du projet

La route est répartie en deux tronçons dont les caractéristiques sont comme suit :

1^{er} tronçon :

- PK 0+000 au PK 6+711
- situé en rase campagne
- Ligne : 2x1 voies de circulation
- La pente : 0.323
- Largeur : 6m

2^{ème} tronçon

- PK 16+100 au PK 18+100
- traversant une zone urbanisée en expansion
- Ligne : 2x1 voies de circulation
- La pente : 0.301
- Largeur : 6m

IV. Objectif de notre projet :

Compte tenu du projet de liaison de la RN15 provenant de Larbaa nath irathene vers la rocade sud (évitement de Tizi-Ouzou) en traversant la RN30A, pour aboutir à Tabarkouketh, ceci engendre un point où l'on doit prévoir un ouvrage de rétablissement routier. Cet ouvrage peut être soit un ouvrage souterrain ou un carrefour giratoire.

Le choix de tel ou tel ouvrage dépend du trafic et données topographiques, géotechniques...

Le choix d'une trémie est justifié par le fait que cet ouvrage permet d'assurer la fluidité du trafic avec confort et sécurité.

Chapitre 2:

Etude de trafic

I.	Introduction.....	04
II.	La reconnaissance de trafic.....	04
III.	Etude de trafic.....	05
IV.	Estimation de trafic journalier annuel.....	07
V.	Calcule de la capacité de route souterraine.....	09

I - Introduction :

Les études de trafic constituent l'élément de base dans la conception et le dimensionnement d'un réseau routier.

Pour résoudre la plupart des problèmes d'aménagement ou d'exploitation routiers, il est insuffisant de connaître la circulation en un point donné sur une route existante, il est souvent nécessaire de connaître les différents courants de circulation, leurs formation, leurs aboutissements en d'autres termes de connaître l'origine et la destination des différents véhicules.

Ainsi, on peut être amené à procéder en plusieurs étapes et à affiner l'étude de trafic au fur et à mesure de l'avancement de l'étude de l'ensemble du projet.

Ces méthodes peuvent être classées en deux catégories :

- ✓ Celles qui permettent de quantifier le trafic : les comptages.
- ✓ Celles qui en outre permettent d'obtenir des renseignements qualitatifs : les enquêtes.

II - La connaissance du trafic : il y a plusieurs techniques pour déterminer le trafic et ses composantes sont :

a) Les comptages (technique n'identifiant pas les véhicules):

C'est l'élément essentiel de l'étude de trafic, on distingue les types de comptage suivants :

- **Les comptages automatiques** : pour ce type de comptage on trouve parmi les moyens utilisés :

- ❖ **Le capteur pneumatique :**

Il permet d'effectuer des comptages routiers et donc de mesurer le débit. Ils sont constitués d'un câble en caoutchouc, tendu en travers de la chaussée relié à un détecteur.

L'encastrement du câble lors du passage d'un véhicule provoque une suppression, détectée par un manomètre actionnant un relais il est alors possible de compter le nombre d'essieux passant sur le capteur en cumulant les impulsions dans un compteur, les comptages sont par suite exprimés en unité de véhicule particulier (uvp) : **1 uvp = 2 essieux.**

- ❖ **Boucles électromagnétiques :**

Le capteur est constitué d'une boucle inductive, noyée dans le revêtement de la chaussée.

Le passage de la masse métallique du véhicule au-dessus de la boucle, provoque une variation du champ électromagnétique, cette variation se traduit par un créneau de tension dont la largeur est liée à celle du véhicule et à son temps de passage.

- **Le comptage manuel :**

L'opération consiste à positionner des agents de recensement sur chaque voie du carrefour pour qu'ils rassemblent les données nécessaires :

- Détermination du trafic aux heures de pointe.
- Détermination du niveau, de la nature, et de la structure.
- La variation du trafic au cours de la journée.

- **Comptages directionnel :**

- **Comptage directionnel par numéro de voiture ou film :**

b) Les enquêtes : on distingue deux types :

Les enquêtes simplifiées :

- Enquêtes par relève minéralogique
- Enquêtes par cartes

Les enquêtes complètes :

- Enquêtes par interview le long de la route
- Enquête par interview à habitation ou enquêtes ménages.

III - Les différents types du trafic :

On distingue trois types de trafic :

A. Trafic local : interne qui se déplace à l'intérieur de la zone étudiée

B. Trafic d'échange : origine et destination sont à l'intérieur de la zone étudiée, l'autre à l'extérieur.

C. Trafic de transit : origine et destination en dehors de la zone étudiée, il est susceptible d'être intéressé par certains aménagements tels qu'une déviation par exemple.

IV - Etude de trafic :

Dans le cadre de notre projet, nous avons opté pour la méthode de prolongement de l'évolution du trafic dans le temps. Elle consiste en l'extrapolation statistique du trafic en considérant l'année d'origine l'année 2007 et une durée de vie de 20 ans.

Dans notre cas, l'ouvrage d'art projeté fait partie d'un ensemble qui va absorber certain pourcentage de trafic des routes existantes, A ce stade une enquête a été faite pour avoir plus d'information sur cette routes dans le cadre d'assurer toujours utilité et une accessibilité facile vers tous les sites.

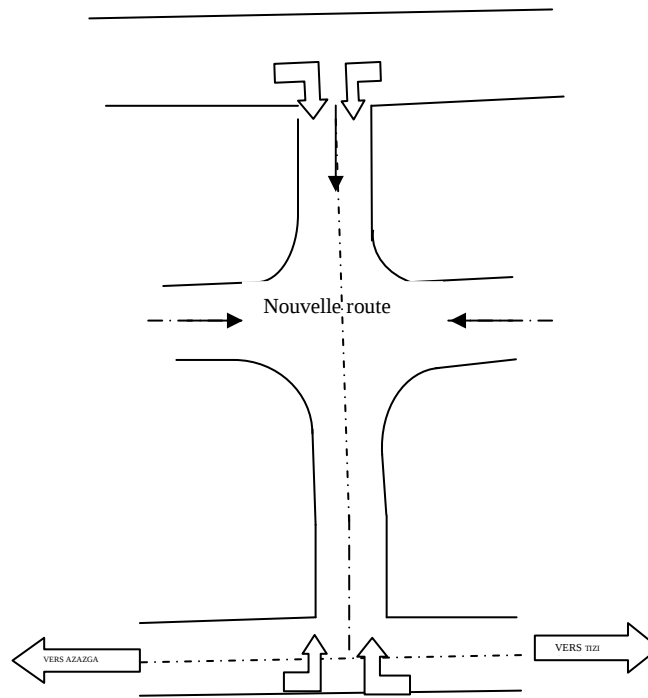


Figure (1) : schéma représentant le flux de circulation de notre projet

A l'aide de la DTP de la wilaya de Tizi-Ouzou on est parvenu à définir la valeur du trafic qui sera transféré sur la RN30A vu son rôle sur la carte du réseau routier de la wilaya de Tizi-Ouzou comme schématiser sur la figure ci-dessus.

1^{er} Comptage de trafic :

Une campagne de comptages manuels a été organisée durant le mois de janvier 2007, Les comptages se sont déroulés de 07 h à 17 h à des endroits situés en dehors des agglomérations de manière à enregistrer le trafic interurbain et éviter de prendre en compte le trafic local, la carte ci après présente la localisation des différents postes de comptages. L'enregistrement des véhicules se faisait par tranche de deux heures en distinguant les catégories suivantes :

- Véhicules Particulier VP
- Véhicules Utilitaire VUt
- Taxi- bus Taxi
- Autocar CAR
- Camion CAM

- **Résultats des comptages des routes existantes déjà**

Routes	Sections	VP	V. Ut	Taxis-bus	Autocar	Camions	TOTAL
RN 12	Tadmait - Tizi Ouzou	10 864	4 560	1 112	345	2 416	19 296
RN 12	Azazga - Tizi Ouzou	5 292	2 155	1 065	275	1 021	9 808
RN73	RN12 - Freha	3 745	1 566	1 278	133	887	7 609
RN 15	RN12 - L.N.Iraten	2 492	994	1 405	38	570	5 499
RN30	D.E.Mizan - Boghni	1 748	579	895	38	433	3 693
RN30 A	Takhokht - RN 12	1 587	702	654	154	375	3 472
RN30 A	Takhokht - Beni Yenni	970	404	423	80	192	2 069

Tableau n°1-a : Volume du trafic compté de 07^H à 17^H pour l'année 2007

2^{ème} enquête :

Pour chacune de ces routes on enlève un pourcentage qui sera transmis sur la nouvelle route (estimation faite à l'aide de l'ingénieur de la DTP et notre déplacement sur le site).

Routes	Sections	pourcentage		VP	V. Ut	Taxis-bus	Autocar	Camions	TOTAL
RN 12	Tadmait-Tizi Ouzou	20	➔	2173	912	222,4	69	484	3860
RN73	RN12 - Freha	15		562	234,9	192	19,95	134	1142
RN 15	RN12 - L.N.Iraten	40		997	398	562	15,2	228	2200
RN30	D.E.Mizan- Boghni	25		437	145	224	10	109	925
RN30 A	RN 12 - Takhokht	100		1587	702	654	154	375	3472
RN30 A	Takhokht - Beni Yenni	100		970	404	423	80	192	2069
RN 12	azazga - T.O	25		1323	539	267	69	256	2453
Total				8049	3335	2545	417	1777	16121

Tableau n°1-b : Volume du trafic pris dans chaque section pour l'année 2007 en V/J

V - Estimation de trafic journalier annuelle :

Les comptages de trafic ont été réalisés en janvier 2007 entre 07^H et 17^H. Les résultats obtenus doivent être donc redressés pour couvrir également la période 17h-7h afin d'être représentatif de la journée entière avant de passer au calcul des moyennes journalières/annuelles.

Le redressement journalier prendra en compte le trafic nocturne et le trafic des premières heures du matin. Le trafic non compté ayant circulé entre 17^H et 7^H est estimé à

30% du trafic diurne mesuré sur les axes à forte densité (RN12 et 73) et à 20% du trafic mesuré sur les autres axes routiers.

Le redressement saisonnier corrige les fluctuations mensuelles du trafic pour se rapprocher de la moyenne annuelle. D'après les résultats de la campagne nationale de recensement de la circulation réalisée par le CTTP en 1987, les trafics du mois de janvier représentent, dans les régions du Nord du pays, près de 90% du trafic moyen annuel. Le facteur de redressement saisonnier est donc de 1,1 %.

Le trafic corrigé est présentés dans le tableau qui suit :

Routes	Sections	TOTAL 7h-17h	Facteur saisonnier	La valeur corrigée	trafics mesuré de 7h- 17h	trafics estimé de 17h- 7h	totale v/h
RN 12	Tadmait - T.O	3860	1,1	4246	425	127	552
RN 12	Azazga - T.O	2453	1,1	2698	270	81	351
RN73	RN12 - Freha	1142	1,1	1256	126	38	163
RN 15	RN12 - L.N.I	2200	1,1	2420	242	73	315
RN30	D.E.Mizan - Boghni	925	1,1	1018	102	31	132
RN30 A	Takhoukht -RN 12	3472	1,1	3819	382	115	496
RN30 A	Takhoukht - Beni Yenni	2069	1,1	2276	228	68	296
TOTAL							2305

Tableau n°1-c: Volume du trafic en v/h pour l'année 2007

- La composition de trafic:

Véhicule particulier	Véhicule utilitaire	Taxis-bus	Autocar	Camions	TOTAL
50%	21%	16%	3%	11%	100%

Tableau 1-d: Composition moyenne du trafic

La formule qui donne le trafic journalier moyen annuel à l'année horizon est :

$$T_n = T_0 (1 + \tau)^n$$

T_0, τ, n : sont définies ci après.

- Les caractéristiques de trafic :

En se basant sur les résultats des comptages et des prévisions effectuées en 2007, on a fait une projection pour une durée de vie de 20 ans, à partir de l'année de sa mise en service.

Ainsi, la consultation du B40 nous a permis de déduire ces données, qui sont résumées dans le tableau suivant :

Le débit de pointe total	2305 v/h
Le trafic moyen journalier annuel	23050 v/j
Le débit de pointe pour le passage souterrain	931 v/h
Son trafic moyen journalier annuel	9310 v/j
Le débit de pointe pour le passage supérieur	1374v/h
Son trafic moyen journalier annuel	13740 v/j
Poids lourd moyen annuel	323 v/j
Le taux de croissance (t)	3%
La durée de vie	20 ans
Environnement	E2
Catégorie	C4
Le pourcentage des poids lourds (Z)	14%

Tableau 1-E les caractéristiques du trafic

VI - Calcul de la capacité de route souterrain

a. Définition :

La capacité est le nombre des véhicules qui peuvent moyennement passer sur un point ou une section de route, avec des caractéristiques géométriques de circulation qui lui sont propres durant une période bien déterminée. Cette capacité s'exprime sous forme d'un débit horaire moyen à saturation.

• Calcul de TJMA horizon

Nous rappelons que la formule qui donne le trafic journalier moyen annuel à l'année horizon est :

$$T_n = T_0 (1 + \tau)^n \text{ avec :}$$

T_n : le trafic à l'année horizon.

T_0 : le trafic à l'année de référence.

n : nombre d'année.

τ : taux d'accroissement du trafic (%).

• Calcul des trafics effectifs:

C'est le trafic traduit en unités de véhicules particuliers (U.V.P) en fonction de :

➤ Type de la route et de l'environnement :

Pour cela, on utilise des coefficients d'équivalence pour convertir les PL en (U.V.P).

Le trafic effectif est donné par la relation : $T_{\text{eff}} = [(1 - \tau) + PZ] \cdot T_n$

T_{eff} : trafic effectif à l'horizon en (U.V.P/j)

Z : pourcentage de poids lourds (%).

P : coefficient d'équivalence pour le poids lourd, il dépend de l'environnement et le nombre des voies.

ROUTES	E_1	E_2	E_3
2 voies	3	6	12
3 voies	2.5	5	10
4 voies et plus	2	4	8

Tableau 02-a: coefficient d'équivalence (B40)

- **Débit de pointe horaire normal :**

Le débit de pointe horaire normal est une fraction du trafic effectif à l'horizon, il est donné par la formule :

$$Q = \left(\frac{1}{n}\right) T_{\text{eff}}$$

$\left(\frac{1}{n}\right)$: Coefficient de pointe pris égale 0.12.

n : nombre d'heure, (en général $n=8$ heures)

Q : est exprimé en UVP/h .

- **Débit horaire admissible :**

Le débit horaire maximal accepté par une section de route est déterminé par application de la formule :

$$Q_{\text{adm}} (\text{uvp/h}) = K_1 \cdot K_2 \cdot C_{\text{th}}$$

K_1 : coefficient lié à l'environnement.

K_2 : coefficient de réduction de capacité.

C_{th} : capacité effective, qu'un profil en travers peut écouler en régime stable.

Avec :

- Valeur de K_1 : La valeur de k_1 est en fonction de l'environnement.

Environnement	E ₁	E ₂	E ₃
K ₁	0.75	0.85	0.90 à 0.95

- Valeur de **K₂** :

La valeur de k₂ est en fonction de l'environnement et de la catégorie de la route.

Environnement	1	2	3	4	5
E ₁	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
E ₂	0.99	0.99	0.99	0.98	0.98
E ₃	0.91	0.95	0.97	0.96	0.96

- **Valeur de C_{th}** : Capacité théorique du profil en travers en régime stable.

Type de voie	Seuil de gene	Seuil de saturation
2voies	8500	15000
3voies	12000	20000
2x2voies	25000	45000
2x3voies	40000	65000

Application au projet :

Données du trafic :

- ✚ Le comptage effectué en 2007 a donné lieu à un trafic de **9310v/j**
- ✚ Le taux d'accroissement annuel du trafic $\tau = 3\%$
- ✚ La vitesse de base $V_B = 60 \text{ Km/h}$
- ✚ Le pourcentage de poids lourds $Z = 14\%$

Ce pourcentage est un peu élevé vu les activités économiques de la zone d'oued Aissi

- ✚ Année de mise en service considérée est 2017
- ✚ La durée de vie de projet est de 20 ans.

- **Calcul de TJMA horizon :**

$$TJMA_n = (1+\tau)^n \times TJMA_{2007}$$

$$TJMA_{2017} = (1 + 0.03)^{10} \times 9310$$

$$TJMA_{2017} = 12512 \text{ v/j}$$

$$TJMA_{2037} = (1 + 0.03)^{20} \times 12512 = 22598 \text{ v/j}$$

$$TJMA_{2037} = 22598 \text{ v/j}$$

- **Calcul du trafic effectif :**

$$T_{\text{eff}} = [(1 - \tau) + PZ] TJMA_h$$

T_{eff} : trafic effectif à l'horizon.

Z : pourcentage de poids lourds (14%)

P : coefficient d'équivalence

Pour une route à 2 voies et un environnement E_2 ($P = 3$)

$$T_{\text{eff}} = [(1 - 0.03) + 3 \times 0.14] \times 22598 = 31411 \text{ uvp/j}$$

$$T_{\text{eff}} = 31411 \text{ uvp/j}$$

- **Débit de pointe horaire normal :**

Le débit de pointe normale est une fraction du trafic effectif à l'horizon h , il est exprimé en (uvp/h)

$$Q = T_{\text{eff}} (1/n)$$

(1/n) coefficient de pointe prise égale 0.12

$$Q = (1/n) T_{\text{eff}} = 0.12 \times T_{\text{eff}}$$

$$Q = 0.12 \times 31411$$

$$Q = 3769 \text{ uvp/h}$$

- **Débit admissible :**

Le débit que supporte une route donnée s'exprime comme suit :

$$Q_{\text{adm}} = K_1 \cdot K_2 \cdot C_{\text{th}}$$

Avec :

K_1 : coefficient correcteur pris égal à **0.85** pour E_2

K_2 : coefficient correcteur pris égal à **0.98** pour environnement (E_2) et catégorie (C_4)

C_{th} : capacité théorie que du profil en traverse, elle est exprime en uvp/h.

Nous avons quelque valeur present dans le B40

- Route à deux voies es de 3.5 m $C=1500$ à 2000 uvp/h
- Route à trois s voie es de 3.5 m $C=2400$ à 3200 uvp/h
- Route à chaussé séparées $C=1500$ à 1800 uvp/h

Selon le B40 on prend $C = 2000$

$$Q_{\text{adm}} = 0,75 \times 1 \times 2000$$

$$\text{Donc : } Q_{\text{adm}} = 1500 \text{ uvp/h}$$

- **Le nombre des voies :**

$$N = S \times (Q/Q_{\text{adm}})$$

$$\text{Avec: } S = 2/3$$

$$N = (2/3) \times (3769/1500) = 2.2 \approx 2$$

$$\text{Donc : } N = 2 \text{ voie /sens}$$

Les résultats issus des différents calculs sont représentés dans le tableau suivant :

TJMA ₂₀₀₇ (V/J)	TJMA ₂₀₁₇ (V/J)	T _{EFF2037} (UVP/J)	Q ₂₀₃₇ (UVP/H)	N
9310	12512	22598	3769	2

Conclusion :

Le calcul de la capacité de notre projet nous a permis de proposer le profil en travers suivant :

Une chaussée séparée de (2x2 voies de 3.5m) et un trottoir de 0,6 m de chaque coté, avec un TPC de 0.6 m.

Chapitre 3:

Etude géotechnique

I.	Introduction	14
II.	Description de l'ouvrage	14
III.	But de l'étude	14
IV.	Géologie du site	14
V.	Les différents essais géotechniques	15

I. Introduction :

Le présent chapitre expose les essais menés dans le cadre de cette étude ; il estime selon la conception de l'ouvrage la contrainte admissible du sol de fondation et les tassements engendrés.

II. Description de l'ouvrage :

Le projet consiste en la construction d'une trémie à l'intersection des 2 routes national (RN30A et la nouvel route LNI-rocade sud de WTO) sur le carrefour : route de RN30A ; il est prévu une partie couverte pk0+130 ET PK 0+180 et une partie ouverte entre pk 0+70 et 0+130 et entre PK 0+180 et 0+240

L'ouvrage prévu sera une trémie composée d'éléments préfabriqués.

- Opticadres en partie couverte (h x b=20x60) m
- Murs de soutènements préfabriqués en partie ouvertes (murs types T1, T2, T3), hauteurs correspondantes : 7.43 5.35 3.7 m.

02 murs de soutènement coulés en place sont prévus aux extrémités de l'ouvrage

L'ouvrage est situé sur la route RN30 A entre le carrefour de Oued Aissi et celui de thakhokhethe, au sud –est de la wilaya de Tizi-Ouzou.

III. But de l'étude :

- étudier les propriétés physiques et mécaniques des roches et des sols qui vont servir d'assise pour la structure de chaussée.
- étudier les problèmes d'équilibre et de formation des masses de terre de différentes natures soumises à l'effet des efforts extérieurs et intérieurs.
- L'exécution d'un bon projet routier.

IV. Géologie du site :

D'après la visite de site, la topographie est relativement plate, ce relief constitue par conséquent un facteur positif quant à l'avancement des travaux. ; la consultation de la carte géologique de TIZI OUZOU, établie à l'échelle 1/50.000 montre que la région de notre étude (Beni-doualla) est constitué d'argile marneux graveleux.

1) Les moyens de l'étude géotechnique :

Les moyens de la reconnaissance d'un tracé routier sont essentiellement :

- L'étude des archives et documents existants.
- Les visites de site et les essais « **in-situ** ».
- Les essais de laboratoire.

a) L'étude des archives et documents existants :

Les études antérieures effectuées au voisinage du tracé sont source précieuse d'informations préliminaires sur la nature des terrains traversés.

Les cartes géologiques et géotechniques de la région, lorsqu'elles existent, peuvent aussi apporter des indications assez sommaires mais tout aussi précieuses pour avoir une première idée de la nature géologiques et géotechniques des formations existantes.

b) Les Visites Sur Site Et Les Essais « in-situ » :

Les visites sur site permettent de vérifier et de préciser les informations déjà recueillies sur les documents précédemment cités. Cependant, la connaissance précise des caractéristiques des sols en présence nécessite des investigations « **in-situ** » permettant :

- Soit la mesure de certaines caractéristiques en place.
- Soit le prélèvement d'échantillons pour les besoins d'essais de laboratoire.

Dans la plupart des cas, ces deux éléments sont combinés.

V. Les différents essais géotechniques :**a) Essaie in situ :**

Cet essai a comme but de connaître la nature des formations géologiques de sol.

Alors 2 essais ont été opérés sur le site de projet. Ils sont les suivant :

- 2 sondages par rotation et poussé jusqu'à 7m de profondeur.
- 4 essais pénétromètre dynamique.

a)-1 Essaie de sondage :

C'est le seul moyen précis pour reconnaître l'épaisseur et la nature des couches des sols en présence, on y prélève généralement des échantillons de sols remaniés ou intacts pour les besoins d'essais de laboratoire.

Les forages permettent aussi de reconnaître le niveau des nappes éventuelles et le suivi de leur niveau à l'aide de types piézométrique.

Les forages peuvent être réalisés :

➤ Manuellement :

Ce sont des puits creusés à la main ou à la pelle mécanique, Profondeur ne dépasse pas **3 à 4m**.

Ils permettent la reconnaissance visuelle directe des parois du puits et le prélèvement d'échantillons intacts et/ou remanié.

➤ **A la tarière :**

La tarière est un outil hélicoïdal que l'on enfonce dans le sol permettant de remonter en surface les terrains traversés à l'état remanié.

La profondeur de la reconnaissance est limitée à une dizaine de mètres et la nature de sols est identifiée visuellement.

➤ **A la sondeuse :**

On peut atteindre plusieurs dizaines de mètres de profondeur en utilisant des tubes carottiers et couronnes diamantées. Les couches de sols sont identifiées visuellement, des échantillons intacts ou remaniés sont prélevés pour les essais de laboratoire.

NB : Pour cet essai ont opté pour la méthode a la tarière :

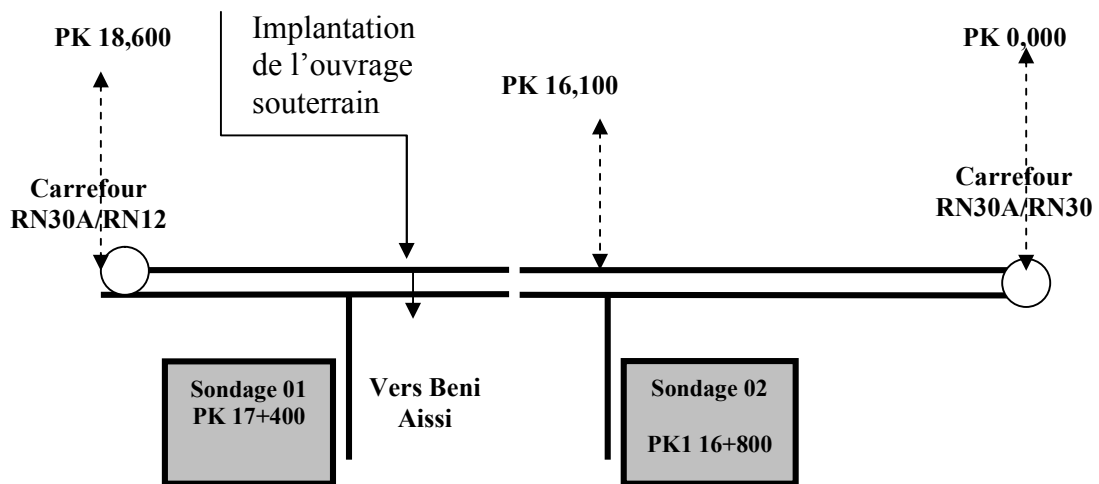


Figure (1) : Position des 2 sondages

❖ **Les résultats des essais de sondage :**

Les essais in-situ des sondages carottés ont permis de donner les résultats suivant :

Le premier sondage : donne un remblai de 0.5m à 0.7m d'épaisseur environ puis des sols qui sont constitués par des roches schisteuses de classe GA-GM (grave argileuse – grave marneuses) selon la classification LCPC. La portance de cette classe de sol est bonne

Le deuxième sondage : donne des sols qui sont constitués par des argiles plastique de faible portance (classe LCPC = Ap argile plastique).

a)-2 essais pénétromètre

Le principe consiste à enfoncer dans le sol un train de tiges muni d'une pointe ou d'une trousse coupante à son extrémité et de mesure de la résistance du sol à l'effort de pénétration.

Les types de pénétromètres sont utilisés :

- Pénétromètre dynamique : enfoncés dans le terrain par battage
- Le standard pénétromètre test ou **SPT**.
- Pénétromètre statique : se vérifie dans les terrains à vitesse lente et régulière

NB Pour notre cas on a bien mentionné que nous avons opté pour le pénétromètre dynamique.

❖ But de l'essai :

Ces essais déterminent directement une résistance limite de sol et peut aussi résoudre certains problèmes comme :

- Contrôle de l'homogénéité d'un site.
- Détermination des épaisseurs des différentes couches de sols
- Location des cavités ou autres discontinuités.
- Reconnaissance du niveau du toit du rocher

❖ Méthode de calcul

Le calcul consiste à trouver la valeur q_d par la formule des Hollandais, qui s'écrit :

$$q_d = \frac{M}{e} \frac{MgH}{(M + M) A}$$

Avec :

M : masse du mouton

P : masse pointe + tiges

δ : enfoncement moyen par group

A : section de la pointe

H : hauteur de chute du mouton

❖ Résultat de l'essai

Pour cet essai on n'a pas vraiment les résultats détaillés mais globalement elle montre que les résistances de pointe sont moyennes à élevées, elle varie entre 15 et 65 bars en moyenne.

La valeur la plus élevée est enregistrée sur les derniers mètres correspond au sol rocheux qui porte la valeur de 95 bars.

b) Essais d'identification :**i. Analyse granulométrique :**

Les résultats de l'analyse granulométrique sont donnés sous la forme d'une courbe dite courbe granulométrique et construite emportant sur un graphique cette analyse se fait en générale par un tamisage.

❖ Principe d'essai :

L'essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis et passoires reposants sur un fond de tamis un matériau en plusieurs classes de tailles décroissantes

❖ But de l'essai :

C'est un essai qui a pour objet de la détermination en poids des éléments d'un sol (matériau) suivant leurs dimensions (cailloux, gravier, gros sable, sable fin, limon et argile).

❖ Domaine d'utilisation:

La granulométrie est utilisée pour la classification des sols en vue de leur utilisation dans la chaussée.

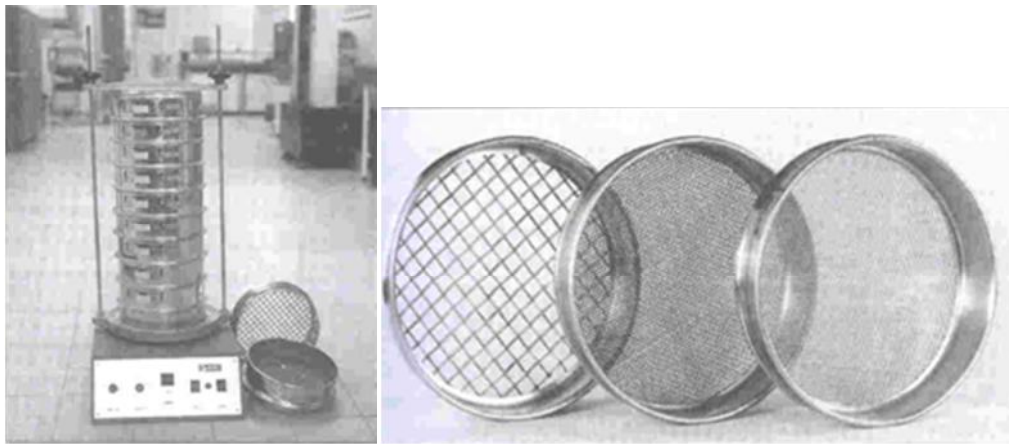


Figure (2) : matériel utilisé dans l'essai granulométrie

❖ Résultat de l'essai

$\phi \leq 05\text{mm}$: 40.51 % pour l'échantillon de SC1 et 100% pour l'échantillon de SC2
 $\phi \leq 02\text{mm}$: 34.51 % pour l'échantillon de SC1 et 100% pour l'échantillon de SC2
 $\phi \leq 08 \mu\text{m}$: 08.54 % pour l'échantillon de SC1 et 89.53% pour l'échantillon de SC2
 $\phi \leq 03 \mu\text{m}$: 00.00 % pour l'échantillon de SC1 et 6.08% pour l'échantillon de SC2.
 C'est résultat montre que le sol est argileux et graveleux.

c) Limites d'Atterberg :

Cet essai nous donne des paramètres physiques de sol comme suit :

➤ **Limite de plasticité (W_p) :**

Caractérisant le passage du sol de l'état solide à l'état plasticité. Elle varie de **0%** à **100%**, mais elle demeure généralement inférieure à **40%**.

➤ **Limite de liquidité (W_L) :**

Caractérisant le passage du sol de l'état plastique à l'état liquide, elle est donnée par la formule suivante :

$$W_L = \omega \left(\frac{N}{25} \right)^{0.121}, \text{ Avec :}$$

ω : teneur en eau au moment de l'essai donnant **n** coups

N: nombre de coups

➤ **L'indice de plasticité (I_p) : $I_p = W_L - W_p$.**❖ **Principe de l'essai :**

La détermination de W_L et W_p nous donnent une idée approximative des propriétés du matériau étudié, elle permet de le classer grâce à l'abaque de plasticité de **Casagrande**.

❖ **But de l'essai :**

Cet essai permet de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action de la teneur en eau, il se fait uniquement sur les éléments fins du sol (caractériser les sols fins).

❖ **Domaine d'application:**

L'essai s'applique aux sols fins pendant les opérations de terrassement dans le domaine des travaux publics (assises de chaussées y compris les couches de forme).

❖ **Les Résultats de l'essai :**

$W_L = 23.76$ pour l'échantillon de SC1 et 33.15 pour l'échantillon de SC2

$I_p = 07.60$ pour l'échantillon de SC1 et 13.60 pour l'échantillon de SC2

Les résultats montrent que le sol est de peu plastique à plastique

c)-1 Densité sèche et teneur en eau:**➤ Teneur en eau :**

Exprime, pour un volume de sol donné, le rapport du poids de l'eau au poids du sol sec, soit

$$\omega = \frac{W_{\omega}}{W_s}$$

➤ Masse volumique : (γ_d)

Est la masse d'un volume à l'état sec unité de sol :

$$\gamma_d = \frac{W_s}{v}$$

❖ Principe de l'essai:

On utilise le principe de la poussée d'Archimède. En effet, on mesure le volume d'eau déplacé lors de l'introduction d'un certain poids de sol sec, la connaissance du poids des grains solides et de leur volume permet de calculer le poids volumique des grains solides.

❖ But de l'essai:

Le but de cet essai est de déterminer expérimental au laboratoire de certaines caractéristiques physiques des sols.

❖ Domaine d'utilisation:

Cet essai utilise pour classer les différents types de sols.

❖ Résultats des essais :

$\omega(\%)$: 2.17 pour le SC1 et 9.24 pour SC2

$\gamma_d (t/m^3)$: 2.62 pour le SC1 et 1.80 pour SC2.

d) Essais mécaniques :**d)-1 essai de Proctor**

L'essai Proctor est un essai routier, il s'effectue à l'énergie dite modifiée, il y a aussi l'énergie normale.

❖ Principe de l'essai :

L'essai consiste à mesurer le poids volumique sec d'un sol disposé en trois couches dans un moule Proctor de volume connu, dans chaque couche étant compactée avec la dame

Proctor, l'essai est répété plusieurs fois et on varie à chaque fois la teneur en eau de l'échantillon et on fixe l'énergie de compactage.

Les grains passants par le tamis de **5 mm** sont compactés dans le moule Proctor.

❖ **But de l'essai :**

L'essai **Proctor** consiste à étudier le comportement d'un sol sous l'influence de compactage (la réduction de son volume par réduction des vides d'air) et une teneur en eau c'est-à-dire la détermination de la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale, pour un compactage bien défini.

❖ **Domaine d'utilisation:**

Cet essai est utilisé pour les études de remblai en terre, en particulier pour les sols de fondations (route, piste d'aérodromes).

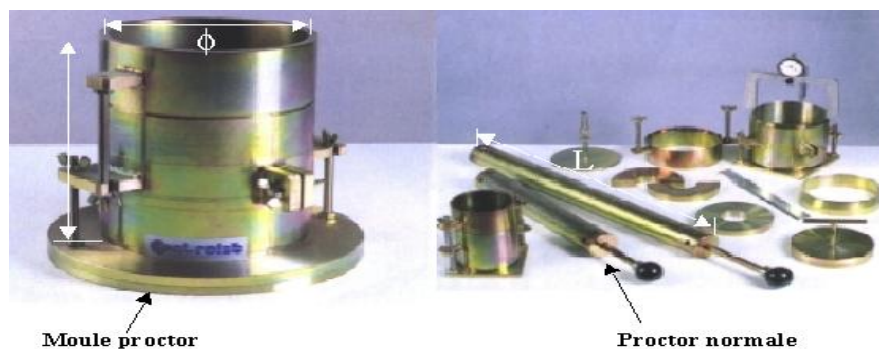


Figure (3) Matériel utilisé dans l'essai Proctor

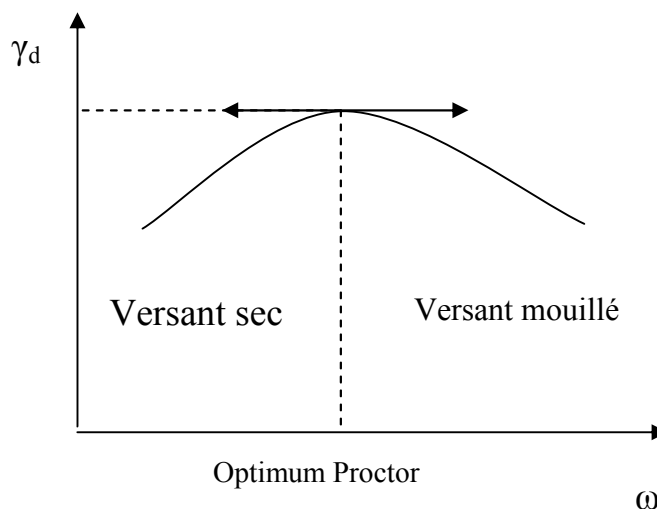


Figure (4) Diagramme Proctor

❖ **Résultat de l'essai :**

N° Sondage	Proctor modifié	
	$\gamma_{d_{max}}$ (t/m ³)	W _{OPM}
02	2,19	6,20
03	1,85	11,90

Tableau (1) représente les résultats d'essais

d)-2 Essie C.B.R (California Bearing Ratio):

On réalise en général trois essais :

« CBR standard », « CBR immédiat », « CBR imbibé ». On s'intéresse actuellement au « CBR imbibé ».

❖ **Principe de l'essai :**

On compacte avec une dame standard dans un moule standard, l'échantillon de sol recueilli sur le site, selon un processus bien déterminé, à la teneur en eau optimum (**Proctor modifié**) avec trois (3) énergies de compactage **25 c/c** ; **55 c/c** ; **10 c/c** et imbibé pendant quatre (4) jours.

Les passants sur le tamis inférieur à **20 mm** dans le moule **CBR**.

❖ **But de l'essai :**

L'essai a pour but de déterminer pour un compactage d'intensité donnée la teneur en eau optimum correspondant, elle permet d'évaluer la portance du sol en estimant sa résistance au poinçonnement. **CBR** est égal à la plus grande valeur des deux rapports **p(2,5) / 0,7** et **p(5) / 1,05**.

❖ **Domaine d'utilisation:**

Cet essai est utilisé pour dimensionnement des structures des chaussées et orientation les travaux de terrassements.



Figure (5) Presse CBR avec système d'acquisition électronique

❖ Résultats des essais :

Les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

N° Sondage	I _{CBR} Imbibé			I _{CBR} à 95% OPM
	10c/c	25c/c	55c/c	
01	7,01	9,22	13.77	10
02	2,06	5,41	9,00	5,74

Tableau (2) représente les résultats de l'essai de CBR

Synthèse

Pour le dimensionnement on notera l'indice de CBR est : 10 dans le but d'avoir le cas le plus défavorables

NB : À défaut du manque du rapport géotechnique complet du projet qui n'a pas été encore fini nous n'avons pas pu traiter convenablement la partie géotechnique pour l'application à notre projet mais on a essayé avec le peu de données qu'on a eu de définir certains paramètres de sol qui entre dans le calcul quelque soit la partie génie civil ou bien celle de route.

2) Conclusion :

Les résultats des essais effectués sont résumés comme suit :

A) L'ouvrage d'art est émergé dans une succession des couches suivante :

- un remblai de 0.5m à 0.7m d'épaisseur
- argile-marneux a sol rocheux de 4 à 6m

B) Récapitulation des essais identification

N° Sondage	Teneur en eau W(%)	Densité sèche $\gamma_d(t/m^3)$	Granulométrie (%)				Limites d'Atterberg	
			5mm	2mm	80 μm	3 μm	WL	Ip
01	2,17	2,62	40,51	34,50	8,54	0,00	23,76	7,6
02	9,24	1,80	100	100	89,53	6,08	33,15	13,6

Tableau (3) : Représente Résultats des essais d'identification

Ces résultats (densité, teneur en fine et Ip) confirme les caractères argileux et plastique du l'échantillon pris à sondage 1 et plutôt graveleux et résistant du sondage 2.

C) Résultats des essais mécaniques

N° Sondage	Proctor modifié		I _{CBR} Imbibé			I _{CBR}
	$\gamma_{d_{max}}$ (t/m ³)	W _{OPM}	10c/c	25c/c	55c/c	
01	2,19	6,20	7,01	9,22	13.77	10
02	1,85	11,90	2,06	5,41	9,00	5,74

Tableau (4) : Représente Résultats des essais mécaniques

Chapitre 4:

Dimensionnement de corps de chaussée

I.	Introduction	25
II.	Définition de la chaussée.....	25
III.	Objectif de dimensionnement.....	25
IV.	Méthode de dimensionnement.....	25

I - Introduction :

Le dimensionnement des structures constitue une étape importante de l'étude d'un projet routier, il s'agit de retenir la structure de chaussée la plus économique et la plus adaptée au projet sur la base des données relatives aux :

- Trafics
- L'environnement
- La nature de sol support
- La durée de vie de la chaussée.

II - Objectif de dimensionnement

Le dimensionnement d'une structure de chaussée routière consiste à déterminer la nature, et l'épaisseur des couches qui constituent afin qu'elle puisse résister aux diverses agressions auxquelles elle sera soumise tout au long de sa vie et assurer la sécurité et le confort pour le conducteur.

III - Définition de la chaussée :

La chaussée est la partie d'une voie de communication affectée à la circulation des véhicules, elle est constituée d'une structure multicouche de plusieurs types dans le but de :

- Reporter sur le sol support les efforts dus au trafic en les répartissant convenablement.
- Réduction de la pression verticale transmise au sol par une épaisseur suffisante afin que celui-ci puisse la supporter sans dégradation.

Comme la pression dans la couche granulaire décroît régulièrement en profondeur on peut constituer une chaussée par la superposition de couches de caractéristiques croissantes.

En générale, on rencontre les couches suivantes à partir du sol :

IV - Les Différentes structures de Chaussée :

Selon le fonctionnement mécanique de la chaussée, on distingue généralement les trois différents types de structures suivantes:

- Chaussée souple.
- Chaussée semi - rigide.
- Chaussée rigide

a) La chaussée souple :

Elles sont capables de se déformer de façon plus ou moins importante au passage des charges roulantes, permettant ainsi de localiser les pressions induites dans un faible rayon. Pour réduire les contraintes maximales parvenant au sol support, il faut donc augmenter

l'épaisseur de chaussée. Ainsi les chaussées souples sont à grandes épaisseurs disposées en plusieurs couches de qualité géotechnique améliorée de bas en haut.

- **Couche de surface :**

Cette couche en contact direct avec le pneumatique de véhicule et la charge extérieure, elle a comme rôle :

- **Résistances aux efforts horizontaux des pneumatiques**

En effet les pneumatiques exercent sur la chaussée des efforts horizontaux résultant de :

- Transmission de l'effort moteur (accélération)
- Transmission de l'effort de freinage et autre

- **S'opposer à la pénétration de l'eau**

Il est important d'empêcher l'eau de pénétrer dans les couches de la chaussée les conséquences sont connues :

- Elle délie les granulats.
- Elle ramollit les sols fins faisant chute leur portance.

- **Assurer la sécurité et le confort**

- Adhérence
- Bruit
- Lisse

Elle est composée de :

- couche de roulement

En enrobés dense en béton bitumineux

- couche de liaison

En enrobés semi –dense

- **Corps de chaussé**

C'est une couche intermédiaire, permet le passage progressif entre **CR** et **CF**, Elle reprend les efforts verticaux et repartit les contraintes normales qui en résultent sur les couches inférieures. Composé de :

- Couche de base :

En grave concassée ou grave bitumineux sur 10-20cm

- Couche de fondation :

En grave concassée ou tout-venant d'oued (TVO) sur environ 20cm

- Sous couche :

On trouve 3 type de sous couche comme suit :

- Sous couche anti-contaminant (10cm) :

Contaminant par les fines des terrains naturelles, pendant le compactage ou la mise en service de la chaussée qui engendre l'altération de la granulométrie, perte de stabilité et sensibilité à l'eau.

- Sous couche drainante (10 à 20cm) :

Sable assure un bon drainage, on vérifie la condition d'uniformité : $C_u = D_{60} / D_{10} \geq 20$.

- Sous couche anti capillaire (15 à 20cm) :

Matériaux très perméable sable ou gravier dans les zones de forte capillarité.

○ Couche de forme :

Elément de transition interposé entre le sol support et les couches de chaussée son rôle et leur construction dépend de la portance de sol comme suit :

⇒ **Sur un sol rocheux (portance importante)** : elle joue le rôle de nivellement afin d'aplanir la surface.

⇒ **Sur un sol peu portant (argileux à teneur en eau élevée)** : Elle assure une portance suffisante à court terme permettant aux engins de chantier de circuler librement.

Actuellement, on tient de plus en plus compte du rôle de portance à long terme fourni par la couche de forme dans le dimensionnement et l'optimisation des structures de chaussées. Eventuellement, une couche drainante ou anti-contaminant peut être intercalée entre la couche de forme et la couche de fondation qui s'appelle « **sous-couche** ».

Dans les grands projets routier l'uniformisation de portance de sol est indispensable ce qui fait appeler la couche de forme

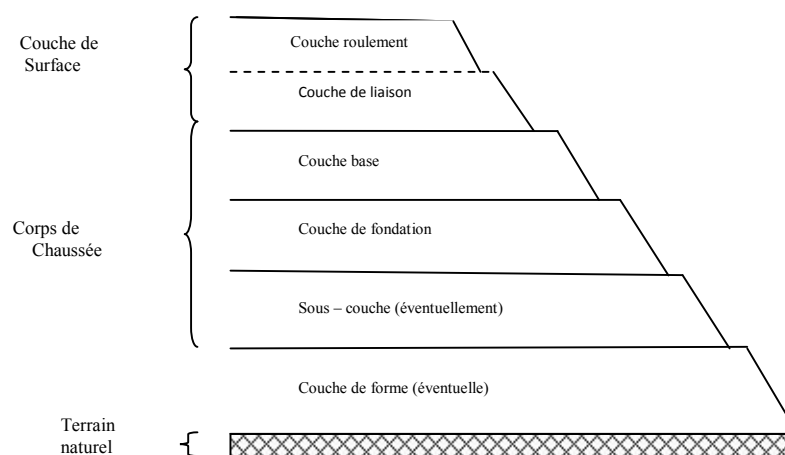


Figure (1) : Coupe type de chaussée

Les différents types de chaussée :

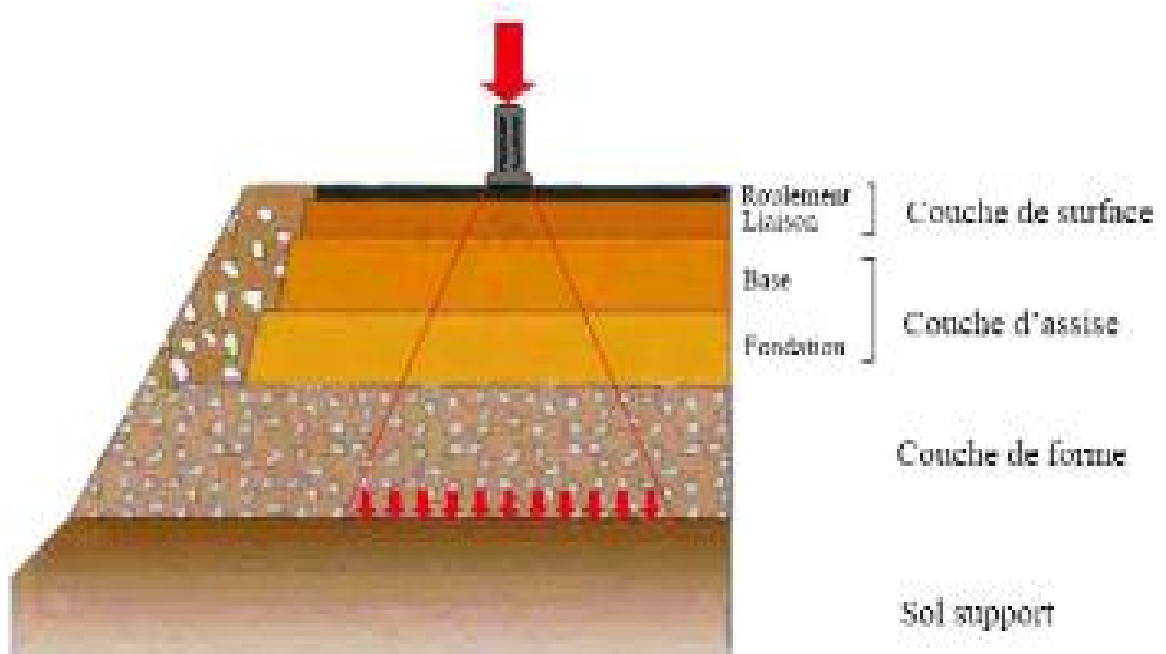


Figure (2) : la transmission des efforts dans les couches de la chaussée

b) Chaussée rigide :

Grace à leur grande cohésion, ces structures résistent par effet de dalle: elles transmettent les charges avec une surface de pression relativement importante.

Ainsi les efforts parvenant aux couches sous-jacentes sont d'autant plus faibles que l'épaisseur de la dalle est élevée. Elles sont constituées d'une dalle reposant, soit directement sur le sol naturel soit par l'intermédiaire d'une couche de fondation.

Sol Naturel.

Le sol de plate forme, lorsqu'il est appelé à supporter la dalle, doit être à l'abri des mouvements de retrait ou de gonflement. De même les remblais susceptibles de tassements différés sont à proscrire, ainsi que les couches hétérogènes capables de tassements différentiels.

- Sol de fondation :

La présence de la fondation permet d'augmenter la portance de la structure.

Cependant elle est adoptée pour d'autres raisons:

- fournir à la dalle une surface portante uniforme.
- remplacer les sols mous très compressibles ou susceptibles de gonfler.
- Empêcher la remontée des particules fines qui entraîne le phénomène de pompage au niveau des joints.

- Revêtement.

Le revêtement est généralement une dalle de béton. Ce matériau est bien connu des sénégalais du fait de leurs expériences dans le bâtiment. Cependant, dans certaines conditions sa mise en œuvre peut être très délicate et requiert des dispositions particulières aussi distingue-t-on :

- les dalles non-goujonnées en béton non-armé dont le transfert des charges d'une dalle à l'autre se fait par friction inter granulats ou par emboîtement au niveau des joints.
- les dalles goujonnées en béton non armé. Ces goujons sont des tiges d'acier doux qui assurent le transfert des charges.
- les dalles goujonnées en béton armé. La présence de l'acier n'a pas pour objectif d'accroître sensiblement la résistance de la dalle, mais surtout d'éviter les fissures. On utilise des armatures de retrait le plus souvent en treillis soudés

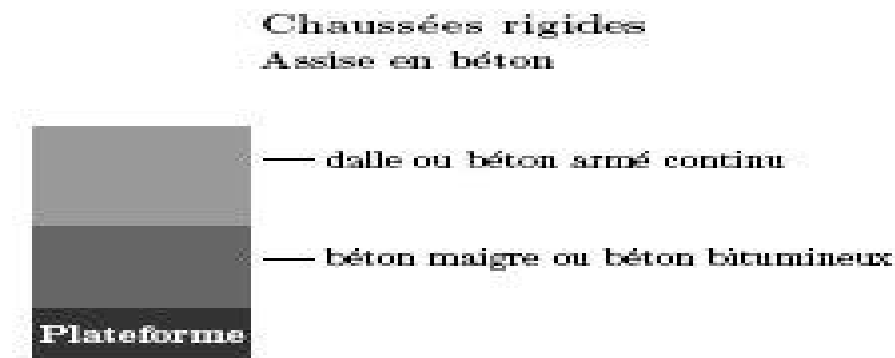


Figure (3) : couche type de chaussée rigide

c) Les structures semi-rigides :

Ce sont des structures hybrides: on trouvera des chaussées en béton très peu dosé, recouvertes de revêtements hydrocarbonés ou encore des chaussées souples dont certaines couches sont stabilisées au bitume ou au ciment. Elles sont plus flexibles que les bétons classiques mais moins résistantes. Par contre elles reposent sur des fondations suffisamment épaisses.

Chaussée

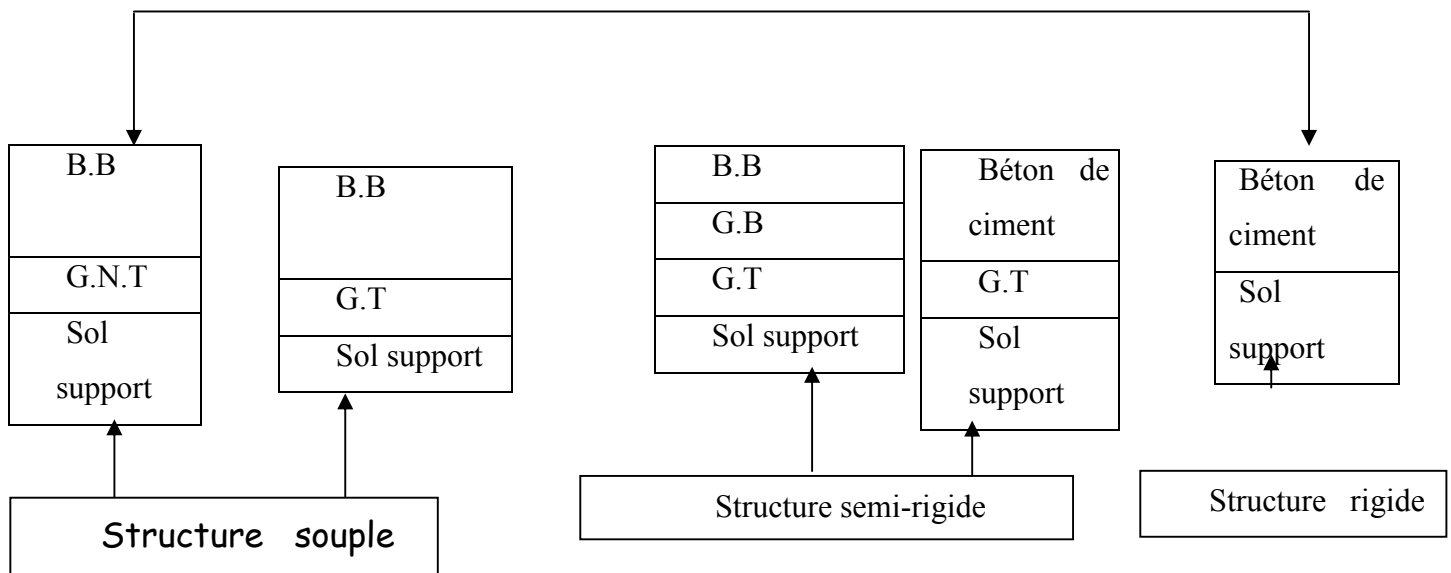


Figure (4) : Différentes catégories de chaussée

- GB : grave bitume
- GT : grave traité
- G.N.T : grave non trait.

a) Les matériaux routiers

Essentiellement : grave et sable pour le corps de chaussée enrobés bitumineux à base de gravillons pour la surface

○ Grave non traitée

Un grave non traitée est un mélange à granularité continue de cailloux, de graviers et de sable, avec généralement une certaine proportion de particules plus fines.

C'est le plus ancien des matériaux modernes. Depuis qu'elle s'est substituée au macadam, dans les années 1950, le progrès des méthodes de fabrication a permis d'en faire un matériau de qualité sans cesse améliorée, l'expression la plus achevée de cette technique étant la « grave recomposée humidifiée » ou GRH.

Pour pouvoir être mise en œuvre dans de bonnes conditions et jouer correctement son rôle dans la chaussée, la grave non traitée doit répondre à un certain nombre de conditions, comme :

- Être compactable
- Teneur en fine (2 à 10%)

- Dimension D des plus gros éléments limite (10 à 20 cm) pour la base et (20 à 31,5cm) pour la fondation.
- Les granulats anguleux sont préférables aux granulats roulés
- Grave propre $E_s > 40$

- Fabrication :

Les GNT sont produites à partir de roches massives concassées et criblées en carrières.

- L'inconvénient des graves non traités :

Mauvaise répartition des charges et les supposent pas les grands trafics. Elles sont traitées par ajout d'un liant hydraulique pour rigidifier les assises de chaussée : ciment, laitier, chaux grave et sable traite aux anti-hydrauliques

- Grave – ciment (GC)

Fabriqué en centrale en dosage du ciment de 2 à 4,5% , mise en place par couche de 15 à 25 cm et compactée. $D > 20$ mm pour la base et $D < 31.5$ mm pour la fondation

- Sable –ciment (SC)

Même principes de fabrication et de mise en place , % de fines < 6 à 8%

- Grave laitier (GL)

Mêmes principes , Dosage en laitier 10 à 20%

- Sable – laitier (SL)

Dosage en laitier 10 à 20%, Sable 0/4 à 0/6 de bonne

- L'inconvénient Grave et sable traite aux anti-hydrauliques
- Fissuration transversale sur 6 à 15m.
- Grave et sable traite aux liants hydrauliques

En générale on trouve le bitume comme liant le plus utilisé dans les projets routiers.

Bitume : le bitume utilisé est, normalement, de classe 40/50. Dans certains cas (trafic modéré, route en altitude, etc.), il est possible d'utiliser un bitume moins dur tel que le 60/70 ou 80/100 si le risque d'orniérage n'est pas trop à craindre.

- Béton Bitumineux (BB) :

Définition : les bétons bitumineux sont des matériaux enrobés à chaud dont le squelette minéral est, en général, une grave concassée 0/10 ou 0/14 et, le liant, du bitume pur 40/50.

- **Domaine d'utilisation :** Ce type de matériau est bien adapté aux couches de surface des chaussées à forts trafics en raison des ses bonnes caractéristiques mécaniques. Il est aussi bien utilisé pour les chaussées neuves qu'en renforcement.
- **Constituants :**

Granulats : la granularité du squelette minéral est de classe 0/10 ou 0/14 pour des épaisseurs moyennes de couche de roulement de respectivement, 6 et 8 cm.

Teneur en fines : la fraction sableuse (passant à 0.080 mm) doit être comprise entre 6 et 10%. Lorsque cette valeur est insuffisante pour une bonne composition du matériau, il est nécessaire d'adjoindre à la grave 0/D des fines d'apport. Celles-ci doivent avoir plus de 80 % d'éléments passant au tamis 0.080 mm et 100 % de passant à celui de 0.2 mm.

○ **Fabrication** :

Les bétons bitumineux sont fabriqués en centrales d'enrobage continues ou discontinues.

Mise en œuvre : Répandage : (finisseur), **Compactage** : (atelier « vibrant en tête »).

Epaisseurs technologiques de mise en œuvre : Les seuils technologiques après compactage, en une seule couche sont : Epaisseur minimale 6 cm, Epaisseur maximale 8cm.

○ **Contrôle** :

Contrôle de fabrication :

Le contrôle portera sur toutes les étapes de la fabrication en centrale des bétons bitumineux:- Stockage des matériaux, dosage des matériaux (granulat, bitume), température de malaxage des enrobés.

Contrôle de mise en œuvre : le contrôle portera sur :

- La température de Répandage.
- La composition de l'enrobé (pourcentage de liant et granulométrie).
- Le contrôle de compactage (exécution des carottages et détermination de la compacité des carottes d'enrobés bitumineux).

○ Grave Bitume (GB) :

Définition : les graves bitume 0/25 sont des enrobés bitumineux à chaud (mélange à chaud de granulats séchés et de bitume pur).

Domaine d'utilisation : la technique des graves bitumes est destinée à la réalisation des assises de chaussée (couche de base et couche de fondation), Réseau RP1 : Classes de trafic TPL3 à TPL7.

○ Constituants :

Granulats : les classes granulaires utilisées pour la fabrication des graves bitumes 0/20 sont les suivantes coupures granulométriques : 0/3, 3/8, 8/14, 14/25, (Indice de concassage $I_c = 100\%$).

Bitume : classe du bitume : 40/50 (pour le RP1).

○ **Fabrication** :

Les graves bitumes 0/20 sont fabriqués en centrales d'enrobage continues ou discontinues.

Mise en œuvre et contrôle : la même chose que celui de Les bétons bitumineux.

Épaisseurs technologiques de mise en œuvre : Les seuils technologiques après compactage, en une seule couche sont : Épaisseur minimale 10 cm, Épaisseur maximale 15 cm.

V - Méthode de dimensionnement :

On distingue deux familles des méthodes :

- les méthodes empiriques dérivées des études expérimentales sur les performances des chaussées.
- Les méthodes dites « rationnelles » basées sur l'étude théorique du comportement des chaussées.

Pour cela on passera en revue les méthodes empiriques les plus utilisées.

a) Méthode C.B.R (California – Bearing – Ratio):

C'est une méthode semi empirique qui se base sur un essai de poinçonnement sur un échantillon du sol support en compactant les éprouvettes de (90° à 100°) de l'optimum Proctor modifié sur une épaisseur d'eau moins de 15cm.

La détermination de l'épaisseur totale du corps de chaussée à mettre en œuvre s'obtient par l'application de la formule présentée ci après:

$$e = \frac{100 + (\sqrt{p}) (75 + 50 \log \frac{N}{10})}{I_{CBR} + 5}$$

Avec:

e: épaisseur équivalente

I: indice CBR (sol support)

n: désigne le nombre journalier de camion de plus 1500 kg à vide

P: charge par roue P = 6.5 t (essieu 13 t)

Log: logarithme décimal

L'épaisseur équivalente est donnée par la relation suivante:

$$e = a_1 \times e_1 + a_2 \times e_2 + a_3 \times e_3$$

$a_1 \times e_1$: couche de roulement

$a_2 \times e_2$: couche de base

$a_3 \times e_3$: couche de fondation

Où: c_1, c_2, c_3 : coefficients d'équivalence.

e_1, e_2, e_3 : épaisseurs réelles des couches.

Coefficient d'équivalence :

Le tableau ci-dessous indique les coefficients d'équivalence pour chaque matériau

Matériaux utilisés	Coefficient d'équivalence
Béton bitumineux ou enrobe dense	2.00
Grave ciment – grave laitier	1.50
Grave bitume	1.20 à 1.70
Grave concassée ou gravier	1.00
Grave roulée – grave sableuse T.V.O	0.75
Sable ciment	1.00 à 1.20
Sable	0.50
Tuf	0.60

Tableau (1) : les coefficients d'équivalence

b) Méthode d'ASPHALT INSTITUTE :

Elle basée sur les résultats obtenus des essais «AASHO », on prend en considération le trafic composite par échelle de facteur d'équivalence et utilise un indice de structure tenant compte de la nature des diverses couches.

L'épaisseur sera déterminée en utilisant l'abaque de l'asphalte institue.

c) - Méthode du catalogue des structures :

C'est le catalogue des structures type neuves et établi par «SETRA ». Il distingue les structures de chaussées suivant les matériaux employés (GNT, SL, GC, SB). Il considère également quatre classes de trafic selon leur importance, allant de 200 à 1500 Véh/J.

Il tient compte des caractéristiques géotechniques du sol de fondation.

Il se présente sous la forme d'un jeu de fiches classées en deux paramètres de données :

- Trafic cumulé de poids lourds à la 15^{ème} année Tj.
- Les caractéristiques de sol (Sj).

❖ Détermination de la classe de trafic :

La classe de trafic (TPLi) est déterminée à partir du trafic poids lourd par sens circulant sur la voie la plus chargée à l'année de mise en service.

Les classes de trafics adoptées sont dans le tableau suivant:

Classe de trafic	Trafic poids lourds cumulé sur 20 ans
T ₁	$T < 7.3 \cdot 10^5$
T ₂	$7.3 \cdot 10^5 < T < 2 \cdot 10^6$
T ₃	$2 \cdot 10^6 < T < 7.3 \cdot 10^6$
T ₄	$7.3 \cdot 10^6 < T < 4 \cdot 10^7$
T ₅	$T > 4 \cdot 10^7$

Tableau (2) : détermination de la classe de trafic

Le trafic cumulé est donné par la formule:

$$T_c = T_{PL} \left[1 + \frac{(1+\tau)^{n+1} - 1}{\tau} \right] 365$$

T_{PL} : trafic poids lourds à l'année de mise en service

n : durée de vie (n = 15 ans)

❖ **Détermination de la classe du sol :**

Le classement des sols se fait en fonction de l'indice CBR mesuré sur éprouvette compactée à la teneur en eau optimale de Proctor modifié et à la densité maximale correspondante. Après immersion de quatre jours, le classement sera fait en respectant les seuils suivants:

Classe de sol	Indice C.B.R
S1	25-40
S2	10-25
S3	05-10
S4	<05

Tableau (3) : détermination de classe de sol

d) Méthode du catalogue de dimensionnement des chaussées neuves :

L'utilisation de catalogue de dimensionnement fait appel aux mêmes paramètres utilisés dans les autres méthodes de dimensionnement de chaussées : trafic, matériaux, sol support et environnement.

Ces paramètres constituent souvent des données d'entrée pour le dimensionnement, en fonction de cela on aboutit au choix d'une structure de chaussée donnée.

La Méthode du catalogue de dimensionnement des chaussées neuves est une méthode rationnelles qui se base sur deux approches :

- Approche théorique.
- Approche empirique.

La démarche du catalogue :

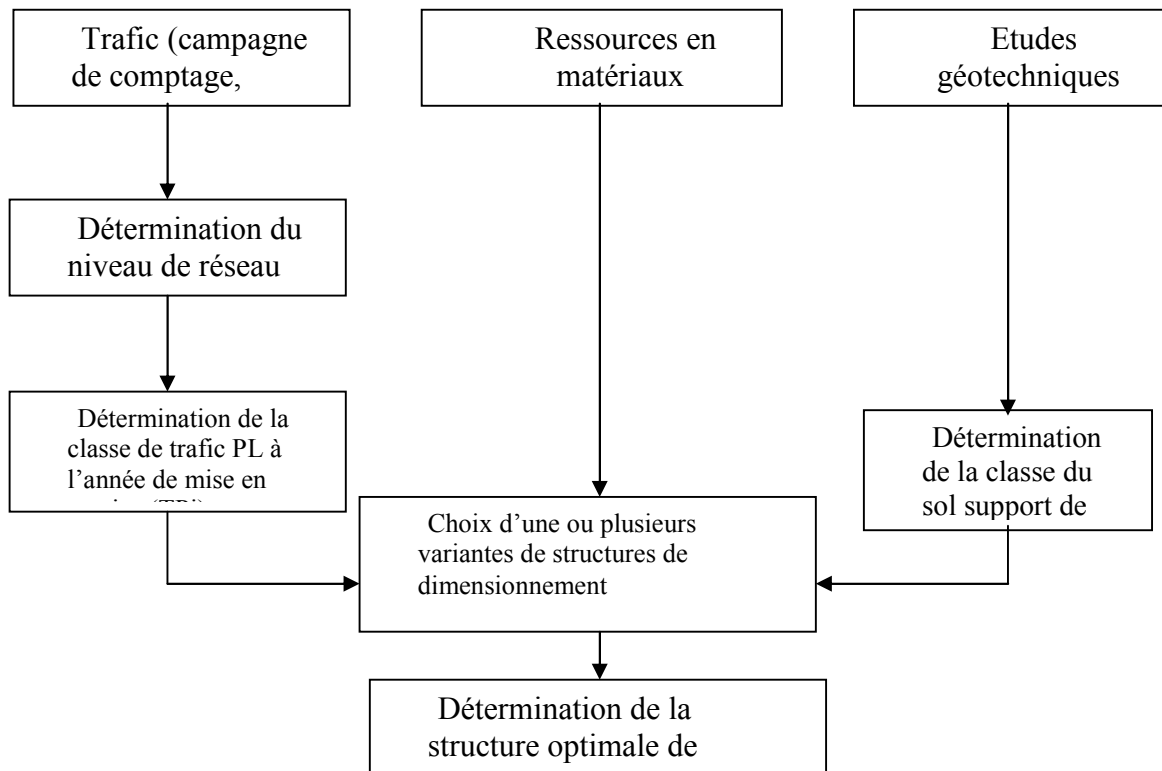


Figure (5) : démarche de catalogue

1. Application au projet :

❖ Méthode de CBR

• Corps de chaussée à l'intérieure de la trémie :

Un comptage est effectué en 2007 par le service de la DTP pour estimer le trafic à l'horizon on fait une projection jusqu'à l'année 2037 tout en sachant que la durée de vie de notre projet est estimé à 20ans et sa mise en service est prévue par l'année 2017, la valeur de trafic est donné par le tableau suivant :

TJMA (V/J)	%PL
9310	14

Tableau (04) : valeur de trafic

L'indice de CBR= 10 (notre sol est de moyenne portance), donc la portance de sol support est de S3.

$$Eeq = \frac{100 + (\sqrt{P})(75 + 50 \log \frac{N}{10})}{I_{CBR} + 5}$$

P : charge par roue P = 6.5 t (essieu 13 t)

Log : logarithme décimal

N : désigne le nombre moyen de camion de plus 1500 kg à vide par sens

Avec : **% PL=14%, $\tau=3\%$, **$I_{CBR}=10\%$****

$$TJMA_{2007} = 9310 \text{ v/j} \Rightarrow TJMA_{2007/\text{sens}} = (9310/2) = 4655 \text{ v/j/sens}$$

$$N_{pl2007} = \%PL \times TJMA_{2007} \Rightarrow N_{2007} = 0.14 \times 4655 \Rightarrow N_{2007} = 652 \text{ V/J/sens}$$

Poids lourd à 2017 est :

$$N_{2017} = 652 (1+0.03)^{10} = 876 \text{ V/J/sens}$$

Poids lourds à l'année 2037 pour une vie de 20ans est

$$N_{2037} = 876 (1+0.03)^{20} = 1582 \text{ V/J/sens}$$

$$\text{Donc : } Eeq = \frac{100 + (\sqrt{6.5})(75 + 50 \log \frac{1582}{10})}{10 + 5} = \mathbf{38 \text{ cm}}$$

$$Eeq = 38 \text{ cm}$$

La construction de la chaussée doit être comme suit :

Une couche de béton dosé 150 Kg/m^3 comme couche de fondation

Une couche de grave bitumineux (0/20mm) comme couche de roulement

Une couche de béton bitumineux comme couche de roulement

Alors : $E_{eq} = a_1.e_1 + a_2.e_2 + a_3.e_3$

Le dimensionnement proposé est comme suit :

NOM DU COUCHE	MATERIAU X	COEFFICIENT D'EQUIVALENCE	L'ÉPAISSEUR DU COUCHE
Roulement	BB	2	7
Base	GB	1,2	10
Fondation	Béton	1	12

Tableau (5) : représente la construction de la chaussée

Alors on a comme calcul : $38 = 2 \times 7 + 1.2 \times 10 + 1 \times 12$

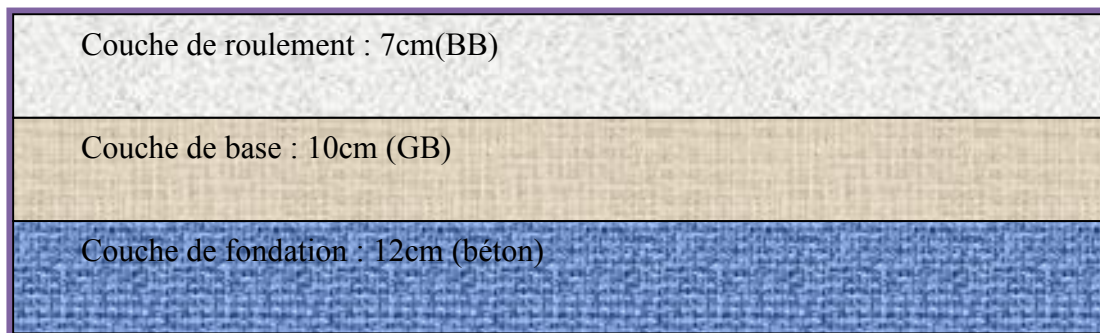


Figure (6) : corps de chaussée par la méthode de CBR

• Corps de chaussée en plan

Sur cette chaussée le trafic est donné par la valeur 19900v/j. Sur ce stade on doit mentionner que les deux voies sont différentes l'une est existante mais déformée ce qui nécessite un renforcement et une réparation et l'autre est nouvelle cela nous conduit au calcul suivant :

TJMA (V/J)	%PL
19900	14

$$TJMA_{2007} = v/j \Rightarrow TJMA_{2007/sens} = (19900/2) = 9950v/j/sens$$

$$N_{pl2007} = \%PL \times TJMA_{2007} \Rightarrow N_{2007} = 0.14 \times 9950 \Rightarrow N_{2007} = 1393 \text{ V/J/sens ii}$$

$$N_{2017} = 1393 (1+0.03)^{10} = 1872 \text{ V/J/sens}$$

$$N_{2037} = 1872 (1+0.03)^{20} = 3381 \text{ V/J/sens}$$

Alors une voie latérale on constate qu'il passe environ 3381V/J

Le dimensionnement :

$$E_{eq} = \frac{100 + (\sqrt{6.5})(75 + 50 \log \frac{3381}{10})}{10 + 5} \quad \mathbf{E_{eq} = 41cm}$$

- sur la couche existante

➤ **Etat visuel des dégradations**

Le relevé des dégradations a été effectué visuellement. Les caractéristiques de l'itinéraire et la nature et l'étendue des dégradations observées ont conduit à ne pas faire appel à une auscultation au moyen d'appareils à grands rendements (APL et déflectographe). En effet : D'une part, Ce tronçon est quasiment urbanisé sur 0,692 km à partir du carrefour d'Oued Aïssi (trottoirs, université, diverses constructions et autres activités). Sur ce linéaire il y a lieu de signaler une déformation de la chaussée au droit de l'entrée de la cité universitaire de Rehahlia. Le linéaire restant (1,452 km jusqu'au début de la déviation du barrage) connaît également une urbanisation en hausse et de plus présente des dégradations très importantes au moins en 03 endroits (*de part et d'autre de l'intersection vers Beni Aïssi du fait de traversées de conduites d'AEP de fort diamètre et au droit du glissement au PK 17,200*). L'urbanisation d'une part et la présence de ces 03 sections fortement déformées font que dès les premières visites du site, les solutions techniques avaient été dictées par ce constat de terrain et une auscultation avec appareils s'avérerait inopportune. Les solutions techniques sont développées aux chapitres suivants.

2 - Actions structurelles projetées :

Les actions structurelles recommandées sur le projet sont au nombre de 02. Elles s'appliquent aux 02 sections homogènes (structurellement) comme le montre le tableau suivant :

PK 16+100		18+600 (PK DTP)		17+552
ITINERAIRE		Activités ..	Activités	
		Univers	Vers B.Aïssi	
CARACTERISTIQUES DES SECTIONS HOMOGENES		Très urbanisée	urbanisée	
LINEAIRES DES SECTIONS		0,692 km	1,452 km	
TYPES DE DEGRADATIONS	Dégradations de surface (dégradations du revêtement)			
	Déformations (dégradations des couches inférieures)			
DIAGNOSTIC		<u>Constat :</u> Déformation de la chaussée face à la sortie de la cité universitaire <u>Cause :</u> travaux de VRD en cours (drainage, trottoirs, etc.)	<u>Constat :</u> Déformation de la chaussée face à la sortie de la cité universitaire <u>Cause :</u> Glissement au PK 17+200 Traversée de 02 conduites de transfert d'AEP du barrage de Taksebt.	
		Les déformations localisées sont probablement dues à la qualité du remblaiement des tranchées creusées pour la réalisation des travaux.		

Tableau (6) : état visuel des dégradations [02]

Par la méthode de CBR on a trouvé comme suit : on $E_{eq}= 41\text{cm}$.

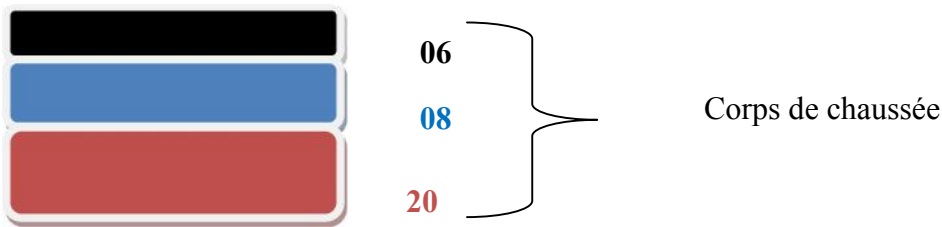
$$E_{eq}=a_1.e_1 + a_2.e_2 + a_3.e_3$$

Nom Du Couche	Matériaux	Coefficient D'équivalence	L'épaisseur Du Couche
Roulement	BB	2	7
Base	GC	1.2	10
Fondation	GNT	1	?

Tableau (7) : représente la construction de la chaussée

$$x\ e_3 =41-(2\times6+1.2\times8)=20\text{cm} \rightarrow e_3=20\text{cm}$$

Notre structure comporte : **06BB + 08GC +20GNT**



SECTIONS	ACTIONS	Références et remarques
du PK 6,100 au PK 7,552	1- Action de création de chaussée neuve Chaussée existante : e = 23 cm Apport de TVO : TVO = 25 cm Couche de fondation : GNT = 20 cm Couche de base : GB = 8 cm Revêtement : BB = 06 cm 2- Action de traitement des déformations localisées Les sections déformées (au droit du glissement et des traversées d'AEP) seront traitées par une substitution d'une épaisseur de 0,50 m du sol en place avant la mise en œuvre du nouveau corps de chaussée.	Une couche de forme est nécessaire. Elle sera constituée par la chaussée existante (<i>après scarification et maintien des matériaux en place</i>) et d'un apport de 25 cm de TVO
du PK 17,552 au	1- Mise en place d'un enrobé en béton bitumineux de 08 cm d'épaisseur	La zone urbanisée est à traiter comme une

PK 8,600	BB = 08 cm 2- action de traitement de la surface déformée face à l'université par scarification sue 21 cm et mise place d'un renforcement de 8GB + 06 BB	section urbaine. L'épaisseur 15+8 est fixée pour se raccorder à la section suivante
-----------------	--	--

Tableau (8) : Les actions structurelles recommandées

Elargissement de chaussée

L'aménagement des routes existante, leur transformation, risquent en absence de précaution de créer des incohérences et de dégrader la sécurité.

Pour l'aménagement d'une route existante dans le cadre des réseaux des voies principalement de rase compagne avec des niveaux d'investissement généralement plus limités, il est capitale de connaître l'importance des objectifs de sécurité, qui doivent toujours être pris en compte parallèlement aux objectifs de fluidité et de confort. Pour l'élargissement on doit toujours prendre en compte la chaussée existante et on dimensionne de la même façon (on a le même CBR et même trafic).

Chapitre 5:

caractéristique géométrique de la route

I.	Introduction	43
II.	Tracé en plan	43
III.	Profile en long	47
IV.	Profile en travers	52
V.	Conclusion.....	57

I. Introduction :

Lors de l'élaboration de tout projet routier l'ingénieur doit commencer par la recherche de l'emplacement de la route dans la nature et son adaptation la plus rationnelle à la configuration du terrain. En tenant compte des obligations suivantes :

- Une obligation de sécurité, liée au tracé, à la qualité de véhicules admis et à l'adhérence de la surface de roulement.
- Une obligation de confort, pour diminuer la fatigue des usagers et la nuisance.
- Une obligation d'économie globale, en vue de réduire le coût social des accidents et d'exploitations.

Dans le cas d'étude d'un projet routier, il faudrait tenir compte des variations considérables relatives aux caractéristiques des véhicules admis aux conditions de surface de la chaussée et aux conditions ambiantes (météorologie, visibilité...etc.).

Les projets seront donc basés sur un certain nombre de paramètres physiques moyens choisis de telle sorte que la sécurité et le confort soit assuré dans des conditions normale d'utilisation.

II. Tracé en plan

a) Introduction

La surface de roulement d'une route est une conception de l'espace, définie géométriquement par trois groupes d'éléments qui sont :

- Trace de son axe en situation ou en plan.
- Tracé cet axe en élévation ou profil en long.
- Profil en travers.

b) Définition

Le tracé en plan représente la reproduction à échelle réduite d'une projection de la route sur un plan horizontal. Il est constitué en général par une succession d'alignements droits et d'arcs de cercle reliées entre eux par des courbes de raccordement progressif.

Le tracé se caractérise par une vitesse de référence ou vitesse de base à partir de laquelle on pourra déterminer ou définir toutes caractéristiques géométriques de la route, le tracé en plan doit être étudié en fonction des données économiques qu'on peut recueillir.

c) Règles à respecter dans le tracé en plan :

Pour obtenir un bon tracé dans les normes, on essaye toujours dans la mesure du possible d'éviter :

- De passer sur les terrains agricoles.
- Le passage de très près des zones urbaines.
- Le passage sur les oueds pour éviter la construction d'ouvrages.
- Les sites qui sont sujets à des problèmes géologiques.

Et aussi :

- Respecter l'environnement.
- Adapter le tracé afin d'éviter les terrassements importants.

➤ **Données de base :**

Trafic :

Début : $Q = 1990 \text{ v/h}$

Au dessous de la trémie : $Q = 931 \text{ v/h}$

Fin : $Q = 1990 \text{ v/h}$

Vitesse de référence 60km/h et 40km/h à l'intérieure de la trémie

On prend comme vitesse de référence ou de base de notre projet $V_B = 60 \text{ km/h}$

• **LA VITESSE DE RÉFÉRENCE (DE BASE) :**

La vitesse de référence (**Vr**) est une vitesse prise pour établir un projet de route, elle est le critère principal pour la détermination des valeurs extrêmes des caractéristiques géométriques et autres intervenants dans l'élaboration du tracé d'une route pour le confort et la sécurité des usagers,

a- Choix de la vitesse de référence: Le choix de la vitesse de référence dépend de :

- Type de route.
- Importance et genre de trafic.
- Topographie.
- Conditions économiques d'exécution et d'exploitation.

b-Vitesse de projet: La vitesse de projet **Vp** est la vitesse théorique la plus élevée pouvant être admise en chaque point de la route, compte tenu de la sécurité et du confort dans les conditions normales.

On classe par conditions normales:

- Route propre sèche ou légèrement humide, sans neige ou glace;
 - Trafic fluide, de débit inférieur à la capacité admissible;
 - Véhicule en bon état de marche et conducteur en bonne conditions normales.
- **Règles concernant la longueur des alignements :**

Une longueur minimale d'alignement **Lmin** devra séparer deux courbes circulaires de même sens, cette longueur sera prise égale à la distance parcourue pendant **cinq (5)secondes** à la vitesse maximale permise par le plus grand rayon de deux arcs de cercle.

$$L_{\min} = 5 \times \frac{V_B}{3.6} \quad V_B: \text{vitesse de base en } km/h$$

Une longueur maximale **L_{max}** est prise égale à la distance parcourue pendant **soixante (60) secondes**

$$L_{\max} = 60 \times \frac{V_B}{3.6}$$

Avec : $V_B = 60$ km/h (vitesse de référence ou de base de notre projet).

D'après le B40 on aura :

$V_b = 60$ km/h

$$L_{\min} = 5 \times \frac{V_B}{3.6} = 83.33 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 60 \times \frac{V_B}{3.6} = 1000 \text{ m}$$

- **L'arc de cercle :**
- **Rayon de courbure ou stabilité en courbe :**

Le véhicule subit en courbe une instabilité à l'effet de la force centrifuge, afin de réduire cet effet on incline la chaussée transversalement vers l'intérieur, pour éviter le dérapage des véhicules. Dans la nécessité de fixer les valeurs de l'inclinaison (dévers) ce qui implique un rayon minimal.

- **Rayon minimal absolu R_{hm} :**

C'est le rayon minimum pour lequel la stabilité du véhicule est assurée.

Et il ne faudrait jamais descendre au-dessous de cette valeur.

Il est défini comme étant le rayon au devers maximal.

$$R_{HM} = \frac{V_B^2}{127 (f_t + d_{\max})}$$

F_t : coefficient de frottement transversal $f_t = 0,18$

$D_{\max}$: devers maximal est défini en fonction de l'environnement et la catégorie de la route.

- **Rayon minimal normal R_{hn} :**

C'est le rayon permettant à des véhicules dépassant la vitesse de référence de plus de 20 km/h de rouler en toute sécurité. Il est proposé de lui associer un devers égal à :

$$D_{\max} - 2\% = 8\% - 2\% = 6\%$$

$$R_{HN} = \frac{(V_B + 20)^2}{127 (f_t + d_{\max})}$$

- **Rayon au dévers minimal (RHd) :**

C'est le rayon au dévers minimal, au-delà duquel les chaussées sont déversées vers l'intérieur du virage et telle que l'accélération centrifuge résiduelle à la vitesse V_B serait équivalente à celle subie par le véhicule circulant à la même vitesse en alignement droit.

Dévers associé **dmin** = 2.5% en catégorie 1 – 2 **dmin** = 3% en catégorie 3 - 4

$$RHd = \frac{V_B^2}{127 \times 2 \times d_{\min}}$$

- **Rayon minimal non déversé (RHnd):**

C'est le rayon non déversé telle que l'accélération centrifuge existante acceptée pour un véhicule parcourant à la vitesse V_B une courbe de devers égal à **dmin** vers l'extérieur reste inférieur à valeur limitée.

Avec :

$$RHnd = \frac{V_B^2}{127 \times D}$$

D = 0,045..... Cat. 4

$$RHnd = \frac{V_B^2}{127 \times 0,045} \longrightarrow \text{Cat. 4}$$

Pour notre projet situé dans un environnement (**E₂**), et classé en catégorie (**C4**) avec une vitesse de base de **60km/h**, donc à partir du règlement **B40** on peut avoir le tableau suivant:

Tableau. 1: rayons du tracé en plan

paramètres	symboles	valeurs
Vitesse (km/h)	V	60
Rayon horizontal minimal (m)	RHm (8%)	115
Rayon horizontal normal (m)	RHN (6%)	220
Rayon horizontal déversé (m)	RHd (3%)	450
Rayon horizontal non déversé (m)	RHnd (-3%)	650

Aucun rayon ne sera inférieur à 115m, afin d'assurer la stabilité.

NB: Comme notre projet est un projet de dédoublement et une trémie nous sommes contraints de suivre la route existante, c'est pourquoi nous avons pris des rayons très petits dans la rentrée de la trémie en réduisant la vitesse de base bien sûre (à 40km/h).

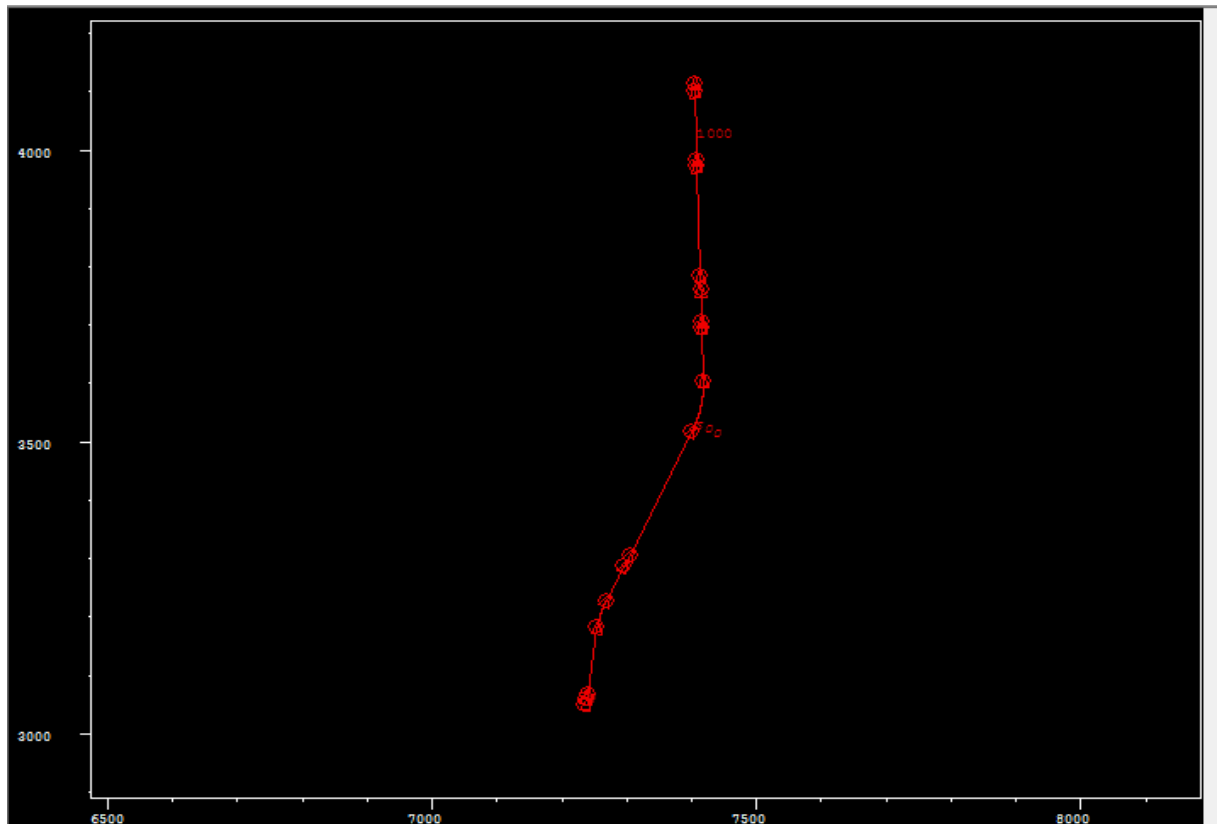


Figure (1): capture de tracé en plan sur une longueur plus d'un kilomètre

III. Profil en long :

a) Définition :

Le profil en long est une coupe verticale passant par l'axe de la route, développé et représentée sur un plan avec une échelle. C'est en général une succession d'alignements droits (rampes et pentes) raccordés par des courbes circulaires ou parabolique.

Pour chaque point du profil en long on doit déterminer :

- L'altitude du terrain naturel
- L'altitude du projet
- La déclivité du projet. Etc....

➤ Règles à respecter dans le tracé du profil en long :

Pour le bon tracé du profil en long il faut respecter les règles suivantes :

- Eviter les angles entrants en déblai, car il faut éviter la stagnation des eaux et assurer leur écoulement.
- Un profil en long en léger remblai est préférable à un profil en long en léger déblai, qui complique l'évacuation des eaux et isole la route du paysage.

- Pour assurer un bon écoulement des eaux. On placera les zones des devers nuls dans une pente du profil en long.
 - Recherche un équilibre entre les volumes des remblais et les volumes des déblais.
 - Éviter une hauteur excessive en remblai.
 - Assurer une bonne coordination entre le tracé en plan et le profil en long, la combinaison des alignements et des courbes en profil en long doit obéir à des certaines règles notamment :
 - Éviter les lignes brisées constituées par de nombreux segments de pentes voisines, les remplacer par un cercle unique, ou une combinaison des cercles et arcs à courbures progressives de très grand rayon.
 - Remplacer deux cercles voisins de même sens par un cercle unique.
 - Adapter le profil en long aux grandes lignes du paysage.
- **Eléments constituant la ligne rouge :**

La ligne rouge de notre dédoublement qui est constituée de :

a -Les alignements : sont des segments droits caractérisés par leur déclivités.

- Déclivité :

On appelle déclivité d'une route, la tangente des segments de profil en long avec l'horizontal.

- **Déclivité minimale :**

Dans les tronçons de route bien horizontaux, pour la raison d'écoulement des eaux pluviales car la pente transversale seule ne suffit pas, donc les eaux vont s'évacuer longitudinalement à l'aide des canalisations ayant des déclivités suffisantes.

Déclivité minimum : $i_{\min} = 0.5\%$ et de préférence 1% .

- **Déclivité maximale :**

Elle dépend de l'adhérence entre pneus et chaussée qui concerne tout les véhicules, elle doit être inférieure à une valeur maximale associée au nouveau de service, selon le **B 40 (E2, C4) $I_{\max} = 7\%$** .

NOTA : Au niveau de la trémie la déclivité est de 8%

Remarque : l'augmentation excessive des rampes provoque ce qui suit :

- Effort de traction est considérable.
- Consommation de carburant excessive.
- Coût élevé du transport.
- Faibles vitesses.
- Gêne des véhicules.

b-Raccordements verticaux :

Les changements de déclivités constituent des points particuliers au niveau du profil en long. A cet effet, le passage d'une déclivité à une autre doit être réduit par l'aménagement de raccordement parabolique où leur conception est subordonnée à la prise en considération de la visibilité et du confort.

On distingue donc deux types de raccordement :

- **Raccordement convexe (angle saillant)**

Leur rayon RV doit satisfaire deux conditions :

*conditio de confort.

*conditio de visible

***Condition de confort :**

Lorsque le profil en long comporte une forte courbure convexe, le véhicule est soumis à une accélération verticale importante, qui modifie sa stabilité et gêne les usagers.

On calcule le rayon verticale correspondant ; l'accélération verticale :

- v^2/R_v limitée à $g/40$ (cat 1 ; 2) et $g/30$ (cat 3,4 ,5)
- $v^2/R_v \leq g/40$ $R_{vmin} = 40.v^2/g$ avec $v=V/3.6$ et $g=10m/s$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 0.3 \text{ pour les catégories 1 et 2} \\ a = 0.23 \text{ pour les catégories 3, 4 et 5} \end{array} \right. \quad R_{vm} = a V_B^2$$

Pour notre cas le rayon vertical minimal correspondant à une vitesse de base de 60km/h et (cat 4) est de :

$$R_{vm} = 0.23 \times 60^2 = 828 \text{ m.}$$

***Condition de visibilité :**

Elle intervient seulement dans les raccordements des points hauts comme conditions supplémentaires à celle de confort.

Il faut que deux véhicules circulent en sens opposés puissent s'apercevoir à une distance double de la distance d'arrêt au minimum

Le rayon de raccordement est donné par la formule suivante :

$$R_v = \frac{D_1^2}{2(h_0 + h_1 + 2 \times \sqrt{h_0 h_1})}$$

D_1 : distance d'arrêt (m)

h_0 : hauteur de l'œil (m)

h_1 : hauteur de l'obstacle (m)

– dans le cas d'une route bidirectionnelle :

$$h_0 = 1.10 \text{ m}, h_1 = 0.20 \text{ m}$$

On trouve : $R_V = 0.24d_1^2$

RAYON	SYMBOLE	VALEUR (M)
Min absolue	RVm2	1300
Min normale	RVN2	3500
Dépassement	RV d	5000

Tableau (1) : Rayons convexes (C4, V_B)

- **Raccordement concave (angle rentrant) :**

Dans un raccordement concave, les conditions de visibilité du jour ne sont pas déterminantes mais par contre lorsque la route n'est pas éclairée, la visibilité de nuit doit être prise en compte.

$$Rv' = \frac{d_1^2}{0.035d_1 + 1.5}$$

Avec : **Rv'** : rayon minimum du cercle de raccordement.

d₁ : distance d'arrêt.

Les valeurs retenues pour les rayons absolus sont récapitulées dans le tableau suivant :

RAYON	SYMBOLE	VALEUR (M)
Min absolue	R'Vm	1100
Min normale	R'VN	1600

Tableau (2) : Rayons concaves (C4, V60)

- ❖ **Coordination du tracé en plan et du profil en long :**

Le profil en long et le tracé en plan sont coordonnés de telle manière que la route visible à l'usager sans discontinuité gênante de tracé, lui permette de prévoir son évolution et de distinguer clairement les dispositions des points singuliers, notamment les carrefours, les entrées et les sorties dans les échangeurs.

❖ **Avantages de la coordination du tracé en plan et du profil en long :**

- Assurer de bonnes conditions générales de visibilité.
- Eviter de donner au tracé un aspect trop brisé ou discontinu.

Caractéristiques des rayons en long :

Pour le cas de notre projet, on a respecté les paramètres géométriques concernant le tracé de la ligne rouge sont donnés par le tableau suivants

(Selon le B40) :

CATEGORIE		C ₄
environnement		E ₂
Vitesses de base (Km/h)		60
Rayon en angle saillant R _V	Route bidirectionnelle : (2x2 voies)	
	R _{Vm2} (minimal absolu) en m	1300
	R _{Vn2} (minimal normal) en m	3500
	R _{vd} (Dépassement) en m	5000
Rayon en angle rentrant R _V	Route bidirectionnelle : (2x2 voies)	
	R _{Vm1} (minimal absolu) en m	1100
	R _{Vn1} (minimal normal) en m	1600

Tableau (3) : paramètres géométriques de tracé de la ligne rouge

Recommandation :

L'étude du profil en long d'une voie est généralement soumise a des contraintes plus sévères, suite de la nécessité d'assurer notamment :

- Un écoulement parfaitement correct des eaux de ruissellement.
- Le respect en plan des points de ponts de passage obligés.
- Il faut éviter les discontinuités des pentes sur les voies principales et ménagères des eaux.

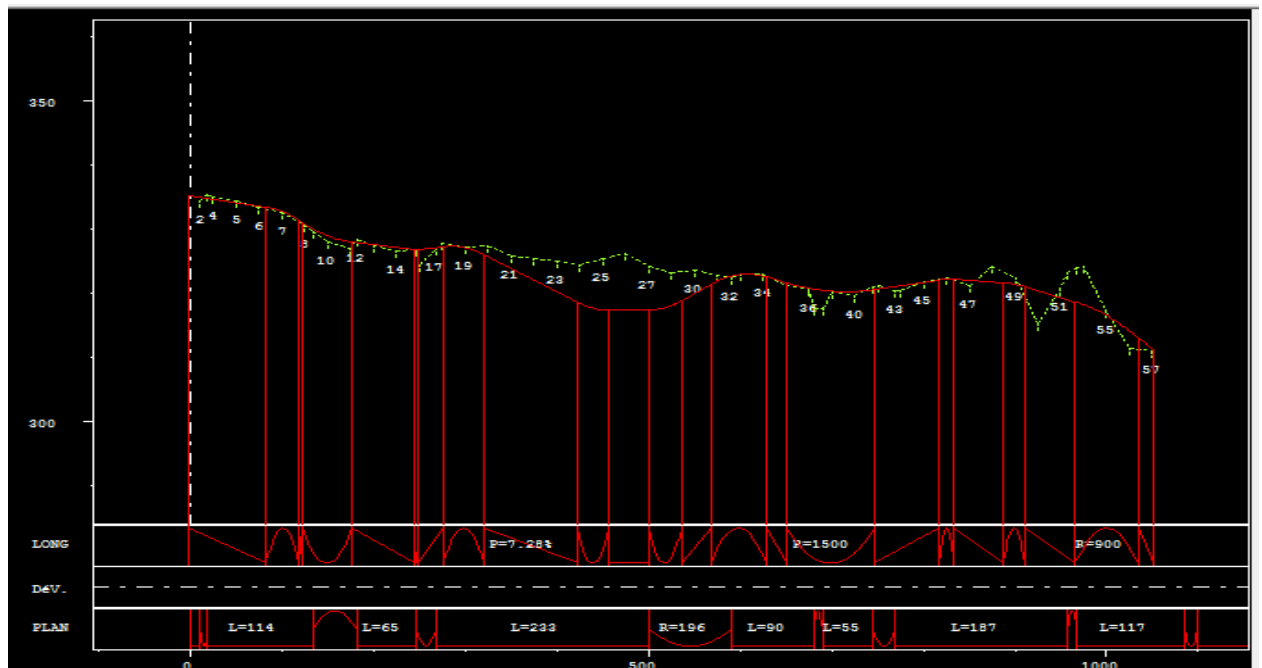


Figure (2): capture de tracé de Profil en long

IV. Profil en travers

a) Définition :

Le profil en travers d'une chaussée est la coupe perpendiculaire à l'axe de la chaussée par un plan vertical.

➤ Éléments Constitutifs Du Profil En Travers

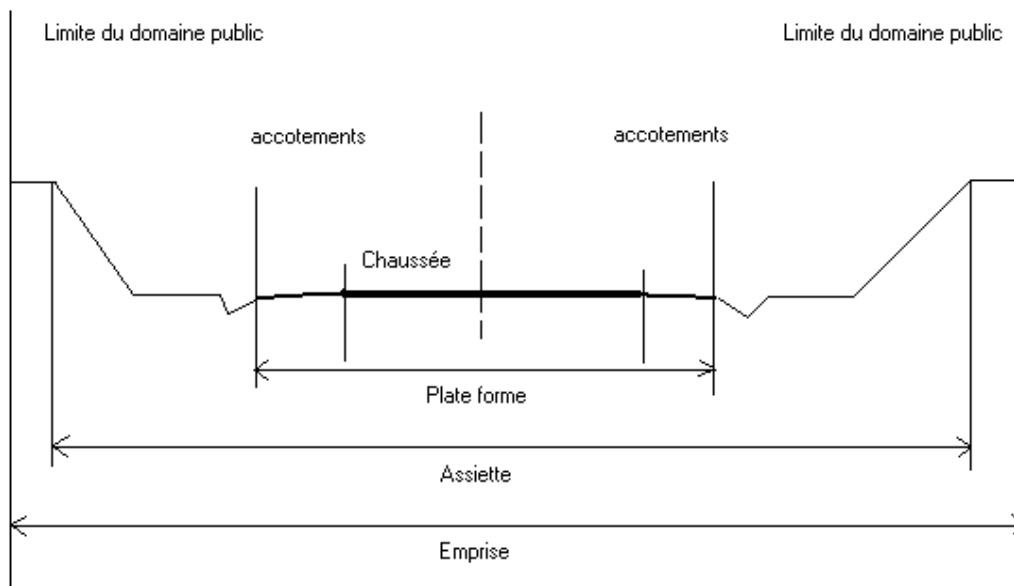


Figure (3) : Eléments constitutifs du profil en travers normal

- **Dévers :**

Le dévers de la route est par définition la pente transversale de la chaussée il permet l'évaluation des eaux pluviales et il assure la stabilité des véhicules en courbe. Pour tout rayons supérieurs à R_{Hnd} : $d = -3\%$

Pour $R_{Hm} < R < R_{Hn}$:

- **Les pentes transversales (Les dévers) :**

En alignement droit ou pratiquement droit, la pente transversale de la chaussée doit être égale 3% pour faciliter l'écoulement des eaux. il contribue à l'équilibre dynamique des véhicules. Toutefois, cette contribution reste limitée et sa valeur est donc plafonnée (généralement à 7%).

Le dévers est donné par la formule :

$$R_{Hm} < R < R_{Hn} \text{ on a : } \frac{d(R) - d(R_{Hm})}{\frac{1}{R} - \frac{1}{R_{Hm}}} = \frac{d(R_{Hm}) - d(R_{Hn})}{\frac{1}{R_{Hm}} - \frac{1}{R_{Hn}}}$$

$$R_{Hn} < R < R_{Hd} \text{ on a : } \frac{d(R) - d(R_{Hd})}{\frac{1}{R} - \frac{1}{R_{Hd}}} = \frac{d(R_{Hn}) - d(R_{Hd})}{\frac{1}{R_{Hn}} - \frac{1}{R_{Hd}}}$$

Pour $R_{Hd} < R < R_{Hnd}$: le dévers d est vers l'intérieur du virage et égale à 3%

Pour le cas de l'élément clothoïde où le rayon est variable le long de raccordement, le dévers suit cette variation, en passant de -3% pour $R \geq R_{Hnd}$ progressivement, jusqu'à d_R qui représente le dévers correspondant au rayon R de l'élément raccordé.

Nota :

Pendant le temps de parcours du raccordement, la variation par unité de temps, du dévers de la demi-chaussée extérieure au virage.

Cette variation est limitée à 2% .

$$L \geq \frac{5 \times \Delta d \times V_B}{36}$$

Paramètres fondamentaux :

D'après le règlement des normes algériennes **B40**, pour un environnement **E₂** et une catégorie **C₄**, avec une vitesse de base de **60km/h**, on définit les paramètres suivants :

PARAMETRES	SYMBOLES	VALEURS	UNITES
Vitesse	V	60	km/h
Longueur minimale	Lmin	83.33	M
Longueur maximale	Lmax	1000	M
Devers minimal	Dmin	3	%
Devers maximal	Dmax	8	%
Temps de perception réaction	t1	2	S
Frottement longitudinal	f_L	0.46	
Frottement transversal	f_t	0.18	
Distance de freinage	d0	31	M
Distance d'arrêt	d1	64	M
Distance de visibilité de dépassement minimale	dm	250	M
Distance de visibilité de dépassement normale	dN	350	M
Distance de visibilité de manœuvre de dépassement	dMd	120	M
Rayon horizontal minimal	RHm	115 (8%)	M
Rayon horizontal normal	RHN	220 (6 %)	M
Rayon horizontal déversé	RHd	450 (3 %)	M
Rayon horizontal non déversé	RHnd	650 (-3 %)	M

Tableau (4) : Paramètres fondamentaux d'après le règlement B40

V. Profil En Travers Type :

Après l'étude de trafic, le profil en travers type retenu pour la liaison sera composé d'une chaussée unidirectionnelle.

Les éléments du profil en travers type sont comme suit :

- Chaussée 2x2 voies de 3.5 m
- Trottoir varie de 0.6 m de chaque coté
- TPC de 0.6m.
- Largeur de la plate forme : 18.2 m
- Devers minimum : 3 %
- Devers maximum : 8 % pour un rayon minimum
- Pente de talus en remblai : 2/3
- Pente de talus en déblai : 2/3

a- La largeur de la chaussée:

Le projecteur doit non seulement choisir le nombre de voies nécessaire pour écouler le trafic prévisible à terme, mais encore définir la largeur de chaque voie de circulation. Cette largeur peut éventuellement varier selon la position de la voie dans le profil en travers et la nature du véhicule susceptible de l'emprunter. Le B40 permet pour la catégorie 4 une largeur de voie de 3.5m (largeur de voie de circulation).

b- Les accotements :

Les accotements sont les zones latérales de la plate forme qui bordent extérieurement la chaussée. Ils comportent généralement les éléments suivants :

- Une bande de guidage.
- Une bande d'arrêt.
- Une berme extérieure.

c. Terre-plein central (TPC)(largeur et rôle) :

Il s'étend entre les limites géométriques intérieures des chaussées. Il comprend :

- Les sur largeurs de chaussée (bande de guidage).
- Une partie centrale engazonnée, stabilisée ou revêtue.
- La largeur du T.P.C retenu est de 0.6m.

Le rôle :

Rôle de séparation : C'est la raison essentielle du T.P.C lorsque sa largeur est inférieure à 12m, il comporte des dispositifs de sécurité qui peuvent être souples ou rigides.

d. Fossé :

Ouvrage hydraulique destinés à recevoir les eaux de ruissellement recueillies de la route et des talus (éventuellement les eaux du talus).

Le profil en travers de la route existante est constitué de deux voies de 3.5m et des accotements des deux côtés de 1.2m.

Pour notre dédoublement à partir d'une nouvelle route avec un profil en travers constitué d'après le calcul de la capacité de cette dernière faite au chapitre d'étude du trafic qui concerne le nombre de voies, de 2 voies de roulement dont chaque une est de 3.5m de largeur, avec un devers en toit de - 3% en alignement, et avec des devers en courbes selon le rayon associé.

- Et d'après le tableau des capacités théoriques, nous allons établir des accotements de 1.2m avec une pente de 4% vers l'extérieur de la chaussée. .

- Nous préconisons une terre plein centrale (TPC) entre la nouvelle chaussée et celle existante, d'une largeur de 0.6m maintenir varie pour des raisons des zones urbanismes. selon les types des profils suivants :
- **Profil en travers :**

Il est constitué de :

- Deux chaussée de deux voies de 3.5 m chacune
- Un terre-plein central de 0.6m
- Un trottoir de 0,6 m de chaque côté.

➤ **Profil en travers du passage souterrain :**

❖ **Passage souterrain à 2 x2 voies :**

Il est constitué de :

- ❖ 2x2 voies de m (7 m de chaussée et 0.6m de bandes de guidage) chacune.

Nous avons opté le profil en travers a l'intérieure de la trémie avec un devers en Toit de 3%

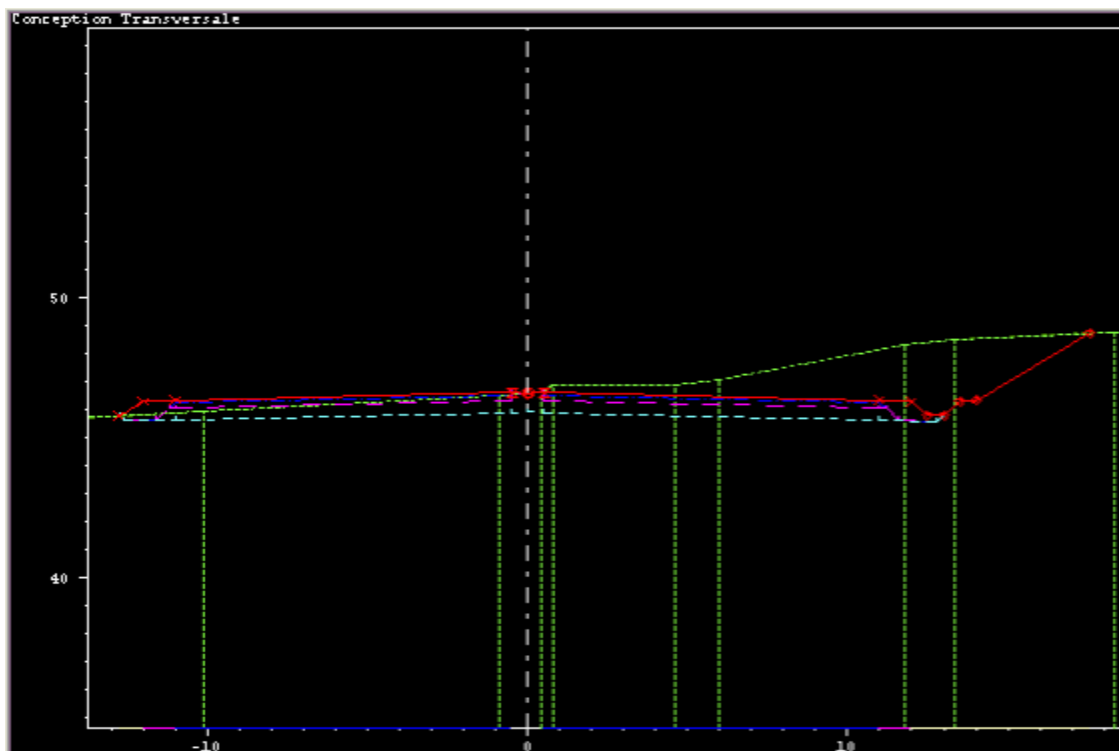


Figure (4) : capture d'un cas de tracé de Profil en travers type

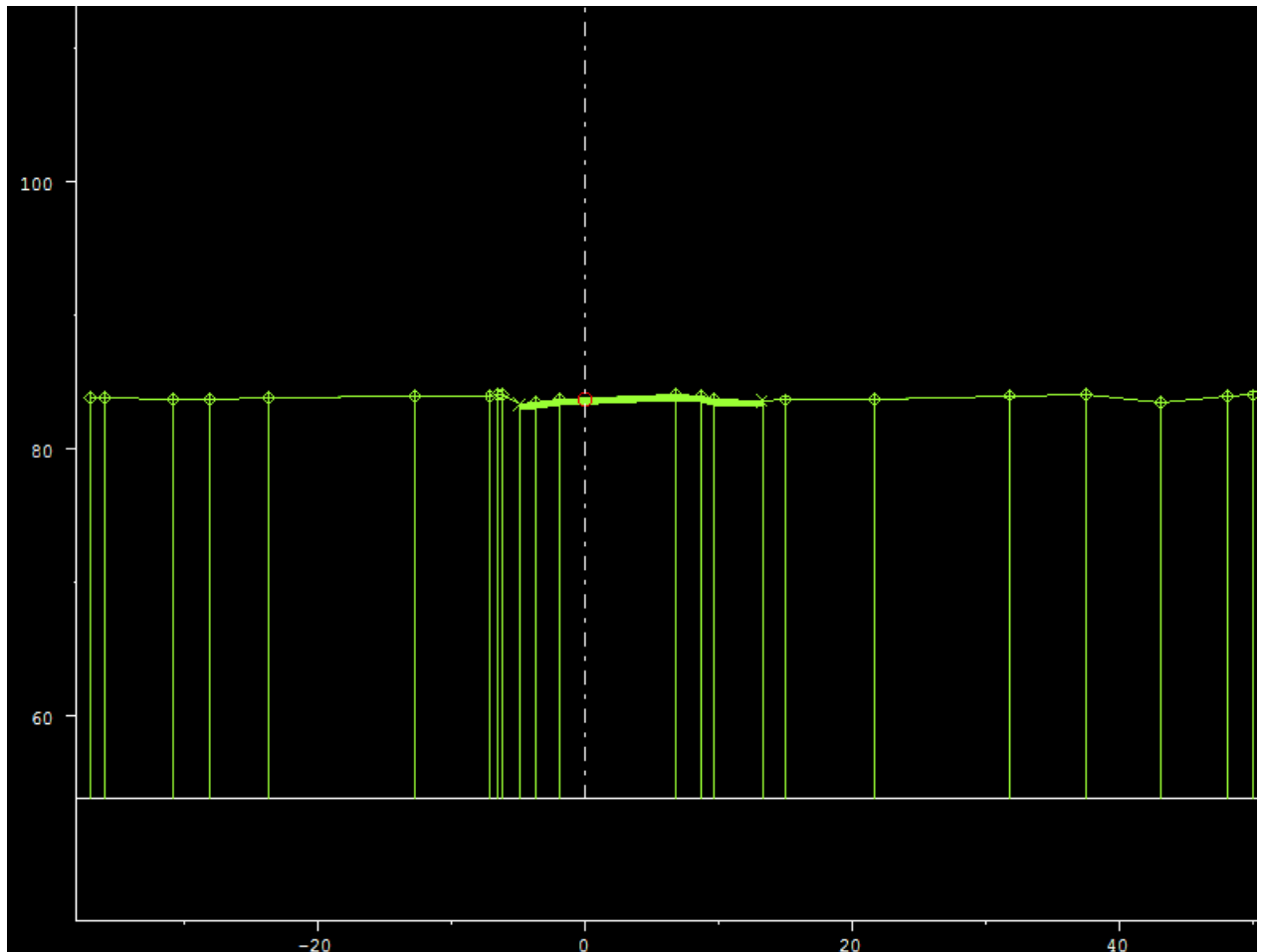


Figure (5) : capture d'un cas de tracé de Profil en travers de terrain naturelle avec la chaussée existante

VI. Conclusion :

Nous avons vu dans ce chapitre le tracé en plan (TEP), le profil en long (PEL), le profil en travers (PET), et les conditions à respecter pour les avoirs, nous avons aussi injecté des données relatives à notre projet dans le logiciel piste 5.

Chapitre 6:

Etude de Carrefour

I.	Introduction	58
II.	Définition	58
III.	type de carrefour	58
IV.	Principe généraux d'un carrefour	60
V.	Choix d'aménagement	60

I. Introduction :

Avec l'augmentation de circulation au niveau de ronds point et, surtout l'arrivée de l'automobile, la nécessité d'adopter des règles de priorité et de sens de circulation nous oblige à penser à une forme géométrique qui peut être serviable suffisamment et satisfaisante à la norme algériennes, alors on conséquence on propose un carrefour au niveau de l'intersection.

II. Définition

Le carrefour est l'air de rencontre ou de croisement de deux ou plusieurs rues au même niveau. Il comprend la chaussée et tous les aménagements en bordure qui assure l'écoulement de la circulation des véhicules et des piétons à cet endroit.[01]



Figure (1) : exemple d'un carrefour type giratoire

III. Les types de carrefours :

Dans la pratique, un classement par grande familles technique de carrefour aménagé (suivant leur forme et leurs types de fonctionnement) alors on distingue d'emblée deux grandes familles de carrefours :

a) Carrefour dénivelés :

Pour ce type de carrefours les échangeurs sont éclatés spatialement et gérés en dehors des axes principaux, sont les plus coûteux que l'autre famille mais ils offrent les meilleures conditions de sécurité, on les retrouve systématiquement sur les autoroutes et généralement sur les routes à deux chaussées non autoroutières, ils peuvent être classés à leur tour en trois catégories comme suit :

- Carrefours sans cisaillement :

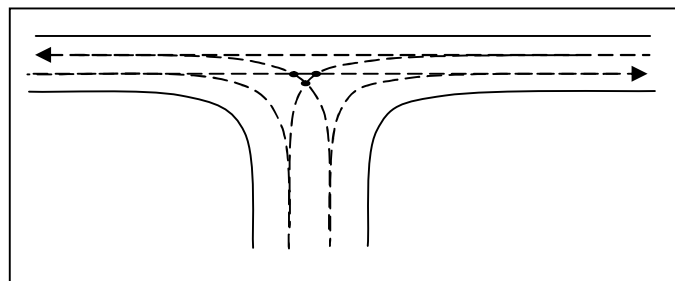
- Carrefours avec cisaillement :
- Les passages souterrains : qui fait objet de notre étude

b) Carrefour plan ordinaire :

Ce type de carrefours est regroupé sur le même plan d'ensemble des échangeurs entre les routes concernées. On peut citer quelque exemples comme :

- Carrefour à trois branches (en T) :

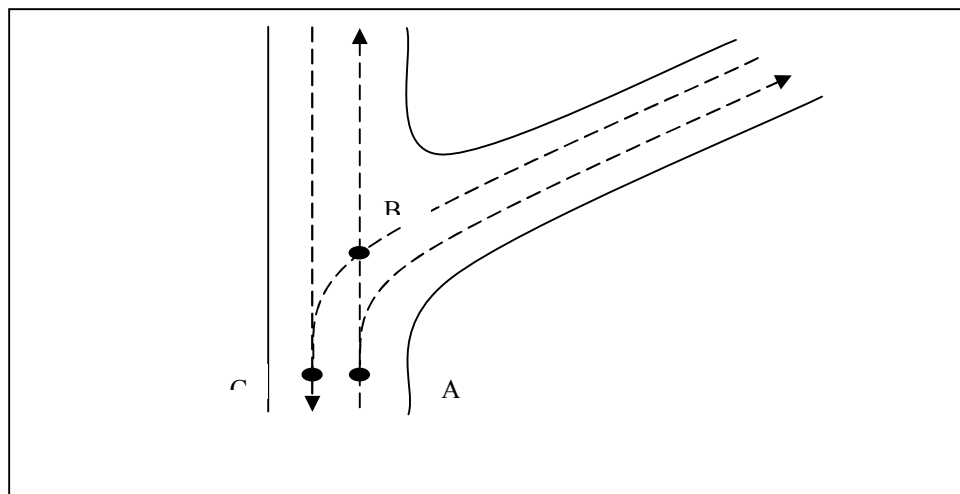
C'est un carrefour à trois branches secondaires. Le courant rectiligne domine, mais les autres courants peuvent être aussi d'importance semblable.



Figure(2) : carrefour en Té

- Carrefour à trois branches (en Y):

C'est un carrefour à trois branches, comportant une branche secondaire uniquement et dont l'incidence avec l'axe principale est oblique (s'éloignant de la normale de plus 20°)



Figure(3) : Carrefour en Y-bifurcation simple En A : divergence-en B : croisement dangereux -en C : convergence

- Carrefour en croix

Carrefour plan à 4 branche, 2 à 2 alignées (ou quasi)

- Carrefour giratoires

C'est des carrefours à sens giratoire, les véhicules tournent autour d'un îlot central.

Ce type de carrefour est très utilisé vu qu'ils sont conçus en giratoires pour garantir la fluidité et la sécurité de la circulation sur les routes à trafic modéré et rapides. Ils sont également utilisés pour réduire la vitesse, en particulier en entrée d'agglomération.

IV. Principes généraux d'aménagement d'un carrefour :

- Retarder à l'aide des caractéristiques géométriques les courants non prioritaires.
- Regrouper les points d'accès à la route principale.
- Assurer une bonne visibilité de carrefour.
- Soigner tout particulièrement les signalisations horizontales et verticales.

V. Choix de l'aménagement :

Le choix du type d'aménagement se fait en fonction de multiples critères :

- * L'environnement et la topographie du terrain d'implantation.
- * L'intensité et la nature du trafic d'échange dans les différents sens de parcours.
- * Objectifs de fonctionnement privilégié pour un type d'usager.
- * Objectifs de la capacité choisis.
- * Objectifs de sécurité

Pour notre cas : la partie couverte de la trémie crée un espace important au niveau de l'intersection des deux routes secondaires et la nouvelle route qui vient de LNI vers Tizi-Ouzou, en conséquence le facteur fluidité doit être géré d'une façon à éviter les problèmes de circulation, alors on propose à ce niveau un carrefour giratoire vu sa utilité dans ce type d'environnement et esthétique.

VI. Carrefours à sens giratoire :

a) Terminologie :

C'est un carrefour plan comportant un îlot central (normalement circulaire) matériellement infranchissable, ceinturé par une chaussée mise à sens unique par la droite, sur laquelle débouchent différentes routes et annoncé par une signalisation spécifique. Les carrefours giratoires sont utiles aux intersections de deux ou plusieurs routes également chargées, lorsque le nombre des véhicules virant à gauche est important.

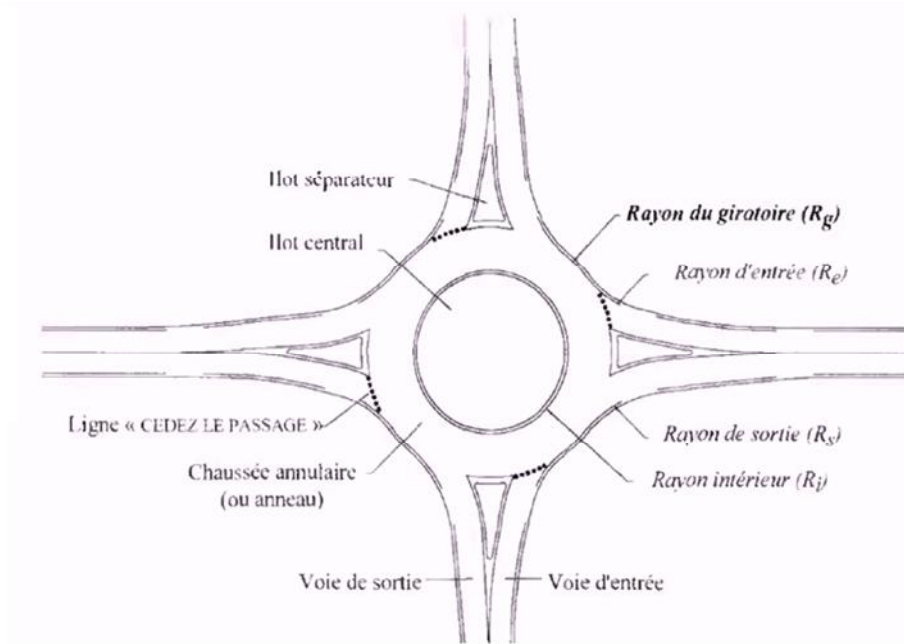


Figure (4) : carrefour giratoire

a) Principe d'aménagement :

L'examen des principaux types d'accidents rencontrés sur les carrefours à sens giratoire permet d'isoler les facteurs d'insécurité sur lesquels la conception des aménagements peut avoir une influence.

Trois grands principes se dégagent de cette analyse :

- ▶ tout aménagement de carrefour susceptible d'être compris par les usagers comme étant un carrefour à sens giratoire (ne saurait être compatible avec l'instauration ou le maintien d'un << régime de priorité à droite >>).
- ▶ Considérons que la plus part des paramètres dont l'accroissement vise à augmenter la capacité (entrées ou sorties à plusieurs voies, anneau large, etc.). peut avoir des conséquences négatives du point de vue de la sécurité, il est indispensable de ne jamais surdimensionner un aménagement de carrefour à sens giratoire, et pour cela de toujours chercher à obtenir une réserve de capacité suffisante sans plus, calculée en fonction de données de trafics réalistes.
- ▶ L'îlot central ne doit jamais supporter << d'obstacle dur >> de nature à prévoir aggraver les conséquences des accidents résultantes des pertes de contrôle à l'entrée du carrefour.

b) Caractéristiques géométriques de carrefour giratoire :

Le carrefour giratoire se compose d'un ensemble des éléments géométriques comme suit :

- **l'îlot central** : il doit toujours être entré sur l'axe principale, on aménagement d'une route neuve une longueur d'alignement axés sur le centre de giratoire de **350m** sera toujours recherchée. généralement la forme ovales sont sujets à nombre plus élevés d'accidents alors ils sont à éviter, ce qu'on préfère c'est la forme circulaire c'est la plus présentable et serviable.

Pour le diamètre de l'îlot central se défère d'un type à l'autre.

NB : pour notre cas on essaye de s'intéresser au type d'entrecroisement.

Le diamètre de l'îlot de carrefour à 4 branches (entrecroisement) dépendra de :

- ▶ la distance disponible pour l'entrecroisement
- ▶ le débit de circulation
- ▶ la vitesse de circulation souhaitée

Plus que le débit et la vitesse de circulation souhaitée importante plus que l'espace d'entrecroisement est importante ce qui engendre une augmentation de diamètre de l'îlot central.

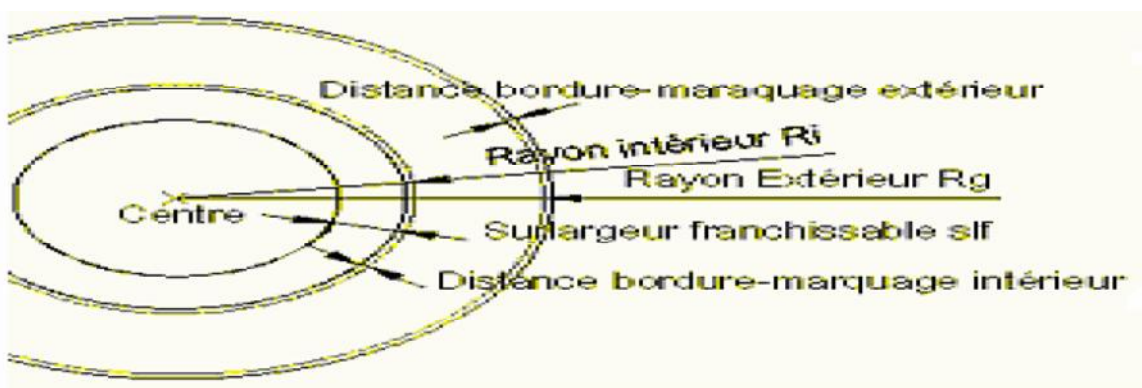


Figure (5) : schéma qui représente la forme de l'îlot central

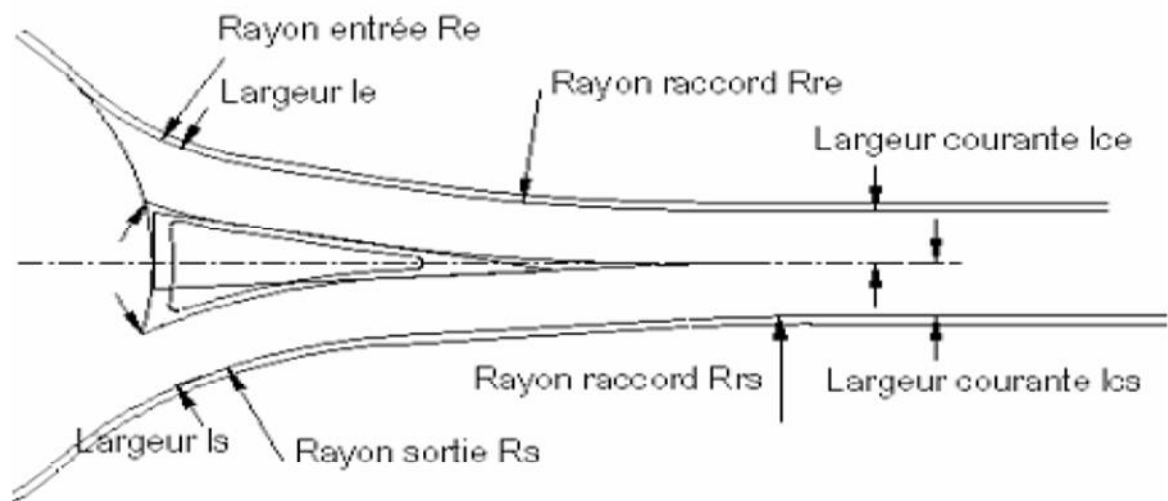


Figure (6) : schéma représente la voie de sortie et celle d'entré ainsi que leur rayon.

▪ **Îlot séparateur :**

Les îlot séparateur remplissent six fonctions principales :

- ▶ En situation d'approche, ils favorisent la perception du carrefour,
- ▶ Ils servent de refuges aux piétons, leurs permettant de traverser en deux temps,
- ▶ En offrant une surface dite << de gravité limite >> séparant les mouvements entrants et sortants, ils permettent d'éviter des collisions entre les deux sens de circulation des branches, surtout lorsque les rayons de sortie sont faible,
- ▶ Ils favorisent la capacité, en distinguer plus tôt les véhicules qui sortent de ceux à qui ils devront céder la priorité,
- ▶ Ils permettent l'implantation de signalisation de direction,
- ▶ Enfin, ils évitent les <<prise à contre -sens>> de l'anneau

Îlot séparateur a la forme de triangle comme il est indiqué sur le schéma suivant :

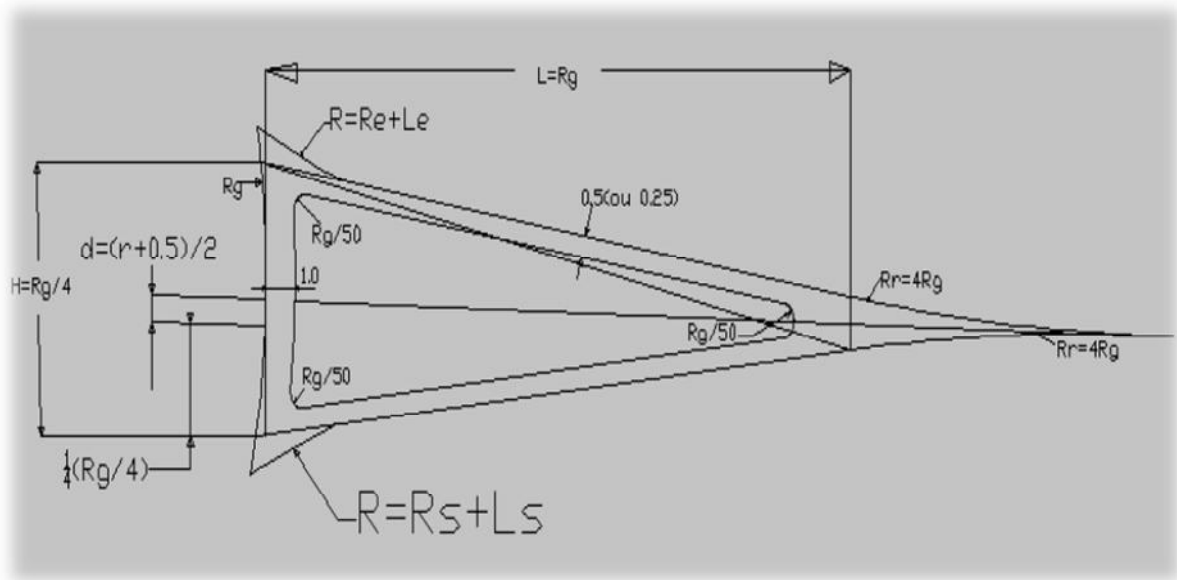


Figure (7) : schéma représentant un mode de construction pour îlot séparateur construit sur les branches principale des giratoires de rayon $R_g > 15\text{m}$

- Pour îlot séparateur, le règlement de conceptions géométriques des routes recommande les dimensionnements suivantes :

R_g	paramétrage	$R_g=15\text{m}$	$R_g=20\text{m}$	$R_g=25\text{m}$
L longueur de triangle de construction	$L=R_g$	15	20	25
H hauteur du triangle de construction	$H=R_g/4$	3,75	5	6,2
D déport de l'îlot sur l'axe	$D = (0,5 + R_g/50)/2$	0,4	0,45	0,5
R rayon des raccordements de bordures	$R=R_g/50$	0,3	0,4	0,5

Tableau (1) : récapitule les différents paramètres de construction des îlots séparateurs pour trois rayons de giratoire (R_g)

- **La position des branches :**
 - **L'inter distance :** une sortie et une entrée consécutives doivent être éloignées d'une vingtaine de mètres au moins (15 à 30m), pour notre cas on a pris à peu près 25m
 - **La répartition des différentes branches :** une répartition régulière des entrées autour de l'anneau est préférable
- **Chaussée annulaire (anneau) :**
 - **La largeur :** la largeur de l'anneau dépend du rayon de la largeur, et de nombre de voies de l'entrée la plus large, en milieu interurbain ou périurbain une chaussée annulaire de 8m de large, constituée de deux voies matérialisées de 4m est suffisante. il

faut éviter les voies supplémentaires de tourner à droite direction qui pose des problèmes de priorité.

► **Le dévers** : le dévers de l'anneau de **1 à 2%** est dirigé vers l'extérieur, pour les trois raisons suivantes :

- Amélioration de la perception de la chaussée annulaire.
- Absence de la rupture dans le raccordement des dévers sur les voies d'entrées et de sorties.
- Facilité de gestion et d'écoulement des eaux de surface.

▪ **Géométrie de l'entrée** : les valeurs pour le dimensionnement du couloir d'entrée sont les suivantes :

- rayon d'entrer de 15 à 20m, largeur de 4m et 7m pour les entrées à deux voies .en tout cas il ne doit pas dépasser **Rg**.

▪ **Géométrie de sortie** : La sortie est généralement limitée à une seule voie. la largeur de cette voie est comprise entre 4 et 5m.

On peut récapituler tous les conceptions recommandées dans le tableau suivant :

Rg	Rayon de giratoire	Paramétrage	Rg=15m	Rg=20m	Rg=25m
La	Largeur de l'anneau	$6m \leq La \leq 9m$	7	7	7
sLa	Sur largeur rouable	$1,5si Rg \leq 15m$	1,5		
Ri	Rayon intérieur	$Rg-La-sLa$	6,5	13	18
Re	Rayon d'entrée	$10m \leq Re \leq 15m$ et $\leq Rg$	15	15	15
Le	Largeur de la voie entrante	$Le=4m$	4	4	4
Rs	Rayon de sortie	$15m \leq Rs \leq 30m$ et $> Ri$	20	20	20
Ls	Largeur de la voie sortie	$4m \leq Ls \leq 5m$	4	4,5	5
Rr	Rayon de raccordement	$Rr=4Rg$	60	80	100

Tableau (2) : récapitule les différents paramètres de construction pour trois rayons de giratoire(Rg) (standards)

c) **Les avantages et les inconvénients du carrefour giratoire :**

❖ **les avantages :**

- une forme qui identifier un lieu et qui caractérise de l'espace.
- modération de la vitesse.
- Amélioration de la sécurité.

- Accroissement de la capacité.
- Diminution de nuisance.
- Faciliter d'insertion d'un grand nombre des branches.
- Economie de régulation et d'exploitation.

❖ **Les inconvénients :**

- Consommation d'emprise importante.
- Entretien de l'îlot central.
- Transport public non prioritaire.
- Absence de prise en charge correcte des piétons.
- Absence de régulation du trafic (non –respect du régime de priorité).

d) Choix opté pour notre projet :

Le choix du type d'aménagement se fait en fonction de multiples critères :

- ▶ L'environnement et la topographie du terrain d'implantation.
- ▶ L'intensité et la nature du trafic d'échange dans les différents sens de parcours.
- ▶ Objectifs de fonctionnement privilégié pour un type d'usager.
- ▶ Objectifs de la capacité choisis.
- ▶ Objectifs de sécurité

NB: Dans le cadre de notre étude on a opté pour le choix de carrefour giratoire vu l'espace disponible au niveau de l'intersection engendré par la partie couverte de la trémie, il y a pas mieux que ce type de carrefour pour bien gérer la fluidité de véhicule, malgré les inconvénients qu'ils représentent, l'aménagement de carrefour giratoire offre un nombreux avantage si la conception est faite selon la règle de l'art et si on jette un coup d'œil sur les réalisations routières on voit clairement que le carrefour giratoire est le plus répondu au confort et la sécurité aux usagers des routes.

e) Principes généraux d'aménagement d'un carrefour :

- Retarder à l'aide des caractéristiques géométriques les courants non prioritaires.
- Regrouper les points d'accès à la route principale.
- Assurer une bonne visibilité de carrefour.
- Soigner tout particulièrement les signalisations horizontales et verticales.

❖ Visibilité d'un carrefour :

Dans l'aménagement d'un carrefour il faut lui assurer les meilleures conditions de visibilité possibles,

En cas de visibilité insuffisante il faut prévoir:

- Une signalisation appropriée dont le but est soit d'imposer une réduction de vitesse soit de changer les régimes de priorité.
- Renforcer par des dispositions géométriques adaptées (inflexion des tracés en plan, îlot séparateur ou débouché des voies non prioritaires)

➔ Triangle de visibilité:

Un triangle de visibilité peut être associé à un conflit entre deux courants. Il a pour

Sommets:

- Le point de conflit
- Les points limites à partir des quels les conducteurs doivent apercevoir un véhicule adverse.

➔ Données de base:

- La nature de trafic qui emprunte les itinéraires.
- La vitesse d'approche à vide (V_0) qui dépend des caractéristiques réelles de l'itinéraire au point considéré et peut être plus élevée que la vitesse de base.
- Les conditions topographiques.

D'après le **B40** sur un alignement : $V_0 = 60 \text{ km/h}$

$a = 2.5 \text{ m}$ (distance entre l'œil de conducteur du véhicule non prioritaire et la ligne d'arrêt)

- d'_p : distance de visibilité de véhicule non prioritaire

$$d'_p (vp) = 150 \text{ m.}$$

$$d'_p (pl) = 180 \text{ m.}$$

$$d'_p (t \text{ à } .g) = 125 \text{ m}$$

$$d'_p (t \text{ à } .d) = 100 \text{ m.}$$

Donc le diagramme de visibilité :

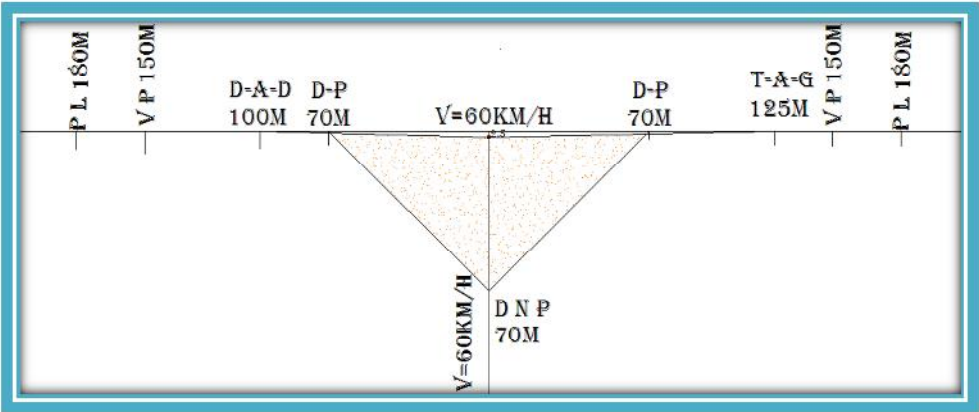


Figure (8) : diagramme de visibilité

→ **Les îlots**

Les îlots sont aménagés sur les bras secondaires du carrefour pour séparer les directions de la circulation, et aussi de limiter les voies de circulation.

⇒ Voies de décélération de type parallèle :

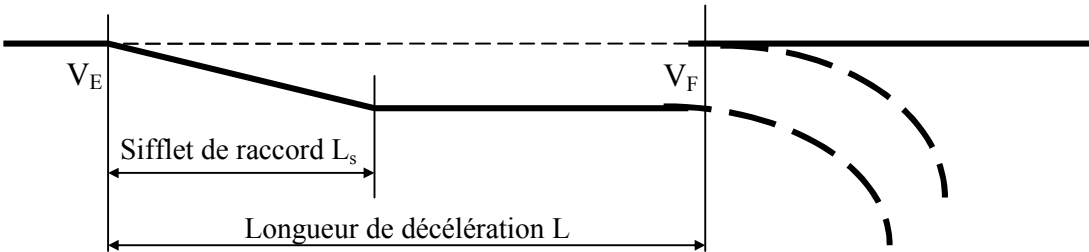


Figure (9) représente les longueurs décélération

Les voies de décélération de type parallèle sont utilisées principalement pour les tourne-à-gauche de sortie. Les longueurs correspondantes figurent le tableau suivant :

La vitesse d'approche VA (km/h)	60	80-90	100-110	120
LD (m)	70	115	170	240
LS (m)	40	50	60	75

LD : longueur totale comprise entre le nez de l'îlot séparateur et l'entrée du sifflet de raccordement.

LS : longueur du sifflet de raccordement, compris dans LD.

Remarque : La largeur des voies de décélération tourne-à-gauche est de 3,5 m quelle que soit la valeur de VA.

Tableau (3) : représente les longueurs décélération en fonction de VA

⇒ **Voies de décélération du type diagonal:**

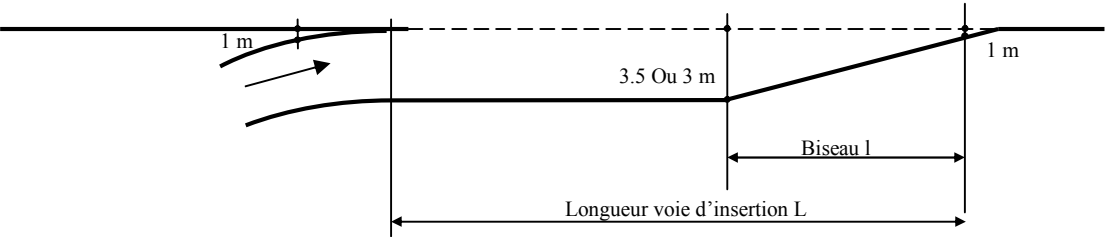
L’usage de voie de décélération de type diagonal est recommandé pour les tournes à droite de sortie. Elles comportent un biseau de sortie rectiligne, un raccordement à courbure progressive parcouru à décélération constante et un arc de cercle. La longueur du biseau LB, comprise entre les nez de sortie réduit à 1m l’entre du biseau, est fixée comme suite:

VA (Km/h)	≤ 90	100-110	120			
Rayon de cercle final (m)	≥10	≥ 25	40	45	50	≥ 60
LB (m)	80	110	145	135	125	110

Tableau (4) : représente les longueurs en fonction de Va

Les éléments de construction du raccordement à courbure progressive indiqués en fonction de la vitesse d’approche à vide et du rayon du cercle final. La largeur des voies décélération de type diagonal dépend des sur largeurs éventuelles en courbe, et jamais inférieur à 4m (avec accotement dérasé de 1,50 m.

⇒ **Voie d’insertion :**



Figure(10) représente une voie décélération diagonal

Les voies d’insertion sont du type parallèle et comportent un arc de cercle, éventuellement un raccordement progressif, une partie rectiligne parallèle à la route principale et un biseau de raccordement.

Le tableau ce- dessous donne les longueurs des voies d’insertion en fonction de la vitesse d’approche à vide :

VA (km/h)	60	80	90	100	<110	120
LI (m)	140	180	210	240	270	320
Li (m)	35	40	45	65	70	75

LI : longueur de la voie d’insertion comptée du nez d’entrée réduit à 1m jusqu’au point ou la largeur du sifflet de raccordement se réduit à 1.5 m
Li : longueur du sifflet d’insertion jusqu’au point ou la largeur se réduit à 1,5 m
 (li compris dans LI)

Tableau (5) : longueurs des voies d’insertion en fonction de la vitesse d’approche à vide

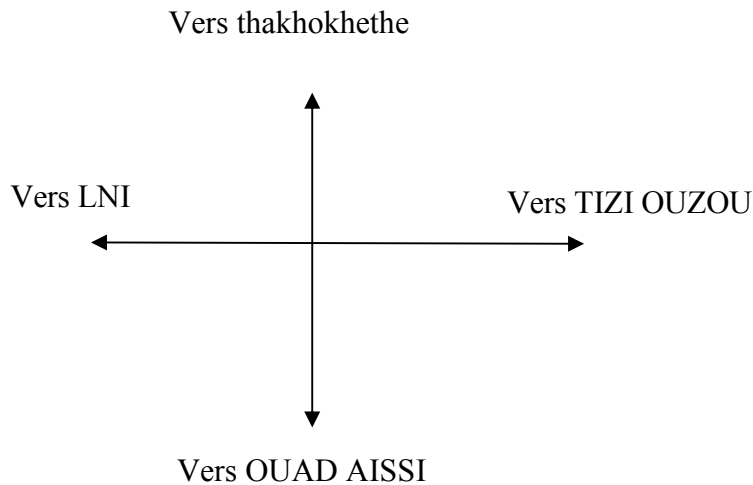
On remarque que les voies d'insertion ont pour largeur :

3,00 m pour $VA < 100 \text{ km/h}$

3,50 m pour $VA > 100 \text{ km/h}$

Application pour notre projet

a) Les différentes directions de carrefour



b) Caractéristique géométrique de l'anneau

Rayon de giration extérieur Rge (m)	Rayon de giration intérieur Rgi (m)	Largeur de la chaussée annulaire (m)
23	15	8

c) Caractéristiques géométriques des branches

On fonction des vitesses de base pour chaque branche :

	Rayon intérieur denrée Rie (m)	Rayon extérieur denrée Ree (m)	Rayon intérieur de sortie Ris (m)	Rayon intérieur denrée Res (m)	Largeur chaussée entrée Le (m)	Largeurs de chaussée sortie Ls (m)
Branche 1	20	15	25	25	7	7
Branche 2	15	10	22	25	5	5
Branche 3	20	15	25	25	7	7
Branche 4	15	10	22	25	5	5

d) Caractéristiques géométriques des voies

	Branche 1 tizi ouzou	Branche 2 LNI
Longueur de voies d'intention		
Longueur de voie de décélération		
Longueur de biseau		
Longueur sifflet		

VII. Calcul de capacitéa) calcul de capacité du carrefour (méthode simplifiée pour la route) :➤ Les conditions d'application de la méthode simplifiée :

- ▶ Le rayon de l'îlot central doit être supérieur à 15m,
- ▶ Les entrées a une seul voie

➤ Les étapes d'application :

- ▶ Détermination des trafics : entrants Q_e , sortants Q_s , tournant Q_t à partir de la matrice origine destination (UVP/h) avec les coefficients représentés dans le tableau suivant :

Type de véhicules	Coefficient
Poids lourd (pl)	2
Véhicules légers	1
Deux roues	0.5

Tableau (3) : type de véhicules et leurs coefficients

▶ Détermination de trafic sortant équivalent Q'_s

Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q'_s = \frac{(15 - L_i)}{15} \times Q_s \quad \text{sachant que } Q'_s = 0 \text{ si } L_i > 15\text{m, avec } L_i: \text{ largeur de l'îlot séparateur}$$

▶ Détermination du trafic gênant Q_g :

Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_g = \left(Q_t + \frac{2}{3} Q'_s \right) \times [1 - 0.085 (L_a - 8)] , \text{ Avec : } L_a : \text{ largeur de l'anneau.}$$

► Détermination de la capacité C :

Il est déterminé par la relation suivante :

$$C = (1330 - 0.7 \times Q_g) \times [1 + 0.1 (L_e - 3.5)], \quad \text{avec } L_e : \text{ Largeur de la voie entrante.}$$

► Détermination de la réserve de capacité en % :

Il est déterminé par la relation suivante :

$$RC (\%) = (C - Q_e) \frac{100}{Q_e}$$

b) Estimation de la capacité du carrefour [00]:

Alors Pour calculer la capacité du carrefour les données estimées pour des quatre branches sont résumées dans le tableau suivant :

Branche	Tizi-Ouzou	LNI	Thakhokhethe	Aoud ainsi
Qs	80	79	48	101
Qe	812	720	666	721
Qt	311	420	245	480

► Branche Tizi-Ouzou:

- $Q'_s = \frac{(15-23)}{15} \times 80$, avec : $L_i = 2m > 0 \rightarrow Q'_s = 0$
- $Q_g = \left(311 + \frac{2}{3} \times 0 \right) \times [1 - 0.085 (8 - 8)]$, avec : $L_a = 8m \rightarrow Q_g = 311 \text{ v/h}$
- $C = (1330 - 0.7 \times 311) \times [1 + 0.1 (7 - 3.5)]$, avec : $L_e = 7m \rightarrow C = 1501 \text{ v/h}$
- $RC (\%) = (1501 - 812) \frac{100}{812}$ ce qui donne $\rightarrow Rc (\%) = 84\%$

► Branche LNI :

- $Q'_s = \frac{(15-23)}{15} \times 508$, avec : $L_i = 23m > 0 \rightarrow Q'_s = 0$
- $Q_g = \left(212 + \frac{2}{3} \times 0 \right) \times [1 - 0.085 (8 - 8)]$ avec $L_a = 8m \rightarrow Q_g = 212 \text{ v/h}$
- $C = (1330 - 0.7 \times 420) \times [1 + 0.1 (7 - 3.5)]$ avec $L_e = 7m \rightarrow C = 1398 \text{ v/h}$
- $RC (\%) = (1398 - 720) \frac{100}{720}$ ce qui donne $\rightarrow Rc (\%) = 94\%$

Les deux réserve de capacité sont importantes et proche dans le même sens alors la fluidité est assuré par ce giratoire.

c) Estimation de la capacité du souterrain [02]:

- Estimation de la demande

Pour le calcul de capacité on fait appel a un paramètre D dit demande de trafic qui est rechercher par la formule suivante : $D = \sum d^k$ avec :

D : la demande de l'entrée périodique de phase k

di : est donne par la formule $\left(\frac{Q_i}{L_i}\right) \times 3$ avec : ► Qi : le trafic horaire entrant sur la branche

► Li : la largeur utile.

- Estimation de l'offre:

L'offre est le nombre de véhicules qu'un carrefour peut écouler en fonction du nombre de phase et de la durée du cycle.

Un cycle 70s, permet d'écouler en moyenne 1260 uvpd/h de véhicules par voies de 3m, s'il est a 2 phases et 1120 uvpd/h s'il est à 3 phases [02].

a) Calcul du coefficient de réserve de capacité Ks :

$$Ks = \frac{O}{d} = \frac{\text{capacité du carrefour (en upv/h/voie de 3m)}}{\text{trafic à écouler (en upv/h/voies de 3m)}}$$

b) Calcul du coefficient de réserve de capacité d'un passage souterrain de gabarit réduit (PSGR) :

La circulation demeure fluide à ce niveau de trafic, comme première approximation, on peut adopter une capacité de 1600 fois le nombre de véhicule par heure par voie. Si Qm est le débit prévu dans le sens le plus charge et « n » le nombre de voies par sens on a :

$$Km = 1600 \times \frac{n}{Qm}$$

c) Calcul de coefficient de réserve de capacité de l'aménagement complet « Kt » :

Si $Ks > Km$, ce calcul devient nécessaire.

$$Kt = \frac{(Cm + Cs)}{(Qm + Qs)} = \frac{(1600 \times n + Cs)}{(Qm + Qs)}$$

Avec :

$Cm=1600 \times n$: c'est la capacité du passage souterrain dans le sens le plus charge.

C_s = c'est la capacité de l'ensemble des voies de surface adjacente au passage souterrain, dans le même sens.

Q_s : le débit prévu dans le sens le plus chargé sur les voies adjacentes au passage souterrain.

Chapitre 7:

conception de la trémie

I.	Justification de l'utilité de l'aménagement	75
II.	schéma de circulation	75
III.	Caractéristiques Techniques	76
IV.	Conclusion	79

I. Justification de l'utilité de l'aménagement :

En tenant compte de l'importance du trafic enregistré, il est impératif que dans le cadre d'un fonctionnement cohérent du schéma de circulation que ce carrefour puisse bénéficier d'un aménagement assurant aux usagers une meilleure fluidité et sécurité.

Du point de vue économique, il y'a lieu de souligner que l'utilisateur bénéficiera d'une réduction du temps de parcours et d'une économie de carburant, d'un accès rapide pour les véhicules.

II. schéma de circulation :

La visite effectuée au niveau du site nous a permis de relever les constatations suivantes

- ▶ Trafic important sur l'axe RN12 dans les deux sens constitue un engagement difficilement maîtrisable.
- ▶ Des conflits considérables existant aux intersections entre véhicules et piétons résultent une situation dangereuse pour les piétons et une réduction énorme de la capacité du carrefour.

1. Conséquences de la circulation qu'il faut éviter sur l'utilisateur et les collectivités :

Accidents de la circulation : Sont dus à :

- ▶ Mauvaise visibilité.
- ▶ L'importance du trafic.
- ▶ Cisaillement et tourne à gauche

a. Perte de temps :

Au niveau du carrefour, les bouchons sont pratiquement toute la journée, ce qui cause une Perte de temps considérable.

b. Toxicité et usure du moteur :

La toxicité que provoque le moteur et l'usure de celui-ci dépendent des conditions de travail, le seuil critique est atteint lorsqu'il y'a d'une part une succession d'accélération et de Freinage et d'autre part lorsque le moteur fonctionne selon un régime à vide, ce qui provoque un dégagement intense de fumée qui crée plusieurs problèmes :

- ▶ Pollution de l'environnement.
- ▶ Manque de visibilité.
- ▶ L'usure du moteur est plus intense car la fumée pénétrée dans l'huile et le rend moins efficace.

c. Consommation de carburant :

La consommation de carburant est l'une des plus importantes préoccupations d'un conducteur en raison de l'augmentation croissante du prix du carburant. En plus, la consommation est très élevée à faible vitesse, de l'accélération et du freinage, ce qui est le cas dans les encombrements urbains.

d. Bruits causés par la circulation :

Les klaxons, bruits de moteurs et échappements perturbent toute la journée les habitants, il y a lieu de souligner que les véhicules circulants en Algérie ont plus de dix ans.

III. Caractéristiques Techniques:**a) Trémie RN 30 A:**

Une trémie Bidirectionnelle de **20 m** de largeur pour la partie couverte et partie ouverte assurera la liaison cotée Oeud Aissi ayant une longueur de **300m** et de côté RN30 ayant une longueur de **500 ml** dont **60 m** de partie couverte, Une pile de **0.4 m** d'épaisseur, un gabarit de **5.75 m**, structurée en murs de soutènement (partie ouverte). Un radier drainant constitué par une dalle de 50 cm d'épaisseur.

Longueur total **860 m**.

Longueur partie couverte : **60 m**

Longueur partie ouverte : **800m**

Largeur **18.5m** (partie couverte) (2x2Voies de 3,50 m).

Largeur **18.5 m** (partie ouverte) (2x2Voies de 3,50 m).

- ▶ rayon convexe : **450m**
- ▶ Rayon concave : **500 m**
- ▶ gabarit autorise : **5.75m**
- ▶ pont maximale : **8%**

Données de base :

Trafic : à l'intérieur de la trémie : $Q=931$ uvp/h

Vitesse de base est de 40 km/h

Selon les données précédentes et par le billet du B40 la route est bidirectionnelle de 2x2 voies.

❖ **TRACER EN PLAN :**

L'élaboration d'un projet routier commence par la recherche de l'emplacement de la route dans la nature et son adaptation la plus rationnelle à la configuration de terrain. Au niveau de la trémie, nous avons optés pour les éléments suivants :

Rayon horizontal	800
Devers associé	2.5% (en toit)

❖ **PROFIL EN LONG :**

Le choix de profil en long est basé sur plusieurs facteurs, nous pouvons les cités :

- Eviter au maximum les contraintes par exemple une ligne électrique à haute tension, un passage de gaz ou hydraulique.
- Respectez les conditions de sécurités et confort.
- Evitez les zones des grands remblais et déblais.

Au niveau de la trémie nous avons opté pour les éléments suivants :

	Pente
Déclivité max	8%
Déclivité min	0.4%

Pour le raccordement parabolique ; nous avons choisi des rayons comme c'est de suite :
R1=450 , R2=500

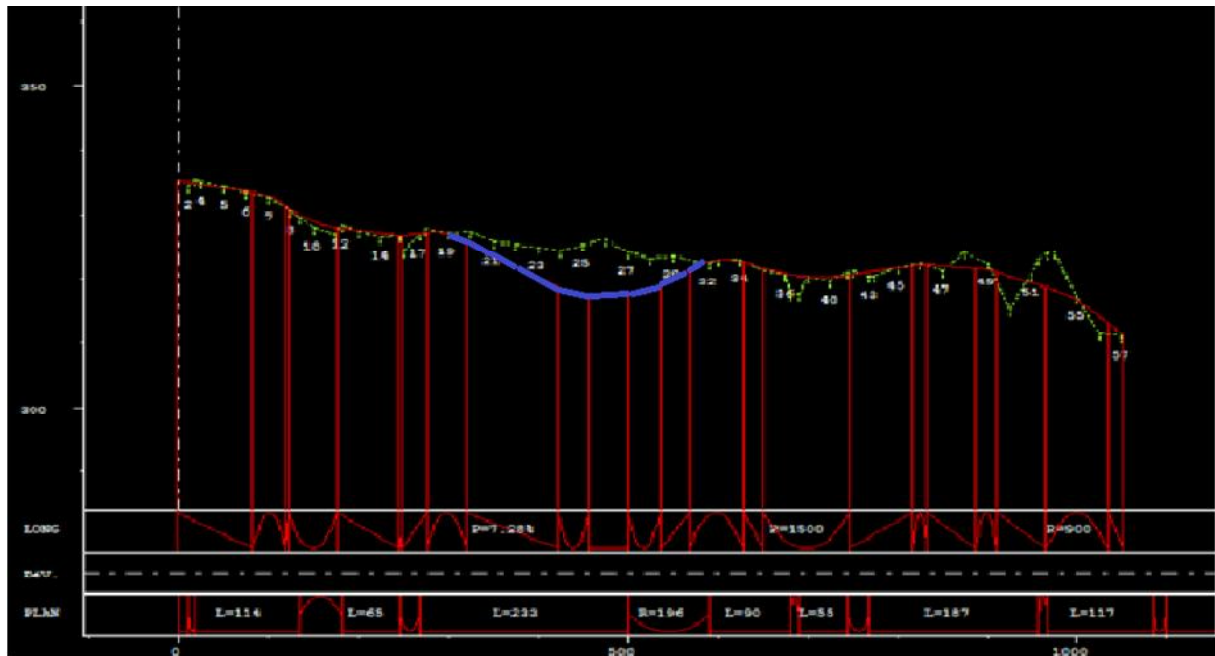


Figure (01) : profile en long de la partie trémie

❖ PROFIL EN TRAVERS : Passage sous terrain à 2x2 voies :

Il est constitué : 2x2 voies de (7 m de chaussée et 0.6m de bandes de guidage) chacune.

Nous avons opté le profil en travers a l'intérieure de la trémie avec un devers en Toit de 2.5%.

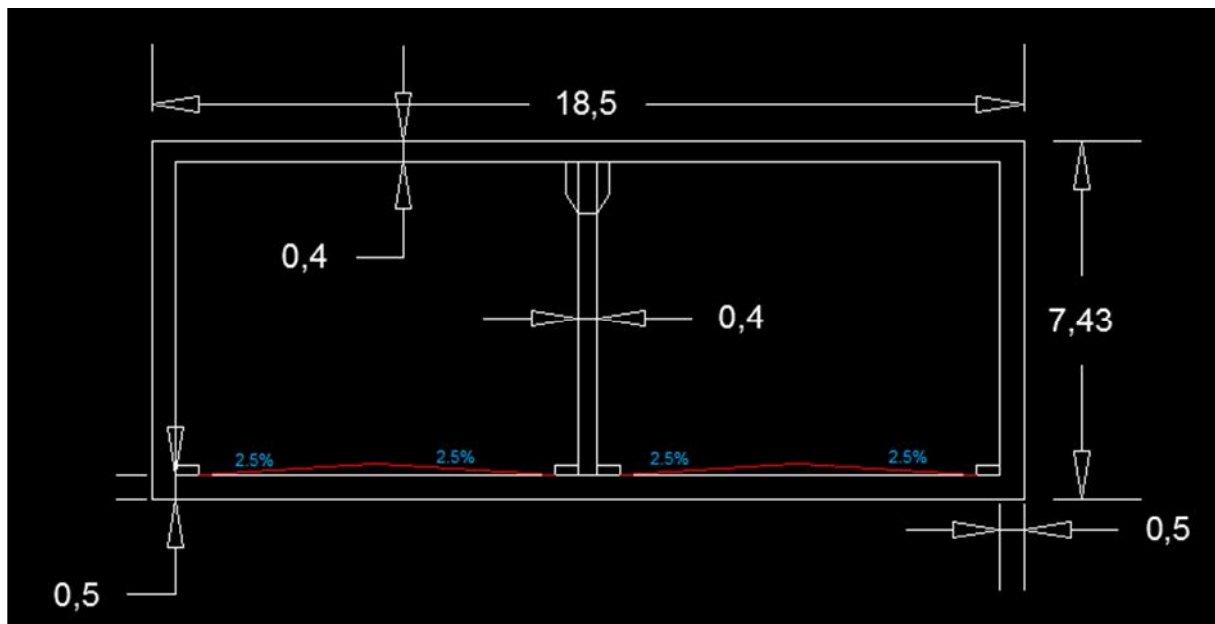


Figure (02) : profile en travers de la partie trémie

IV. Conclusion :

Bruit, perte de temps, accidents, problèmes de consommation carburant, influent sur le comportement de l'individu et ont conséquence sur l'activité quotidienne.

Donc un aménagement du carrefour est nécessaire pour une sécurité et une circulation plus fluide.

Chapitre 8:

caractéristique des matériaux

I.	Introduction	80
II.	Béton	80
III.	Acier	8
IV.	Conclusion	86

I. Introduction :

La conception d'ouvrage en béton armé est conforme au règlement français de référence B.A.E.L 91 (Béton Armé à l'Etat Limite). Les règles B.A.E.L 91 sont applicables à tous les ouvrages courants en béton armé (ne font pas partie les constructions en béton léger, en béton à haute performance, les structures mixtes béton – aciers, les massifs et les bâtiments soumis à des températures élevées).

II. Béton :

Généralités sur les caractéristiques mécaniques :

REGLEMENTS :

- Fascicule 62
- Béton armé: BAEL 91 modifier 99

Béton pour la préfabrication $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$

Béton coulé sur place $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

La résistance caractéristique obtenue à j jour, tel que $j < 28$, est donnée par

$$f_{cj} = \frac{j}{(1.40 + 0.95j)} f_{c28} \quad (2.1.2 \text{ Fascicule 62 Titre 1 – Section II})$$

Le béton est un matériau qui offre les particularités suivantes :

- Il est composé de matériaux abondants dans la nature et facilement disponibles directement comme les graviers et les sables ou indirectement comme le ciment.
- Il est facile à mettre en œuvre dans un moule de forme quelconque, on dispose pour ce la d'un temps suffisant (une demi-heure à une heure).
- Il a des caractéristiques mécaniques intéressantes.
- Il est compatible avec d'autres matériaux, spécialement l'acier.
- Il a une bonne durabilité.

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dont des proportions convenables de ciment, de granulats (sable, gravier et l'eau); le matériau issu de ce mélange résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (Résistance à la compression est de l'ordre de 20Mpa à 40Mpa et à la traction de 2Mpa à 4Mpa).

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 j noté $\ll f_{c28} \gg$, avec un contrôle strict, et une masse volumique normale ($\rho \approx 2500 \text{ kg/m}^3$).

Dans la majorité de réalisation des éléments porteurs on emploie un béton dosé à 450kg/m³ de ciment type CPA 325 ou équivalent.

1- La résistance caractéristique :

On peut déterminer la résistance du béton par sa capacité interne, à reprendre les forces de tractions et de compressions.

- **Résistance à la compression :**

Pour un béton âge de J jours on obtiendra :

$$f_{cj} = \begin{cases} 30 \text{ Mpa} & \text{Si } j \geq 28 \text{ j} \\ \frac{j}{(1,40 + 0,95j)} f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ j.} \end{cases}$$

$$f_{c28} = \begin{cases} 30 \text{ MPa} & \text{pour le béton des éléments préfabriqués} \\ 25 \text{ MPa} & \text{pour le béton des éléments coule sur place} \end{cases}$$

- **Résistance à la traction :**

Pour un béton âge de J jours on obtiendra :

$$f_{t28} = \begin{cases} 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(30) = 2,4 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 30 \text{ MPa).} \\ 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa).} \end{cases}$$

2- Contraintes limites :

- **Contrainte ultime de compression (ELU) :**

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b$$

Le coefficient θ			
Durée	$t > 24\text{h}$	$1\text{h} \leq t \leq 24\text{h}$	$t < 1\text{h}$
θ	1	0,9	0,85

Tableau (1) : Valeurs de du coefficient

γ_b : coefficient

1,5 Ouvrages finis (en service).

$\gamma_b =$

1,15 En construction (ou situation accidentelle)

D'où :

18,89 Mpa. En situations durables ou transitoires pour $f_{c28} = 30$ MPa.

24,64 Mpa. En situations accidentelles pour $f_{c28} = 30$ MPa.

$f_{bu} =$

15,74 Mpa En situations durables ou transitoires pour $f_{c28} = 25$ MPa.

20,53 Mpa. En situations accidentelles pour $f_{c28} = 25$ MPa.

Contrainte limite de service (ELS) :

0,5 f_{c28} En service.

$\sigma_b =$

0,6 f_{c28} En construction

3- Module de déformation longitudinale du béton « E » :

- **Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures).** (art A-2.1.21 BAEL 91)

Pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24 heures (tel que charge routière), le module de déformation instantané du béton est :

$$E = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Soit $f_{c28} = 30$ MPa ; $E_{ij} = 34179.56$ MPa

$f_{c28} = 25$ MPa ; $E_{i28} = 32164.19$ MPa

- **Module de déformation différée (longue durée).** (Art A-2.1.22 BAEL 91).

Pour les charges de longue durée (tel que poids propre (PP), superstructure, ...), et pour tenir compte des effets du fluage, le module de déformation différé du béton est :

$$E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Soit $f_{c28} = 30$ MPa ; $E_{vj} = 11497$ MPa

$f_{c28} = 25$ MPa ; $E_{vj} = 10818.86$ MPa

4- Coefficient de poisson : (art A-213 BAEL).

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

$$\left(\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right), \quad \text{Il sera pris égal à :}$$

$\nu = 0.0$ dans le cas des ELU (section fissurée)

$\nu = 0.2$ dans le cas des ELS (section non fissurée)

- Les résistances de calcul du béton**

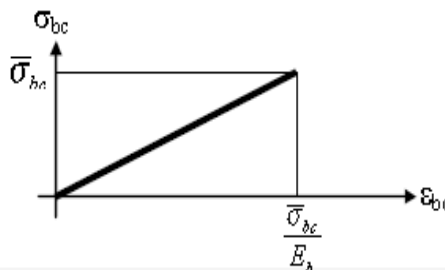
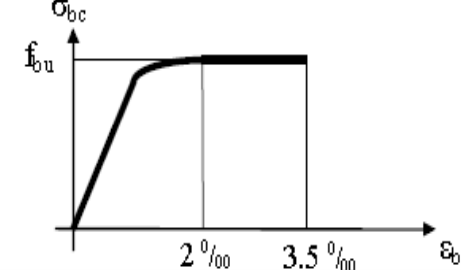
Etat considéré	ELS	ELU
Compression	$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj} = \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} = \frac{0.85 F_{cj}}{\gamma_b}$
Traction	0	0
Cisaillement	-	$\tau_u = \min [0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}]$ $\tau_u = \min [0.10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}]$
Modèle de calcul réglementaire	<u>Modèle élastique linéaire</u> 	<u>Diagramme parabole-rectangle</u> 

Tableau (2): résistance du béton

- Contrainte limite de cisaillement : (art A-5.121 BAEL 91)**

$\tau_u = \min [0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}]$ pour la fissuration peu nuisible

$\tau_u = \min [0.10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}]$ pour la fissuration préjudiciable

- Contrainte de service à la compression : (art A-4.5.2.BAEL 91)**

$$\sigma_{bc} = 0.60 f_{c28} [\text{MPa}]$$

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

La masse volumique du béton armé : $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$

III. Aciers :

Les aciers utilisés dans les ouvrages de béton précontraint sont de deux natures différentes : Les aciers actifs, qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton; et les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants afin de limiter la fissuration.

1- Aciers passifs :

Les armatures passives sont comparables à celles du béton armé, les armatures passives sont tendues sous les sollicitations extérieures et la limite élastique de ces aciers a de 400 à 500 MPa.

- **La limite élastique :**

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de béton armé, des classes

-Fe E 400 type 1 HA

- $E_s = 200000 \text{ MPa}$ est Le module d'élasticité de l'acier

-Fissuration préjudiciable

-Le coefficient de fissuration $\eta = 1.6$

- **Contrainte limite de traction :**

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U on introduit un coefficient γ_s tel que :

Situation	Accidentelle	Durable ou transitoire
Coefficient de sécurité γ_s	1	1,15
Déformation ξ_s	0.002	0.0017

Tableau (3): Contrainte limite de traction

$$\xi_s = (f_e / \gamma_s) / E_s \quad \left. \begin{array}{l} 0.002 \text{ cas accidentelles} \\ 0.0017 \text{ Cas général} \end{array} \right\}$$

Contrainte normale

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$f_{su} = 348 \text{ Mpa}$$

Etat considéré	ELS	ELU
fissuration peu nuisible	rien à vérifier	
fissuration préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ (Art A.4.5.33/BAEL 91)}$ η : Coefficient de fissuration. $\eta=1$: pour les ronds lisses (rl) $\eta = 1,6$: pour les hautes adhérences (HA)	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ où $\gamma_s = 1.15$
fissuration très préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ (Art A.4.5.34/BAEL 91)}$	
Modèle de calcul réglementaire	Diagramme contrainte- déformation : (Art A.2.2.2/BAEL91)	

Tableau (4): Les résistances de calcul de l'acier

- Contrainte de service de traction :**

En fissuration préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

$\eta=1,6$ les aciers à haute adhérence.

$\sigma_{ts}=215.55 \text{ Mpa}$

IV. Conclusion :

On résume toutes les caractéristiques des matériaux utilisés lors de la construction de cette ouvrage, dans ces deux tableau suivants :

Béton	fcj=30Mpa	fcj=25Mpa
γ_b	1,5	1,5
θ	0,85	0,85
ν	0	0
Fc28	30Mpa	25Mpa
f_{t28}	2.4Mpa	2.1Mpa
$\overline{\sigma}_{bc}(E.L.U)$	17Mpa	15Mpa
$\overline{\sigma}_{bc}(E.L.S)$	18Mpa	14.67Mpa
τ_{adm} (préjudiciable)	3Mpa	2.5Mpa
E_b	34179.56Mpa	32164.19Mpa
E_{vj}	11497 Mpa	10818.86Mpa

Tableau (5) : Les caractéristiques du béton

Acier	
γ_s	1,15
ν	0
Fe	400 Mpa
η	1,6
$\overline{\sigma}_s(E.L.U)$	348 Mpa
$\overline{\sigma}_s(E.L.S)$	215.55 Mpa

Tableau (6) : Les caractéristiques de l'acier

Chapitre 9:

Pré dimensionnement de la trémie

I.	Introduction.....	87
II.	Définition	87
III.	Description générale de la trémie	87
IV.	Le choix de la section	87
v.	Elément à Pré dimensionné.....	88

I- Introduction:

En génie civil, chaque ouvrage doit passer par un pré dimensionnement qui fait appel aux normes qui ont comme but d'assurer la bonne résistance, la durabilité et l'économie avant de passer aux vérifications en présence des charges et surcharge.

II- Définition :

Il s'agit de dimensionner chacun des éléments (dalles, Pied droit, murs de soutènement et le radier) d'un point de vue, tout en gardant en tête que ce ne sont pas nécessairement leurs dimensions définitives.

La vérification des épaisseurs s'effectue par plusieurs logiciels de conception on peut citer sap2000, etabs et robot analysis, nous avons mis le choix sur ce dernier.

Le Pré dimensionnement consiste à vérifier le choix des caractéristiques techniques de la trémie pour qu'elles soient justifiées vis-à-vis des stipulations des normes de calcul. Ainsi ; le pré dimensionnement a le but de déterminer l'ordre des grandeurs du point de vue coffrage de chaque élément constituant l'ouvrage.

III- Description générale de la trémie :

La trémie est composée de deux travées, chaque travée a une forme d'un cadre fermé qui se présente sous forme d'un tube à section droite rectangulaire dans la partie supérieure qui contient des nervures, la partie verticale c'est le pied droit pour la partie couverte, le mur de soutènement pour la partie non couverte, et la traverse inférieure constitue la fondation, elle est conçue comme un radier général en béton armé pour chacun des parties couverte et non couverte .

IV- Le choix de la section :

Dans notre cas on possède un pré dimensionnement d'un cadre fermé en béton armé ce qui nous oriente à faire appel à l'étude d'un pont cadre en béton armé. Mais on doit souligner que les éléments de ce cadre sont séparés alors le pré dimensionnement est pris de façon que la hauteur dépende du gabarit de véhicule et des matériaux qu'ils transportent

- Les éléments verticaux (mur de soutènement, pied droit) doivent répondre aux efforts internes comme le poids propre et externes comme les poussées de terrain
- La largeur de la trémie dépend du nombre de voies de circulation
- L'épaisseur de la dalle dépend du matériau utilisé pour le revêtement, sa résistance, ainsi que les charges intérieures qu'il devra supporter.
- On prend comme REFERENCES Service d'Etudes Techniques Des Routes et Autoroutes (SETRA)

V- Elément à Pré dimensionné :

La trémie est composé de deux parties, la partie couverte (nervure + pied droit) et la parie non couverte (mur de soutènement préfabriqué avec une hauteur variable, les mur collé sur place)

a) Partie couverte :

La partie couverte est sous forme de deux cadres identiques séparés par un pied droit en béton armé, il contient deux parties :

La partie supérieure : Est constituer de l'ensemble des nervure qui serra dimensionné a part comme un élément de béton armé posé parallèlement avec dimensionnement unique

La partie inférieure : est assimilée à une poutre sur sol élastique, ce dernier étant schématisé par une infinité de ressorts élastiques indépendants et de même raideur K qu'il intervient dans le calcule par sa racine quatrième. Ceci complique notablement le calcul manuel de se type de structure.

Pour le calcul de la partie couverte on a pré dimensionné la traverse supérieure, la traverse inférieure et la nervure,

Dans cette étude on fait appel aux programmes de calcul des cadres SETRA :

$$ESOL = 4KB$$

Avec :

ESOL : le module d'élasticité différé du sol.

K : module de réaction.

B : la demi-largeur de la fondation.

Le module de réaction **K** peut lui-même être déduit de l'interprétation de l'essai préssiométrique.

$$\frac{1}{K} = \frac{2\alpha B}{9Em} \times \lambda_c + \frac{4B\theta}{9Em} \times \left(\lambda_d \frac{B}{\theta} \right)$$

Avec :

B₀ = 0.60m il s'ensuit donc que :

λ_c, λ_d : coefficient de forme fonction du rapport L/B.

α : Coefficient rhéologique dépendant de la nature de sol.



Figure (1) : la vue au dessus de la partie couverte

Certaines valeurs de λ_c , λ_D sont données par le tableau suivant :

L/B	Cercle	carré	2	3	5	20
λ_c	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
λ_D	1.00	1.12	1.53	1.78	2.14	2.56

Tableau (1) : coefficient de forme fonction rapport L/B

$$ESOL = \frac{18Em}{\alpha \lambda_c + 2 \lambda_D \alpha \left(\frac{B}{B_0} \right)^{\alpha-1}}$$

Puisque les cadre sont les mêmes et symétrique, il suffit d'adapté au calcul d'un seul cadre alors ; D'après le document SERTA on a :

Lorsque l'ouverture du cadre varie de 3 à 10 mètres :

L'épaisseur de la traverse supérieure selon les formules:

$$E = \frac{L}{32} + 0.125$$

L : l'ouverture du cadre

Les épaisseurs des pieds droits et de la traverse inférieure E_j dépendent de la déformabilité du sol de fondation et leurs valeurs sont lues sur les abaques suivants :

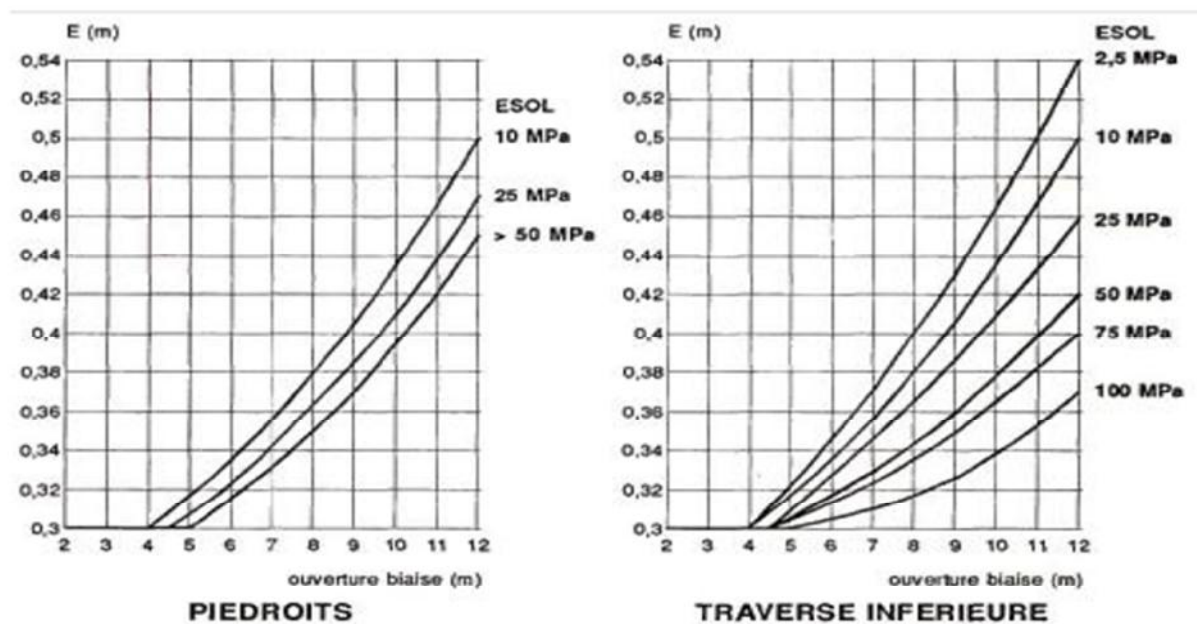


Figure (2) : Epaisseur des pieds droits et de la traverse inférieure

Lorsque l'ouvrage supporte un remblai, un supplément d'efforts est apporté à la structure non seulement par le poids du remblai mais aussi par l'effet négatif résultant du tassement par le poids de remblai adjacent à l'ouvrage et le remblai porté. Cet effet qui peut

être très important conduit à adopter des épaisseurs des piédroits et des traverses inférieurs majorées selon la formule approchée suivante :

$$EJ = EJ_0 \left[1 + \frac{1Hd^2}{+2000EJ_0^2} \right] \quad (\text{Pont cadre et portique SETRA annexe 01})$$

Avec :

EJ0 : épaisseur résultant de la lecture des abaques

H : hauteur de remblai (m)

d : Ouverture de l'ouvrage

- Pré dimensionnement de la nervure :

C'est un élément de béton armé alors d'après le BEL 91 on a la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Application numérique :

❖ Pré dimensionnement de la nervure

❖ L'épaisseur de la traverse supérieure :

$$E = \frac{8.75}{32} + 0.125 \rightarrow E=0.40\text{m}$$

❖ Dimensionnement de la nervure :

➤ **h**

Avec $L = 9.25$ on a : $\frac{9.25}{15} \leq h \leq \frac{9.25}{10}$ on prend $h = 0.75$ m

➤ **b0**

$$0.3h \leq b_0 \leq 0.5h$$

$$b_0 =$$

❖ L'épaisseur de la traverse inférieure (radier), supérieure les pieds droit :

Les résultats sont obtenus à partir des abaques figure I et II avec un $E_{sol} = 10$ MP (c'est une valeur donnée par la direction des travaux publique vu ou travaux déjà réalisés sur le sol)

➔ L'épaisseur de la traverse inférieure $E=50\text{cm}$

➔ L'épaisseur de piédroit $E=50\text{cm}$

Coefficient de majoration : le remblai n'est pas prévu pour notre ouvrage $E=1$

➔ Traverse supérieure : 0.40m

Pour notre ouvrage

$$EJ = EJ_0 \left[1 + \frac{1Hd^2}{+2000EJ_0^2} \right] = 0$$

Le pré dimensionnement retenu est résumé dans le tableau suivant :

Les éléments	Traverse supérieur	La nervure	le Pied droit	La traverse inférieur
Les épaisseurs	0.40m	E=75cm	E=50cm	E=50cm

Tableau (2) : les résultats obtenus pour la partie couverte

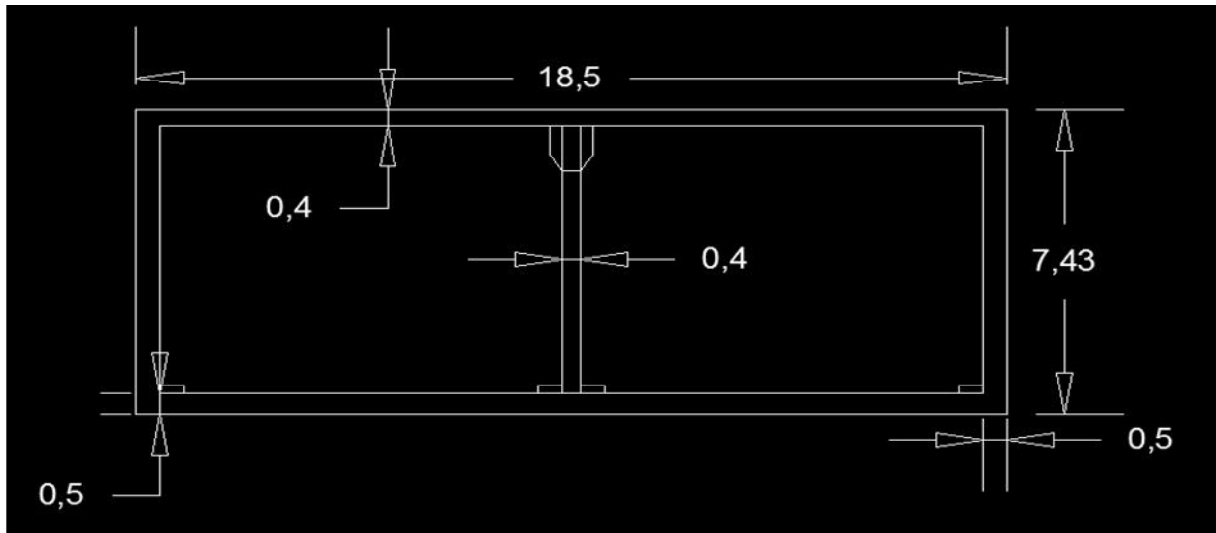


Figure (3) : la coupe transversale de la trémie

b) La partie ouverte :

La partie ouverte est constituée d'un ensemble de murs de soutènement posés d'une façon adjacente avec les hauteurs uniformément décroissantes d'une façon à assurer la bonne résistance par rapport aux efforts dus aux poussées des terres, retenir les massifs de terre et ainsi donner une vue esthétique pour l'endroit.

➤ définition :

Les murs de soutènements sont des ouvrages qui, ont pour but d'équilibrer les actions latérales du terrain. Généralement il existe deux types de mur de soutènement :

- les murs poids : que l'on retrouve pour des ouvrages d'une hauteur inférieure à 3 mètre, le plus souvent réalisé en maçonnerie de pierres ils s'opposent aux efforts générés par le sol par leurs poids propre.
- Les murs en T inversé ou L : sont le plus souvent réalisés en béton et peuvent recevoir parfois des contreforts. Ils s'opposent aux efforts générés par le sol grâce à la bêche et au talon qui composent leurs assises.

Les efforts de poussée de terres participent à la stabilité du mur en générant un effort contraire à la poussée de terre au niveau de la semelle (frottement de la

semelle sur le sol) mais généralement par l'effort généré par le poids de la terre située au dessus de la semelle de fondation côté terrain.

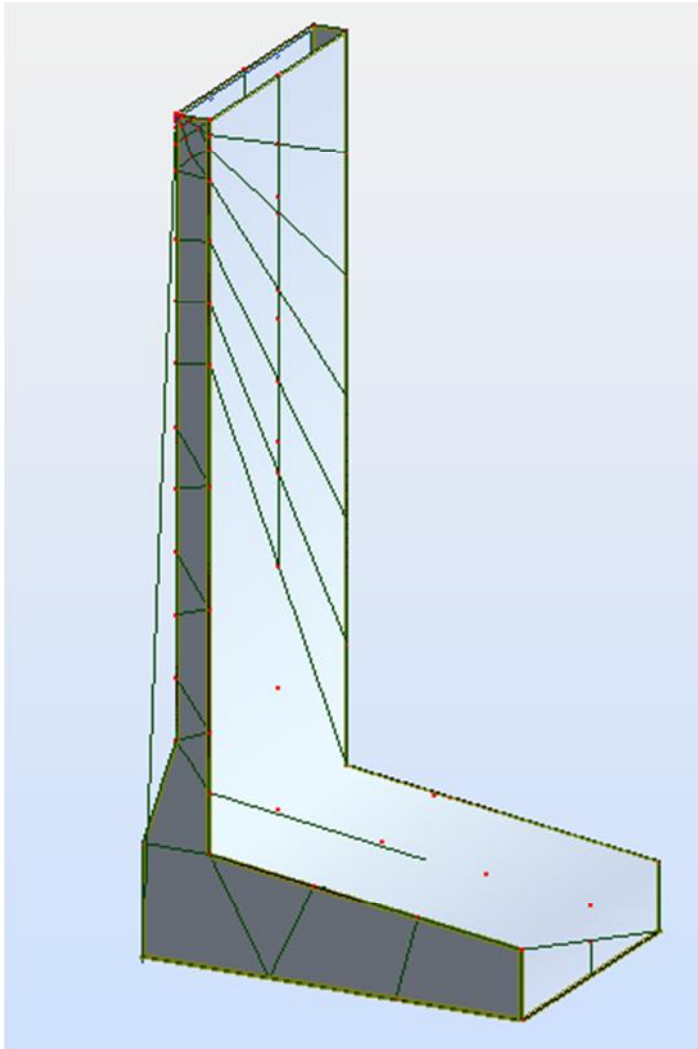
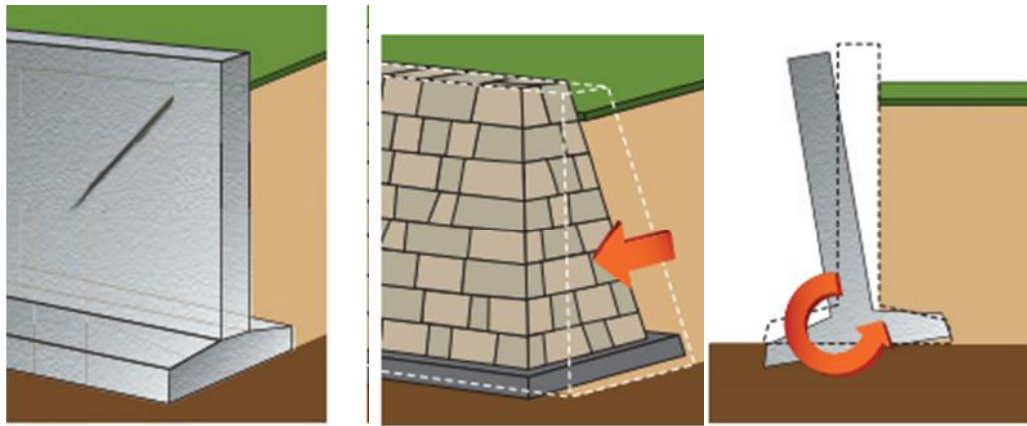


Figure (4) : exemple de mur de soutènement en L

Les problèmes qu'on peut rencontrer dans le mur de soutènement :

- Les risques potentiels sont les mêmes quels que soient les types de murs envisagés. Ils peuvent être représentés par les schémas de principes suivants :

Fissuration liée
au point dur

Glissement

Poinçonnement et renversement

➤ **Le pré dimensionnement :**

Dans les ouvrage souterrain on générale les murs de soutènement composé d'une partie supérieur (**couronnement**) et une partie inférieure (la semelle+ patin) comme suit :

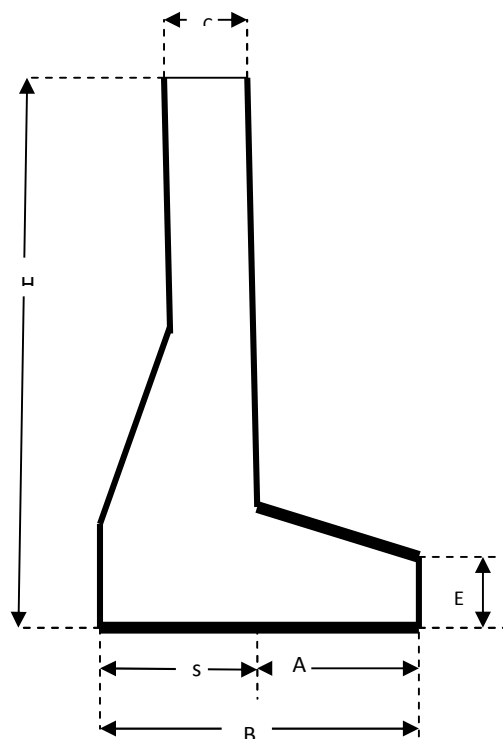


Figure (5) : Murs de Soutènements

❖ **Le couronnement :** (C et H) :

$$C = \frac{H}{24} \text{ (Minimum)}$$

Selon SANGLERAT[03] : C=30cm pour des raisons de sécurité et pour augmenter la rigidité du voile.

Selon SETRA[03] : $C_{\min}=20\text{cm}$ pour $H \leq 6\text{m}$

$C_{\min}=30\text{cm}$ pour $H > 6\text{m}$

C'est le minimum qu'on puisse avoir comme étant une valeur de couronnement.

❖ **Epaisseur de la semelle E :**

$$e = \frac{H}{12}$$

❖ **Largeur de la semelle B:**

$$\frac{1}{2} H \leq B \leq \frac{2}{3} H$$

❖ **Largeur du patin avant A :**

$$A = \frac{B}{3} \text{ OU } \frac{H}{6} \leq A \leq \frac{2}{9} H$$

❖ **Section de la semelle :**

$$S = \frac{H}{12}$$

Application au projet :

Sachant que la valeur H est variable le long de la longueur souterraine, cependant les autres paramètres aussi varie alors on classe les murs de soutènement en 3 types comme suit :

a) **Les murs de soutènements de type I :**

Les hauteurs varient de 7.43m —————→ 5.85m

❖ **Couronnement :**

$$C = \frac{7.43}{24} \rightarrow C=0.31\text{m}$$

❖ **Largeur de semelle B :**

$$\frac{1}{2} (7.43) \leq B \leq \frac{2}{3} (7.43) \rightarrow 3.72 \leq B \leq 4.95 \rightarrow \text{On prend } B=4.33\text{m}$$

❖ Largeur du patin avant A :

$$\frac{7.43}{6} \leq A \leq \frac{2}{9} 7.43 \quad \text{Ou bien } A = \frac{7.43}{3} \quad \text{alors, } 1.23 \leq A \leq 1.65 \text{ OU } A = 1.44\text{m}$$

On prend la valeur $A = 2.89\text{m}$

❖ Epaisseur de la semelle E :

$$E = \frac{7.43}{12} \rightarrow E = 0.62\text{m}$$

❖ Section de la semelle S :

$$S = \frac{7.43}{12} = 0.62\text{m}$$

Compte tenu du fait que la hauteur varie, nous présentons dans le tableau qui suit les résultats des autres hauteurs.

H(m)	7.43	7.2	6.9	6.85	6.55	6.5	6.25	6.15	5.95	5.85
C(m)	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31
B(m)	3.51	3.40	3.28	3.25	3.11	3.08	2.97	2.91	2.83	2.78
E(m)	0.62	0.60	0.58	0.57	0.55	0.54	0.52	0.51	0.50	0.49
S(m)	0.62	0.60	0.58	0.57	0.55	0.54	0.52	0.51	0.50	0.49
A(m)	2.89	2.8	2.70	2.68	2.56	2.54	2.45	2.41	2.33	2.29

Tableau (2-a) : représente les résultats de tout les murs de soutènement de type I

Et de ce qui suit :

Type partie couverte H=7.43m	C	E	B	A	S
	0.31m	0.62m	3.51m	2.89m	0.62m

Tableau (2-b) : récapitulatif des dimensions des Murs de Soutènements de type I

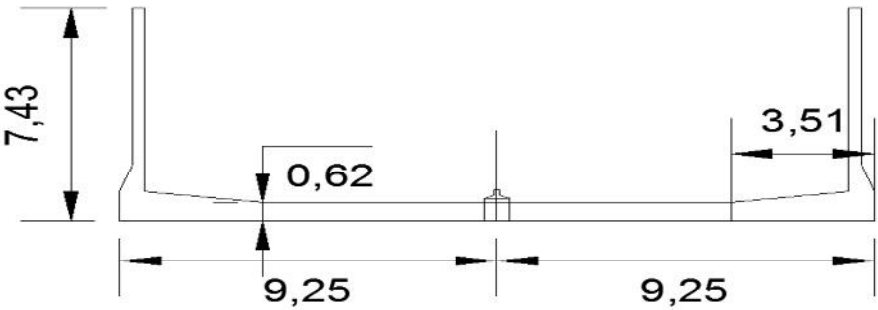


Figure (6) : Schéma de la partie ouverte : Mur de type I

b) Les murs de soutènements de type II :

Les hauteurs varient de 5,35m $\longrightarrow$ 4,00m

Pour : $H=5,35m$:

❖ Couronnement :

$$C = \frac{5.35}{24} \rightarrow C=0,22 \text{ m}$$

❖ Largeur de semelle B :

$$\frac{1}{2} (5.35) \leq B \leq \frac{2}{3} (5.35) \rightarrow 2.67 \leq B \leq 3.57 \rightarrow \text{On prend } B=3,12\text{m}$$

❖ Largeur du patin avant A :

$$\frac{5.35}{6} \leq A \leq \frac{2}{9} 5.35 \quad \text{Ou bien } A = \frac{5.35}{3} \times 2 \text{ alors, } 0.89 \leq A \leq 1.19 \text{ OU } A=2,08\text{m}$$

On prend la valeur $A = 2.08\text{m}$

❖ Epaisseur de la semelle E :

$$E = \frac{5.35}{12} \rightarrow E=0,44\text{m}$$

❖ Section de la semelle S :

$$S = \frac{5.35}{12} \rightarrow S=0,44\text{m}$$

- Les résultats des autres hauteurs sont résumés dans le tableau suivant :

h(m)	5.35	5.25	5.10	4.95	4.80	4.60	4.50	4.30	4.25	4.00
C(m)	0.22	0.22	0.21	0.21	0.20	0.19	0.19	0.18	0.18	0.17
B(m)	2.53	2.48	2.41	2.34	2.27	2.17	2.13	2.03	2.00	1.89
E(m)	0.45	0.44	0.43	0.41	0.40	0.38	0.38	0.36	0.35	0.33
S(m)	0.45	0.44	0.43	0.41	0.40	0.38	0.38	0.36	0.35	0.33
A(m)	2.08	2.04	1.98	1.93	1.87	1.79	1.75	1.67	1.65	1.56

Tableau (3-a) : les résultats de tout les Murs de Soutènements de type II.

D'après tout ces résultats on a opté pour un pré dimensionnement suivant ;

Type II DE 5.35 à 4.00m	C	E	B	A	S
	0.22m	0.45m	2.53m	2.08m	0.45m

Tableau (3-b) : Récapitulatif des dimensions des Murs de Soutènements de type II

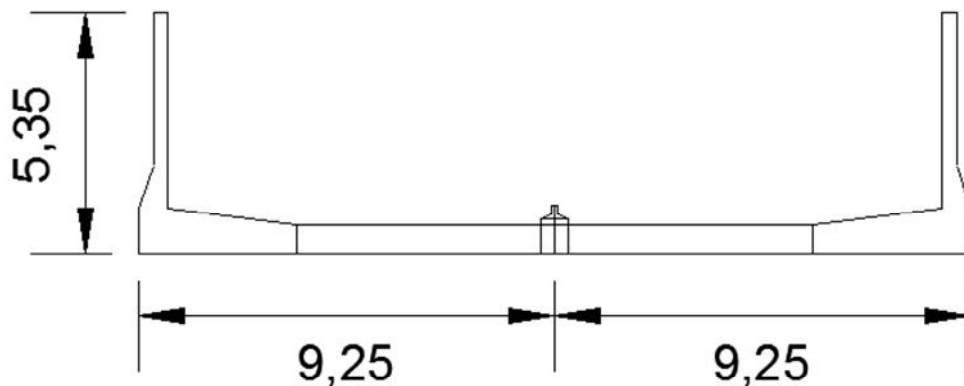


Figure (7) : Schéma de la partie ouverte : Mur de type II

c) Les murs de soutènement de type III :

Les hauteurs varient de 3,7m $\longrightarrow$ 1,95m

Pour H=3,70m :

❖ Couronnement :

$$C = \frac{3,70}{24} \rightarrow C=0,15\text{m}$$

❖ Largeur de semelle B :

$$\frac{1}{2} (3,70) \leq B \leq \frac{2}{3} (3,70) \rightarrow 1,85 \leq B \leq 2,47 \rightarrow \text{On prend } B=2,15\text{m}$$

❖ Largeur du patin avant A :

$$\frac{3,70}{6} \leq A \leq \frac{2}{9} 3,70 \quad \text{Ou bien } A = \frac{3,70}{3} \times 2 \text{ alors, } 0,62 \leq A \leq 0,82 \text{ OU } A=1,43\text{m}$$

On prend la valeur $A=1,43\text{m}$

❖ Epaisseur de la semelle E :

$$E = \frac{3.70}{12} \rightarrow E=0,3\text{m}$$

❖ Section de la semelle S :

$$S = \frac{3.70}{12} \rightarrow S=0,3\text{m}$$

○ Les résultats des autres hauteurs sont résumés dans le tableau suivant :

h(m)	3.70	3.40	3.10	3.00	2.80	2.70	2.50	2.40	2.25	2.10	1.95
C(m)	0.15	0.14	0.13	0.13	0.12	0.11	0.10	0.10	0.09	0.09	0.08
B(m)	1.75	1.60	1.47	1.42	1.32	1.28	1.18	1.13	1.07	1.10	0.92
E(m)	0.31	0.28	0.26	0.25	0.23	0.23	0.21	0.20	0.19	0.18	0.16
S(m)	0.31	0.28	0.26	0.25	0.23	0.23	0.21	0.20	0.19	0.18	0.16
A(m)	1.44	1.32	1.21	1.17	1.09	1.05	0.97	0.93	0.88	0.82	0.76

Tableau (4-a) : les résultats de tout les Murs de Soutènements de type III.

D'après tout ces résultats on a opté pour un pré dimensionnement suivant :

Type III DE 5.35 à 4.00m	C	E	B	A	S
	0.15m	0.31m	1.75m	2.08m	0.31m

Tableau (4-a) : Récapitulatif des dimensions des Murs de Soutènements de type III

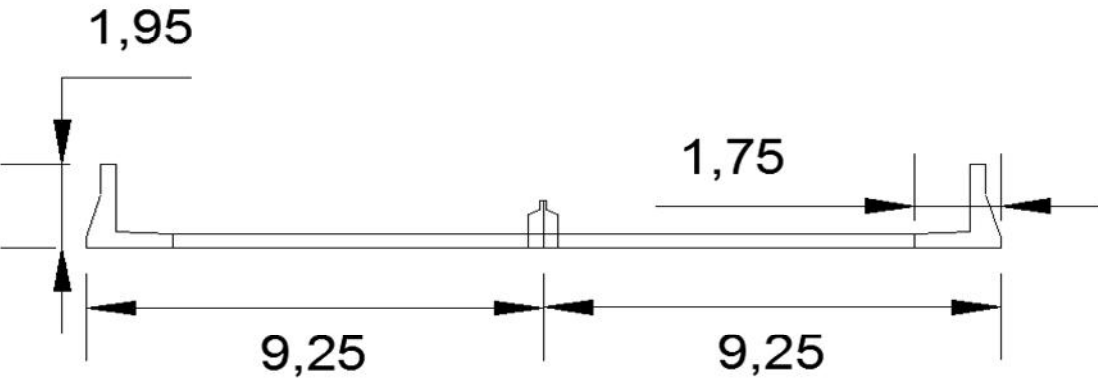


Figure (8) : Schéma de la partie ouverte : Mur de type III

VI- Conclusion :

A l'issu du calcul on peut conclure que les caractéristiques techniques attribués aux différentes éléments structurant de la trémie s'accrochent avec les résultats obtenus.

Chapitre 10:

charge et Surcharge

I.	Introduction	100
II.	Charges permanente	100
III.	Surcharge routière.....	106
IV.	Charges agissantes sur les murs de soutènement.....	113
V.	Stabilité des murs de soutènement.....	118

I. Introduction :

L'ouvrage est soumis au plusieurs actions comme la poussée de terre, surcharge routière,...etc, ces chargements donnent des sollicitations plus défavorable.

Dans ce chapitre on procède au calcul de ces charges et surcharges dans le sens transversal, vertical et longitudinal. L'ouvrage est constitué d'une partie ouverte et autre couverte.

II. La charge permanent :

La partie supérieure de la trémie est composée de 48 nervures préfabriquée et identique sur toute la surface couverte de l'ouvrage posées comme suit :

24 éléments sera posés perpendiculairement à l'axe longitudinal de l'ouvrage dans chaque traves. Sachant que : longueurs total de l'ouvrage est de 60m

: La largeur de chaque traves est de 9.25m

Remarque:

L'ouvrage présente une symétrie par rapport à l'axe longitudinal, alors, pour simplifier l'étude :

- on s'intéresse à une seule traves
- il suffit de calculer le poids propre d'un seul élément porteur.

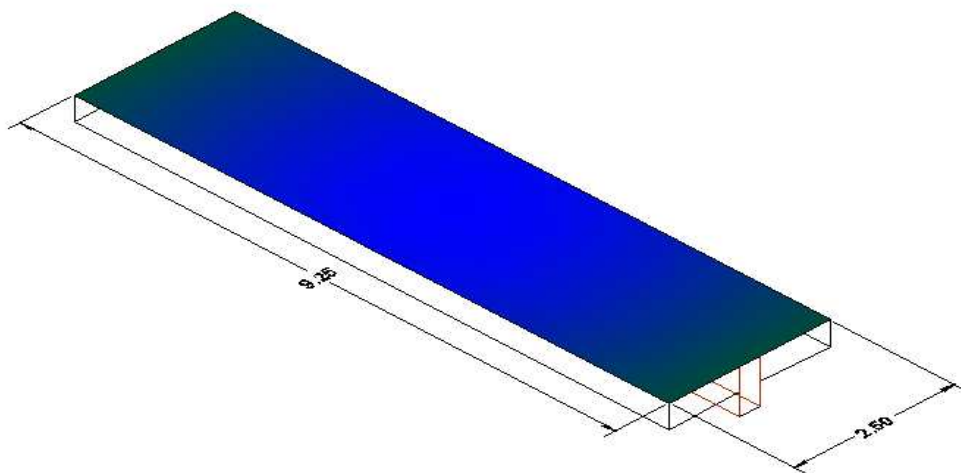


Figure (1) : élément qui constitue la partie supérieure

1) Poids de la dalle :

Ce sont des actions continues dans l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps. Ces charges permanentes comprennent les efforts horizontaux (les poussés de terres) et autres verticaux (tous les poids propres des éléments de la superstructure).

1-a/ la dalle avec nervure :

La partie supérieure constitue de 24 éléments identiques posés parallèlement en deux traverses dites entretoises en T (dalle + nervure).

o Poids propre de la dalle de compression

Poids propre de la dalle est donné par la formule :

$$P_d : \gamma_b \times S_d \text{ avec : } \gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$$

$$: S_d = 9.25 \times 0.4 = 3.7 \text{ m}^2$$



$$P_d = 9.25 \text{ t/ml}$$

o Poids propre de la nervure :

Le poids propre de la nervure est donné par la formule suivante

$$P_n = \gamma_b \times S_n \text{ avec : } \gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$$

$$: S_n = 9.25 \times 0.35 = 3.23 \text{ m}^2$$



$$P_n = 8.09 \text{ t/ml}$$

o Le poids propre du revêtement :

Le poids propre du revêtement est donné par la formule suivante :

$$P_{bb} : \gamma_{bb} \times S_{bb} + \times S_{Gb}$$

$$\text{Avec : } \gamma_{bb} = 2.2 \text{ t/m}^3$$

$$S_{bb} = 9.25 \times 0.07 = 0.65 \text{ m}^2$$



$$P_{cc} = 1.42 \text{ t/ml}$$

o Le poids de garde corps :

Le poids propre de pied droit est de $P_{gc} = 1 \text{ kN/ml}$.



$$P_{gc} = 0.1 \text{ t/ml}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

éléments	Poids propre En(t/ml)
Dalle de compression	9.25
nervure	8.09
Corps de chaussé	1.42
Garde corps	0.1
Poids total	18.86

Tableau (1) : les résultats de poids propre de la partie supérieure

1-b/ Poids des pieds droit :

On décompose cette élément en sous sections pour calculer son poids propre, l'unité sera en (t/ml).



Figure (02) : décomposition en sous section

o $P_{Gi} = \gamma_b \times S_i$ avec $\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sous section (i)	La section S_i (m^2)	Poids P_{Gi} (t/ml)
PG1	$0.5 \times 7.43 = 3.715$	9.29
PG2	$\frac{(0.8+0.5)}{2} \times 2 = 1.3$	3.25
Pied propre	$\sum P_{Gi}$	12.54

Tableau (2) : les résultats de poids propre du pied droit

1-C/ Poids propre de radier :

Le poids propre de radier est donné par la formule suivant :

$$G_r = S_r \times \gamma_b \quad \text{avec : } \gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$$

$$S_r = 0.5 \times 5.44 = 2.72 \text{ m}^2$$



$$P_{gc} = 6.8 \text{ t/ml}$$

1-d/ Poids propre de corps de chaussée :

$$G_{cc} = 0.10 \times 2.2 \times 7 + 2.2 \times 0.2 \times 7$$



$$G_{cc} = 4.62 \text{ t/ml}$$

1-e/ Le poids propre de la chape en béton dose à 250kg/m

$$G_{cp} = 0.15 \times 2.5 \times 9.25$$



$$G_{cp} = 3.46 \text{ t/ml}$$

2) Les poussé de terre

a/ Calcule des poussé de terre agissent sur les pieds droits

Le sol de fondation est caractérisé par son module de réaction vertical, ce dernier est modélisé à l'aide des appuis élastiques (ressort latéraux) positionné en surface.

Nous calculons la raideur des sols en appliquant plusieurs méthodes telles que la méthode de Caquot Kerisel et la méthode de MENARD basé sur l'utilisation du préssiomètre...etc.

Données de projet :

Pour le pied droit :

- Hauteur totale du mur : 7.43 m
- Poids spécifique du béton : $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$
- Surcharge sur le mur : $q = 2 \text{ t/m}^2$.

Pour le sol :

- Poids spécifique du sol de fondation : $\gamma_s = 18 \text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement interne du sol de fondation : $\phi_s = 20^\circ$
- Angle de frottement interne du remblai : $\phi_s = 30^\circ$
- Cas du court terme : cohésion non drainé du sol de fondation : $C_u = 80 \text{ KN/m}^2$

Pour le remblai :

- Poids spécifique du remblai : $\gamma_r = 20 \text{ KN/m}^3$
- Angle d'inclinaison de remblai : $\delta = \frac{2}{3} \phi^\circ$ et $\beta = 0^\circ$
- Angle de frottement interne du remblai : $\phi_s = 30^\circ$.

D'après ces données on déduit le coefficient de poussée K_a de les tables de voir l'annexe I. comme suit :

Angle de frottement ϕ ($^\circ$)	K_a
30	0.33
20	0.49

Tableau (3) K_a donné par les table de CAQUOT-KERISEL

Les formules de contrainte de sol sont données par les formules suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_v = \gamma \times H + q \\ \sigma_h = \sigma_v \times K_a \end{array} \right\} \Rightarrow \boxed{\sigma_h = (\gamma \times H + q) K_a}$$

AN:

$$q=2\text{t/m} \rightarrow \sigma_h = (2.00 \times H \times 0.33) + 2 \times 0.33$$

$$\sigma_h = 0.66 H + 0.33, \text{ pour } H=0.00\text{m on a } \sigma_v = 0.66\text{t/m}^3$$

$$\text{Pour } H= 7.43\text{m on a } \sigma_v = 5.56\text{t/m}^3$$

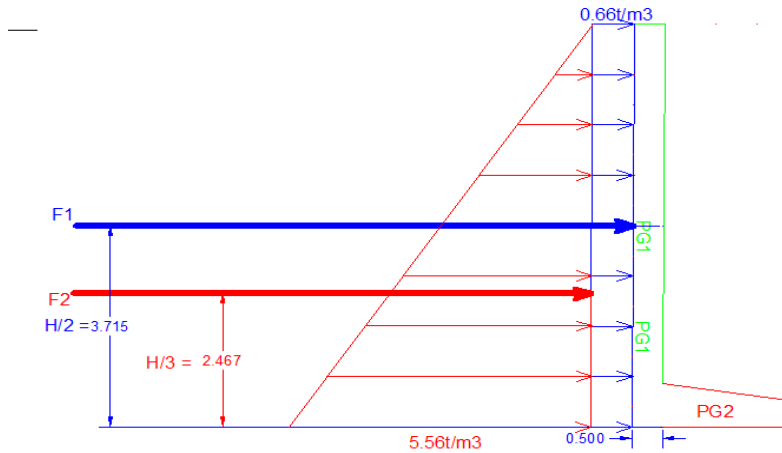


Figure (03) : représente le diagramme des contraintes

✓ Calcule les forces de pression :

$$F1 = 0.66 \times 7.43$$

$$F1 = 4.90\text{t/ml}$$

$$F2 = \frac{[(5.56 - 0.66) \times 7.43]}{2}$$

$$F2 = 18.20 \text{ t/ml}$$

$$F1_h = F1 \cos \delta, \text{ avec : } \delta = \frac{2}{3} \times \varphi \Rightarrow$$

$$F1_h = 4.60 \text{ t/m}$$

$$F2_h = F2 \cos \delta, \text{ avec : } \delta = \frac{2}{3} \times \varphi \Rightarrow$$

$$F2_h = 17.10 \text{ t/m}$$

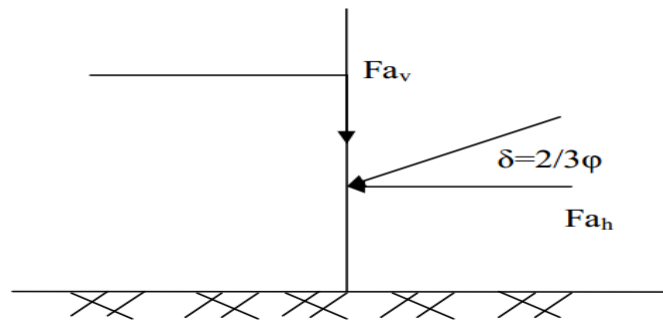


Figure (04) : la force de poussée sur le mur

b) calcule en Cas ou le sol est au repos :

Puisque les pieds droits sont encastrés dans le radier on doit vérifier les coefficients de poussée des terres au repos.

Dans l'état actuel des connaissances géotechniques, les coefficients de poussée des terres au repos K_0 sont obtenus de la façon suivante :

On a la formule de JACKY suivante : $K_0 = (1 - \sin \phi)$

Cette formule est valable uniquement dans le cas des sols pulvérulents, donc elle est applicable dans notre cas comme suit :

K_0 est donnée par la formule suivante : $K_0 = (1 - \sin \phi)$

Et : $\sigma_h = K_0 \times v$; avec $v = \gamma \times h + q$; finalement, $\sigma_h = K_0 \times (\gamma \times h + q)$

➤ **Application numérique**

$$K_0 = (1 - \sin 30^\circ), \quad \rightarrow \quad K_0 = 0,5$$

$$\text{Pour } H=0\text{m}, \quad \rightarrow \quad h = K_0 \times q \quad \rightarrow \quad h = 0,5 \times 1 = 0,5 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Pour } H=6,9\text{m}, \quad \rightarrow \quad h = 2,00 \times 7,43 \times 0,5 + 1 \times 0,5, \quad \rightarrow \quad h = 8,43 \text{ t/m}^2$$

Alors on peut tirer que $K_{\min} = 0,33$ et $K_{\max} = 0,5$

C poussée due à la surcharge :

Dans notre cas les véhicules qui passent sur les deux voies latérales sont considérés comme surcharge dynamique verticale et ponctuelle leurs contraintes sont définies comme suit :

❖ **calcule les contraintes**

$$\sigma_v = \gamma \times H + q \text{ avec } q = 8,57 \text{ t [00]}$$

$$\sigma_h = v \times K_a \dots\dots\dots \textcircled{2}$$

$$Q = K_h q = 0,33 \times 8,57 = 2,82 \text{ t/ml} \rightarrow Q = 28,20 \text{ kn/ml}$$

➤ Sachant que la force verticale $v = \gamma \times H + q$, on remplace dans..... $\textcircled{2}$

Ce qui donne : $\sigma_h = \gamma \times H \times K_a + q \times K_a$.

AN: $\sigma_h = 2,00 \times H \times 0,66 + 2,82 \times 0,33$ alors l'équation devient :

$$\sigma_h = 0,66H + 0,93,$$

$$\text{Pour } H=0\text{m} \quad \rightarrow \quad \sigma_h = K_a \times q \quad \rightarrow \quad \sigma_h = 0,93 \text{ t/ml}$$

$$\text{Pour } H=7,43\text{m} \quad \rightarrow \quad \sigma_h = \gamma \times H \times K_a + q \times K_a \quad \rightarrow \quad \sigma_h = 5,83 \text{ t/ml}$$

❖ Calcul des forces

$$F_a = \int \sigma \, dz$$

$$F_1 = 0.933 \times 7.43 \quad \rightarrow \quad F_1 = 6.932 \, \text{t}$$

$$F_2 = \frac{[(5.83 - 0.933) \times 7.43]}{2} \quad \rightarrow \quad F_2 = 18.19 \, \text{t}$$

$$F_{1h} = F_1 \cos \delta, \text{ avec : } \delta = \frac{2}{3} \times \varphi \quad \Rightarrow \quad F_{1h} = 4.60 \, \text{t/m}$$

$$F_{2h} = F_2 \cos \delta, \text{ avec : } \delta = \frac{2}{3} \times \varphi \quad \Rightarrow \quad F_{2h} = 17.10 \, \text{t/m}$$

Conclusion

La poussée de terre engendrée par les véhicules roulants n'est pas vraiment importante, d'après les résultats on voit bien que les poussées avec ou sans surcharges routières sont presque les mêmes.

III. Les surcharges routières

Dans cette partie on s'intéressera à calculer les surcharges valables pour les ponts routiers supportant une ou plusieurs chaussées.

Pour l'estimation de ces surcharges, on s'est basé sur le : Cahier des prescriptions de charges (CPC) ; Conception ; Calcul et épreuves des ouvrages d'art : Fascicule 61 titres II. : Les surcharges sont définies par : A(L), Bc, Bt, Br, Mc120 et D240. D'abord déterminant les caractéristiques de notre ouvrage.

a) Caractéristiques du la trémie :**o La largeur roulable LR : (CPC Art 2.1)**

Elle est définie comme étant la largeur comprise entre les pieds droits.

Dans le cas de la dalle gauche, la largeur roulable est comprise entre le pied droit de gauche la moitié gauche du séparateur en béton armé (SBA), et ne comporte pas de bandes d'arrêt d'urgence.

$$L_R = 9.25 - [0.25 + 2], \quad L_R = 9.25 - 2.25$$

$$L_R = 7 \, \text{m.}$$

o La largeur chargeable LC:

Notre pont ne comporte pas de bande d'arrêt d'urgence, alors : $LC = L_R = 7 \, \text{m.}$

o Le nombre de voies N : (CPC Art 2.2)

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies N égale à la partie entière du quotient par 3 de la largeur chargeable exprimé en mètre ; exception faite pour les chaussées où la largeur est comprise entre 5 et 6 dont il faut prendre 2 voies d'office.

$$N = E\left(\frac{Lc}{3}\right) \quad (E : \text{Désigne la partie entière c'est-à-dire } \in \mathbb{N}).$$

$$N = E\left(\frac{7}{3}\right) \rightarrow N = 2$$

o La largeur de la voie :

Les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voie.

$$LV = \frac{Lc}{N} \quad LV = \frac{7}{2} \rightarrow LV = 3.5\text{m}$$

o La classe du pont : (CPC Art 3.2)

On distingue trois classes de pont en fonction de la largeur roulable LR qui sont représentées sur le tableau suivant :

La classe	La largeur roulable LR
1	$L_R \geq 7 \text{ m}$ (ou bien $L_R < 7\text{m}$ mais désigné par le CPC)
2	$5.5 \text{ m} < L_R < 7 \text{ m}$
3	$L_R \leq 5.5 \text{ m.}$

Tableau (4) des classes de ponts

On a : $L_R = 7\text{m} \Rightarrow$ Notre pont est de classe 1.

❖ **Evaluation des surcharges**

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges utilisées pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- La surcharge de type A.
- Système B : (BC, Bt, et Br)
- La surcharge militaire MC 120
- Le convoi exceptionnel D240

Procédons à leurs évaluations :

❖ **Surcharge A(l) :**

C'est une charge uniformément répartie, dont l'intensité est définie par la formule suivante :

$$A = a_1 \times a_2 \times A(L) \text{ Avec: } A(l) = \frac{230+36000}{(L+12)} \quad [\text{kg/m}^2]$$

L: la largeur chargée

$$A(l) = \frac{230+36000}{(9.25+12)} = 1704.94 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow A(l) = 1704.94 \times 10^{-3} \times 9.25 \rightarrow A(l) = 15.77 \text{ t/ml}$$

Le coefficient a_1 est donné par le tableau suivant :

Nombre de voies	1	2	3	4	≥ 5
1 ^{er} classe	1	1	0.9	0.75	0.7
2 ^{ème} classe	1	0.9	-	-	-
3 ^{ème} classe	0.9	0.8	-	-	-

Tableau (05) : valeurs de donné par le règlement

La largeur roulante contient 2 voies de 3.5m pour chacune des travées $\rightarrow V_0 = 3.5 \rightarrow 1^{\text{er}}$ classe

$$\Rightarrow a_1 = 1 \rightarrow a_2 = \frac{V_0}{V_0} = 1$$

La dalle étudiée sera chargée selon le nombre de voie (N), qu'il soit alors q_A la charge par mètre linéaire du système de charge A, pour plus de détails consultant le Tableau suivant :

N	L(V)	a_1	a_2	$A = a_1 \times a_2 \times A(L) \text{ (t/ m}^2\text{)}$	$q_A = N \times L_V \times A \text{ (t/ m)}$
1	3.5	1	1	15.77	55.19
2	7	1	1	15.77	220.78

Tableau (06) : récapitulatif de la charge A(l)

❖ **Système B :**

Le système de charge B comprend trois sous-systèmes distincts, qu'il faudra examiner indépendamment leurs effets sur le pont :

Les systèmes de charges B comprennent trois (3) types de systèmes distincts :

- o Les systèmes Bc qui se compose de camions types (30 t).
- o Le système Bt se compose de groupes de deux essieux «essieux tandems (32t)
- o Le système Br se compose d'une roue isolée (10 t).

➤ **Système BC**

Ce système se compose de camions types de poids total de 30t ayant trois essieux, les autres indications sont présentées sur la figure suivante :

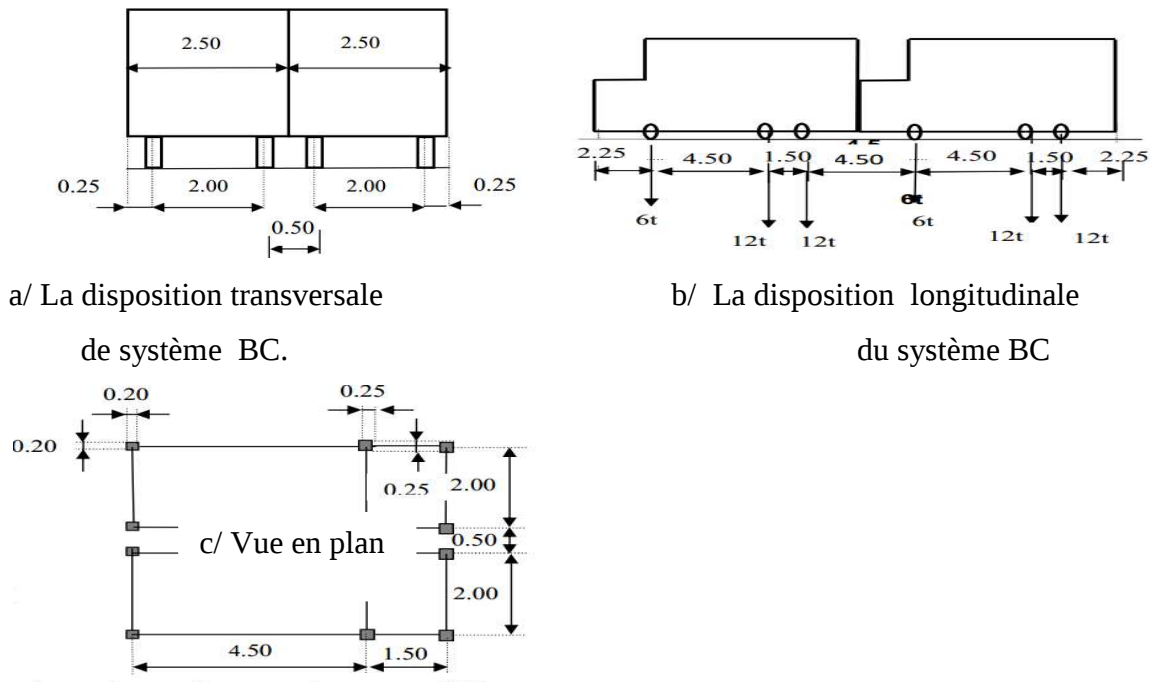


Figure (5) : (a, b, c) : Les dimensions du système BC dans ces différentes dispositions(m).

La charge Bc est restreinte au respect des règles suivantes :

➤ Longitudinalement :

Le nombre de camions par file est limité à deux (02), et ils sont disposés de front et orientés dans le même sens.

➤ Transversalement :

On peut placer autant de convois (files) que la chaussée comporte de voie de circulation placés dans une situation la plus défavorable.

1 ≤ nombre de convois ≤ nombre de voies N ; et chaque file est supposée circulant dans l'axe d'une bande longitudinale de 2.50 m de largeur.

o Par ailleurs, les surcharges Bc doivent être pondérées par un coefficient de Pondération bc qui dépend de la classe du pont et du nombre de convoi considéré

$$1^{\text{er}} \text{ classe} \Rightarrow b_c = \begin{cases} 1.2 & \text{S'il ya 1 convoi.} \\ 1.1 & \text{S'il ya 2 convois.} \end{cases}$$

o Dans les chapitres qui vont suivre, les résultats des efforts du système B_C multiplier par un coefficient de majoration dynamique δ, qui se présente par la formule suivant :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{G}{S}} \text{ avec :}$$

L : La longueur de l'élément considéré (60m)

G : La charge permanente (G = 1131.6 t).

S : La surcharge de B_{max} prise avec pondération.

$S = N \times b_c \times 60$ (60t, représente le poids d'un convoi $B_c = 2 \times 30t$)

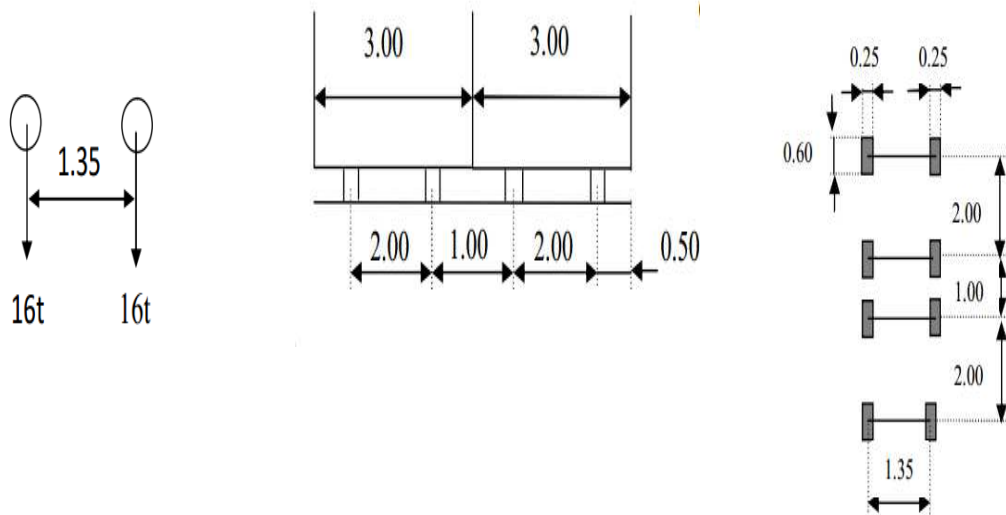
Les résultats des calculs du coefficient δ obtenus pour les convois de ce système sont inscrits dans le tableau suivant :

Nombre de voies	b_c	$S = N \times b_c \times 60(t)$	δ
N=1	1.2	72	1.040
N=2	1.1	132	1.048

Tableau (07) : Les valeurs du coefficient de majoration dynamique δ du système B_c

➤ **Systèmes Bt :**

Le système Bt se compose de groupes de deux (02) essieux appelés essieux tandems, les essieux sont à roues simples et munis de pneumatiques, il présente les dimensions suivantes :



a/ Coupe longitudinale b/ Coupe transversale. c/ Vue en plan

Pour un seul tandem

Figure (06): (a, b, c) Les dimensions du système Bt (m).

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges sont pondérées par le Coefficient bt

⇒ bt est égale à 1 → pour les ponts de 1^{ère} classe

o Les surcharges Bt sont astreintes au respect des règles suivantes :

Longitudinalement : Le nombre d'essieux tandems = au maximum a un (01), chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3m de large.

Transversalement : Le nombre d'essieux tandems = au maximum a deux (02).

Dans les chapitres qui vont suivre, les résultats des efforts du système Bt multiplier par un coefficient de majoration dynamique δ , qui se présente par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{G}{S}}$$

Avec : L : La longueur de l'élément considéré (32m).

G : La charge permanente ($G = 1131.6 \text{ t}$).

S : La surcharge de $B_{\max}$ prise avec pondération. $S = N \times b_t \times 32$
(32t, représente le poids d'un convoi $B_t = 2 \times 16\text{t}$).

Les résultats des calculs du coefficient δ obtenus pour les convois de ce système sont inscrits dans le tableau suivant :

Nombre de voies	b_t	$S = N \times b_t \times 32(\text{t})$	δ
N=1	1	32	1.0727
N=2	1	64	1.113

Tableau (08) : Les valeurs du coefficient de majoration dynamique δ du système B_t

➤ Système Br

C'est une roue isolée de 10 tonnes que l'on peut disposer n'importe où sur la largeur roulable. Ses dimensions sont portées sur les figures suivantes:

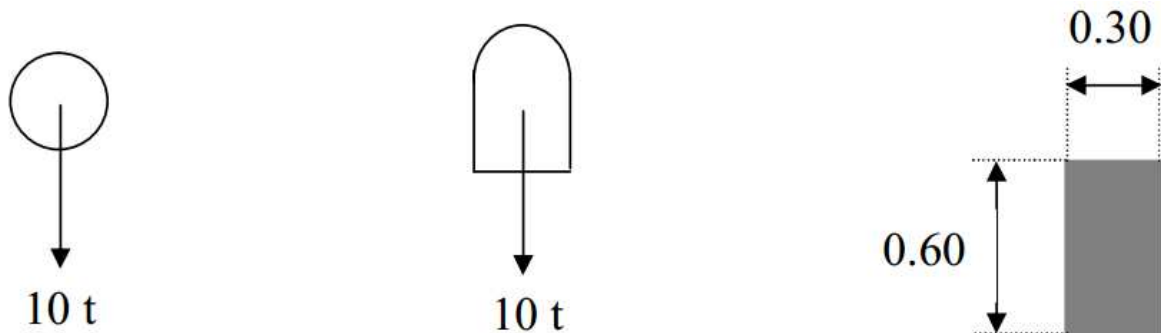


Figure (7) : représentation du système Br

❖ Les surcharges militaires :

Ces surcharges sont susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les surcharges A ou B, pour les éléments de couverture, elles comprennent deux types de convois: Classe M80 et classe M120 ces convois sont composés de deux système distincts : M_c et M_e :

M_c : Ce sont des véhicules types à chenilles.

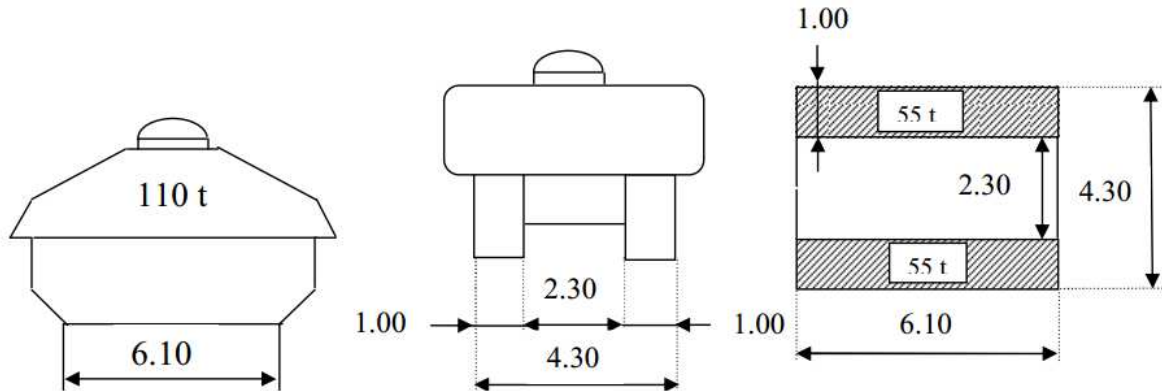
M_e : Groupe de deux essieux assimilés à des rouleaux.

o Nous allons considérer le système M_c120 composé de deux chenilles de 55 tonnes chacune que nous disposons :

Longitudinalement: Le nombre de convois n'est pas limité, et la distance entre deux véhicules est déterminé pour produire l'effet le plus défavorable à condition que l'écart minimal entre deux véhicules est de 30.5m.

Transversalement: Un seul convoi est supposé en circulation.

LeMc120 présente les dimensions portées sur les figures :



a/ Coupe longitudinale.

b/ Coupe transversale.

c/ Vue en plan.

Figure (8): (a, b, c) Les dimensions de la surcharge militaireMc120 (m).

- o Les surcharges militaires sont multiplier par coefficient de majoration pour effet dynamique δ , Sachant que : $G = 809.28t$.

$$S = 110t.$$

$$\delta = 1.073$$

La valeur de la surcharge militaire par mètre linéaire : $q_{Mc120} = \frac{110}{6.1}$

❖ Les surcharges exceptionnelles :

La circulation de convois lourds exceptionnels de l'un des type D ou E sur un pont est susceptible dans certains cas d'être plus défavorable que les charges du système A ou B.

- o Ces surcharges ne seront pas majorées par le coefficient δ .
- o Dans notre étude, nous considérons le convoi D qui comporte une remorque de trois éléments, de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids total (D240).
- o Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.2m de largeur et 18.6m de longueur (figure).

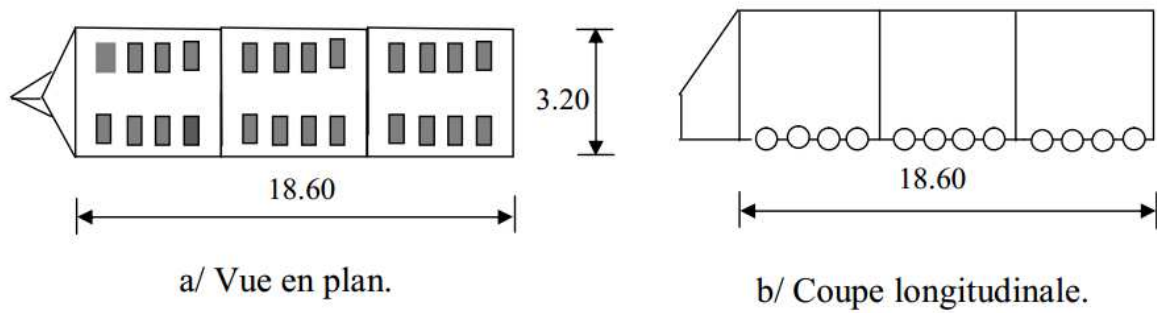


Figure (9): (a, b) Les dimensions de la surcharges exceptionnelle D240(m)

La valeur de la surcharge exceptionnelle par mètre linéaire : $q_d = \frac{240}{18.6}$

IV. Charge agissante sur les murs de soutènement

1. Poids des murs de soutènements :

L'ouvrage constitue trois types de murs préfabriqués et d'un radier en béton armé coulé sur place assurant la liaison entre murs :

Type de mur de soutènement	Hauteurs (m)
MS type I	7.43 - 5.85
MS type II	5.35 - 4
MS type III	3.7 - 1.95

Tableau (9) : types de murs de soutènement

Prenant par exemple type I : On décompose cet élément en sous-sections pour calculer son poids propre, l'unité sera en (t/ml).

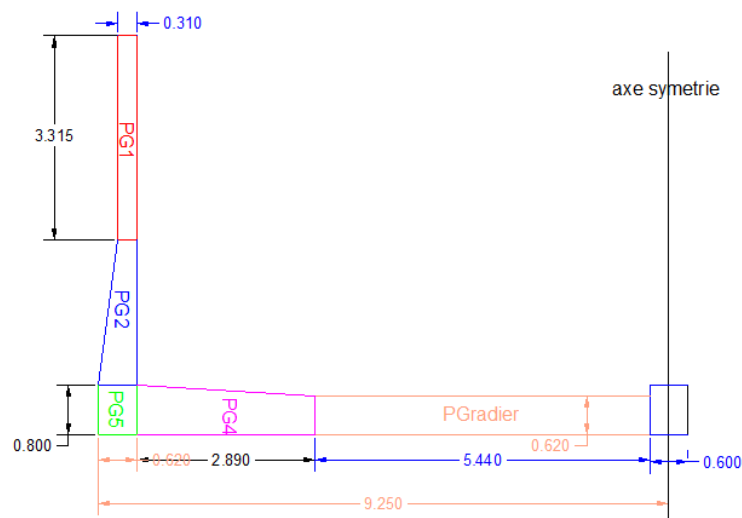


Figure (10) Décomposition en sous-section

o $P_{Gi} = \gamma_b \times S_i$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Sous section (i)	La section Si (m ²)	Poids PGi (t/ml)
PG1	$0.31 \times 3.315 = 1.03$	2.57
PG2	$\frac{(0.62+0.31)}{2} \times 3.315 = 1.54$	3.85
PG3	$0.8 \times 0.62 = 0.496$	1.24
PG4	$\frac{(0.8+0.62)}{2} \times 2.89$	5.13
Poids de MS type I = $\sum PGi$		12.79

Tableau (10) : représente les poids de sous section de MS type I

Remarque : le calcul des autres murs de soutènement sera effectué de la même façon.

Le poids propre des revêtements et le radier est le même avec celui de la partie couverte ce qui n'est pas nécessaire de refaire le calcul mais elles sont données dans le tableau suivant :

Eléments	Poids propre En(t/ml)
Poids propre de radier	6.8
Poids propre de corps de chaussée	4.62
Le poids propre de la chape en béton dose à 250kg/m	3,46
Poids de trottoir	0.975
Poids total	15.85

Tableau (11) : les résultats de poids propre de la partie latérale de la trémie

➤ Poussé de terre sur les murs de soutènement :

Le remblai se fait dans un seul côté :

D'après ces données on déduit le coefficient de poussée K_a de les tables de CAQUOT-KERISEL voir l'annexe I.

$$K_a = 0.33 \text{ Pour } \varphi = 30^\circ$$

Les formules de contrainte de sol sont données par les formules suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_v = \gamma \times H + q \\ \sigma_h = \sigma_v \times K_a \end{array} \right\} \Rightarrow \boxed{\sigma_h = (\gamma \times H + q) K_a}$$

AN:

$$q=2 \text{ t/m} \rightarrow \sigma_h = (2.00 \times H \times 0.33) + 2 \times 0.33$$

$$\sigma_h = 0.66 H + 0.66, \quad \text{pour } H=0.00\text{m on a } \sigma_v = 0.66\text{t/m}^3$$

$$\text{Pour } H= 7.43\text{m on a } \sigma_v = 5.56\text{t/m}^3$$

➤ Calcule les forces de poussée

$$F1=0.66 \times 7.43$$

$$F1=4.90\text{t/ml}$$

$$F2= \frac{[(5.56-0.66) \times 7.43]}{2}$$

$$F2=18.20$$

$$F1_h=F1 \cos \delta, \quad \text{avec : } \delta = \frac{2}{3} \times \varphi \Rightarrow$$

$$F1_h=4.60 \text{ t/m}$$

$$F2_h=F2 \cos \delta, \quad \text{avec : } \delta = \frac{2}{3} \times \varphi \Rightarrow$$

$$F1_h=17.10 \text{ t/m}$$

$$F2_v=F2 \sin \delta, \quad \text{avec : } \delta = \frac{2}{3} \times \varphi \Rightarrow$$

$$F2_v=6.22 \text{ t/m}$$

$$F1_v=F1 \sin \delta, \quad \text{avec : } \delta = \frac{2}{3} \times \varphi \Rightarrow$$

$$F1_v=1.673 \text{ t/ml}$$

$$F_{ah}=21.73\text{t/ml}$$

$$F_{av}=7.89\text{t/ml}$$

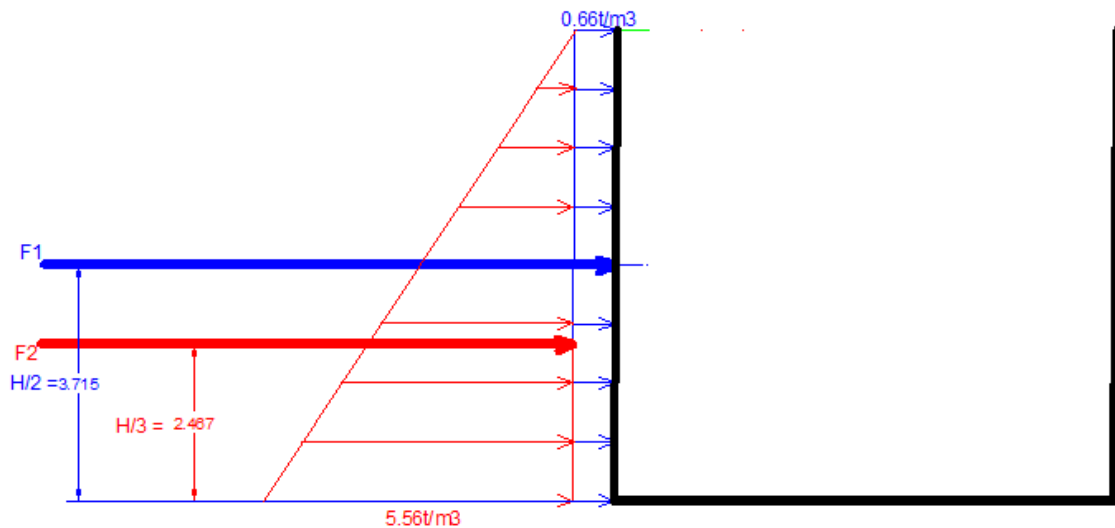


Figure (11) : Diagramme des contraintes

➤ Calcule le centre d'application de la force de poussée :

Le centre d'applications est calcule avec la formule $Y'_G = H - Y_G$ avec $Y_G = \frac{(b+2 \times B)H}{b+B \times 3}$

A.N :

$$Y_G = \frac{(0.66+2 \times 5.56) 7.43}{0.66+5.56 \times 3}$$

$$Y_G = 5.02\text{m}$$

$$Y'_G = 7.43 - 5.02$$

$$Y'_G = 2.41\text{m}$$

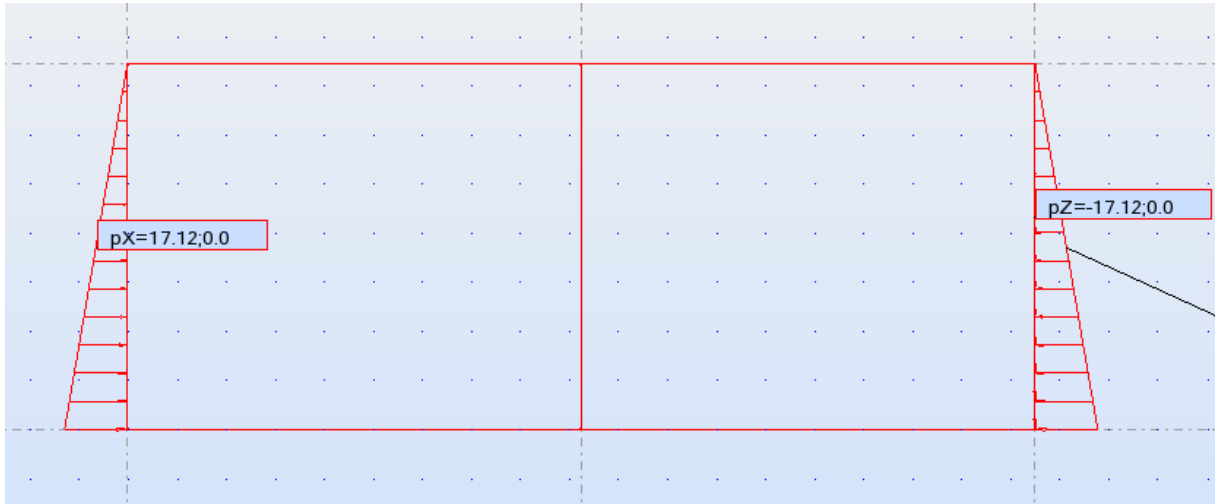


Figure (12) : Diagramme des moments sans surcharge

➤ **Calcul des poussées des terres pour le type I:**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

H(m)		7.43	7.2	6.9	6.85	6.55	6.5	6.25	6.15	5.95	5.85
w(t/ml)		41.44	40.05	38.52	38.1	36.57	36.2	32.84	31.3	30.5	30
F1(t/ml)		4.9	4.75	4.55	4.52	4.32	4.29	4.13	4.06	3.93	3.86
les composantes de F1	F1h	4.61	4.47	4.28	4.25	4.06	4.03	3.88	3.82	3.69	3.63
	F1v	1.67	1.62	1.55	1.54	1.47	1.46	1.4	1.38	1.34	1.31
F2(t/ml)		18.22	17.11	15.71	15.48	14.16	13.9	12.89	12.5	11.7	11.3
les composantes de F1	F2h	17.12	16.08	14.77	14.56	13.31	13.11	12.12	11.7	10.98	10.62
	F2v	6.19	5.82	5.34	5.26	4.81	4.74	4.38	4.24	3.97	3.84
Ft(t/ml)		23.12	21.86	20.26	20	18.48	18.23	17.02	16.5	15.61	15.15
les composantes de F1	Fth	21.73	20.55	19.05	18.81	17.37	17.14	16	15.6	14.67	14.25
	Ftv	7.86	7.44	6.89	6.8	6.28	6.2	5.78	5.62	5.31	5.15

➤ **Calcul des poussées des terres pour le type II:**

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

H(m)		5.35	5.25	5.1	4.95	4.8	4.6	4.5	4.3	4.25	4
w(t/ml)		28.88	28.44	27.67	26.99	26.26	25.3	25.07	24.2	23.9	23
F1(t/ml)		3.53	3.47	3.37	3.27	3.17	3.04	2.97	2.84	2.81	2.64
les composantes de F1	F1h	3.32	3.26	3.16	3.07	2.98	2.85	2.79	2.67	2.64	2.64
	F1v	1.2	1.18	1.14	1.11	1.08	1.03	1.01	0.96	0.95	2.48
F2(t/ml)		9.45	9.1	8.58	8.09	7.6	6.98	6.68	6.1	5.96	5.28
les composantes de F1	F2h	8.88	8.55	8.07	7.6	7.15	6.56	6.28	5.74	5.6	4.96
	F2v	3.21	3.09	2.92	2.75	2.59	2.37	2.27	2.07	2.03	1.8
Ft(t/ml)		12.98	12.57	11.95	11.36	10.77	10.02	9.65	8.94	8.77	7.92
les composantes de F1	Fth	12.2	11.81	11.23	10.67	10.13	9.41	9.07	8.41	8.24	7.6
	Ftv	4.41	4.27	4.06	3.86	3.67	3.4	3.28	3.03	2.98	4.28

➤ **Calcul des poussées des terres pour le type III:**

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

H(m)		3.7	3.4	3.1	3	2.8	2.7	2.5	2.4	2.25	2.1	1.95
w(t/ml)		1.26	1.07	0.92	0.87	0.76	0.71	0.6	0.57	0.5	0.46	0.39
F1(t/ml)		2.44	2.24	2.05	1.98	1.85	1.78	1.65	1.58	1.49	1.39	1.29
les composantes de F1	F1h	2.3	2.11	1.92	1.86	1.74	1.68	1.55	1.49	1.4	1.3	1.21
	F1v	0.83	0.76	0.7	0.67	0.63	0.61	0.56	0.54	0.5	0.47	0.44
F2(t/ml)		4.52	3.81	3.17	2.97	2.59	2.41	2.06	1.9	1.67	1.46	1.25
les composantes de F1	F2h	4.25	3.59	2.98	2.79	2.43	2.26	1.94	1.79	1.57	1.37	1.18
	F2v	1.54	1.3	1.08	1.01	0.88	0.82	0.7	0.65	0.57	0.49	0.43
Ft(t/ml)		6.96	6.05	5.22	4.95	4.44	4.19	3.71	3.48	3.16	2.85	2.54
les composantes de F1	Fth	6.55	5.7	4.9	4.65	4.17	3.94	3.49	3.28	2.97	2.67	2.39
	Ftv	2.37	2.06	1.78	1.68	1.51	1.43	1.26	1.19	1.07	0.96	0.87

Remarque : on remarque que les poussées des terres diminuent avec la dégradation des hauteurs des murs de soutènement pour tous les types de murs.

V. Etude de la stabilité des murs de soutènement :

Définition :

Le mur de soutènement est soumis aux différents efforts comme celle de poussée et la butée qui participent à la stabilité de mur de soutènement en générant un effort contraire à la poussée de terre au niveau de la semelle. La mobilisation de butée demande un déplacement beaucoup plus fort que celui de la poussée,

Dans la pratique, lorsque le déplacement du mur paraît insuffisant pour mobiliser la butée, on ne considère qu'une partie de cette butée ou on n'en tient pas compte. (Cas des remblais récents compactés servant à enterrer le pied du mur).

On dit qu'un mur est stable si le terrain environnant est capable de maintenir celui-ci compte tenu des charges qui lui sont appliquées.

Les critères de stabilité sont:

- non glissement du mur,
- non renversement du mur,
- non poinçonnement du sol sous la base du mur.

➤ Bilan des efforts extérieurs appliqués à un mur

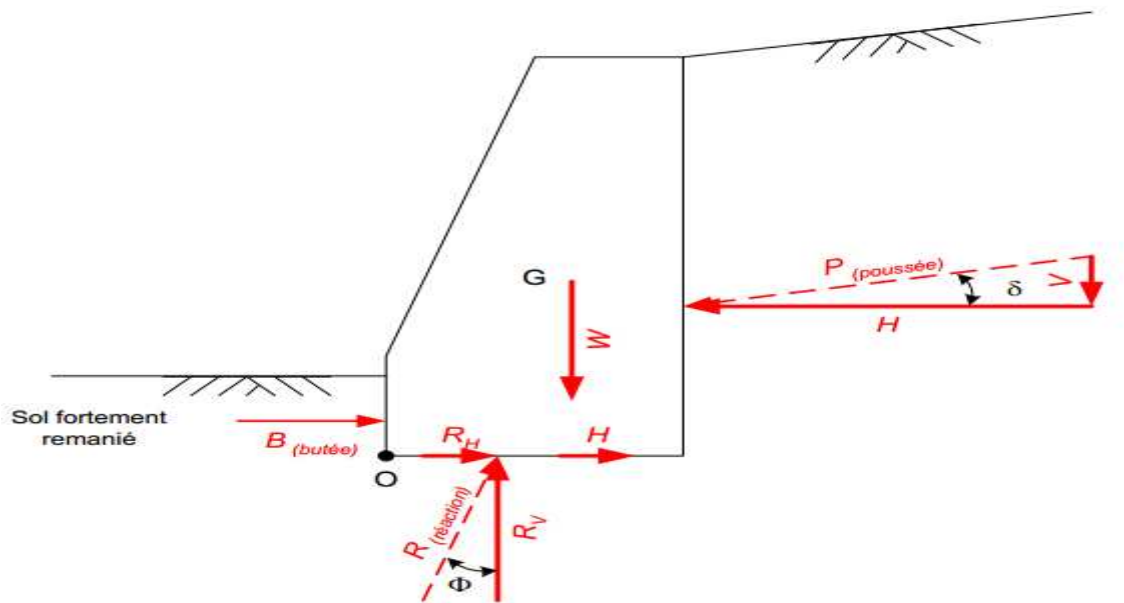


Figure (13) : différents efforts appliqués sur le mur

Le bilan complet des efforts extérieurs appliqués au mur de soutènement fait apparaître:

- le poids propre du mur W .
- l'effort de butée B généré par la terre devant le mur. (déplacement important).

- o La poussée de terre sur les murs
- o la réaction d'appui du sol sur le mur R

1) Stabilité au renversement

La stabilité au glissement est assurée lorsque

$$Fr = \frac{\sum \text{des moments retenant l'ouvrage / pt 0}}{\sum \text{des moments faisant renverser / pt 0}} \geq 1,5$$

Dans cet ouvrage on effectuera la vérification a la stabilité dans le cas H=7,43m :

- o Les forces stabilisatrices sont:

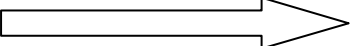
La force de la poussée des terres verticale F_{av}

Le poids de l'élément W.

- o les forces de renversement sont :

La force de la poussée de la terre horizontale F_{aH}

$$Fr = \frac{41.44 \times 9.25 + 7.86 \times 18.5}{21.73 \times 2.41} = 10$$

$F_r > 1.5$  la stabilité ou renversement est assurée

2) Stabilité au glissement sur la base

La stabilité au glissement est assurée lorsque :

$$F_g = \frac{\sum \text{des efforts horizontaux retenant l'ouvrage}}{\sum \text{des efforts horizontaux faisant glisser l'ouvrage}} \geq 1,5$$

On admettra que : $1,5 < F_g \leq 2$

Considérons la résultante des efforts ramenée sur la base. Ses composantes sont RH et RV

Si φ est l'angle de frottement interne du sol, le frottement mur-sol est exprimé par :

$$\tan \delta = \tan \frac{2}{3} \varphi$$

Pour un sol pulvérulent, le coefficient de sécurité au glissement F_g est égal à :

$$F_g = \frac{\tan \varphi}{\tan \delta} \quad \text{Avec} \quad \tan \delta = \frac{RH}{RV}$$

Pour un sol purement cohérent on définira F_g par :

$$F_g = \left(\frac{a \times s + Rv \tan \delta}{F_{ah}} \right) \text{ avec :}$$

a : adhérence mur-sol (fonction de la cohésion)

S : surface de la semelle.

A.N

Dans cet ouvrage on effectuera la vérification au glissement a la base du mur de soutènement dans le cas $H=7,43\text{m}$ avec les caractéristiques suivante:

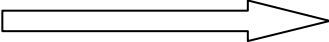
$$\varphi = 20^\circ$$

$$\delta = 2/3 \varphi$$

$$\gamma = 1,8 \text{ t/m}$$

Le sol est une argile graveleuse, le coefficient de sécurité au glissement F_g est :

$$F_g = \frac{\tan \varphi}{\tan \delta} \quad F_g = \frac{\tan 20}{\tan 13.3}$$

$F_g = 1.53 > 1.5$  la stabilité au glissement est vérifiée

Les résultats de la stabilité au renversement et au glissement pour les murs de soutènements de type I, sont résumés dans le tableau suivant :

H(m)	7.43	7.2	6.9	6.9	6.55	6.5	6.25	6.15	5.95	5.85
Fr	10.1	10.3	10.54	10.6	10.86	10.88	10.65	10.47	10.76	10.85
Fg	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53

Pour les murs de soutènements de type II :

H(m)	5.35	5.3	5.1	5	4.8	4.6	4.5	4.3	4.25	4
Fr	11.86	12	12.23	12.5	12.73	13.09	13.38	13.81	13.91	15.94
Fg	1.53	1.5	1.53	1.5	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53

Pour les murs de soutènements de type I

H(m)	3.7	3.4	3.1	3	2.8	2.7	2.5	2.4	2.3	2.1	2
Fr	15.6	16	16.2	16.3	16.42	16.73	16.95	17.23	17.7	17.68	17.7
Fg	1.53	1.5	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53

Chapitre 11:

Modélisation

I.	Introduction	122
II.	Calcul automatique robot analysis	122
III.	Description de logiciel	123
IV.	La modélisation.....	124
V.	système de coordonnées	124
VI.	Analyse	125
VII.	Donnée et hypothèse	126
VIII.	Les actions considérables dans cet ouvrage.....	128

I. Introduction

La méthode manuelle est difficilement réalisable vu la complexité des calculs, pour cela on fait appel à l'outil informatique qui est bien souvent inévitable et permet un gain de temps important en évitant des opérations longues et fastidieuses.

Pour que l'ingénieur fasse appel à un logiciel, il lui incombe dans tous les cas de poser le problème correctement, de modéliser la structure, et de définir les sorties graphiques ou les tableaux de résultats qu'il compte utiliser.

II. Calcul automatique (Méthode des éléments finis) robot analysis:

Dans notre étude nous allons appliquer la méthode des éléments finis qui est une méthode numérique largement appliquée dans le domaine de la mécanique et la résistance des matériaux.

Principes généraux de la méthode des éléments finis

Dans le cas de milieux continus, une méthode analogue à celle employée pour les poutres peut être suivie. Pour un ouvrage souterrain nous avons les principes de base suivants :

- Considérer la structure comme un assemblage d'éléments.
- Le milieu considéré est bidimensionnel.
- Le milieu continu est divisé par des lignes imaginaires.
- Les éléments sont supposés reliés entre eux par un nombre fini de points dits points nodaux situés sur leurs frontières. Ces points nodaux transmettent les efforts d'un élément à un autre.
- Prendre comme seules inconnues les déplacements des nœuds de ces éléments.
- Evaluer la matrice de rigidité de chaque élément.

Calculer la matrice de rigidité de la structure entière par simple addition des matrices de rigidité des éléments.

- Appliquer les liaisons externes et internes (déplacements imposés nuls par exemple).
- Calculer à partir du chargement les charges appliquées aux nœuds des éléments.
- Résoudre le système linéaire pour obtenir les déplacements.
- Les fonctions des déplacements définissant l'état de déformation à l'intérieur d'un élément en fonction des déplacements nodaux et par suite, l'état de contrainte.

A partir de ces fonctions de déplacement et des lois rhéologiques de déplacement sur le solide (défini donc de façon complète par les composantes des déplacements aux nœuds de la structure) fait correspondre un champ de sollicitations défini de même façon par les composantes F des forces aux nœuds.

Cette relation s'écrit :

$\{F\} = [K]\{U\}$ avec : $[K]$ Matrice de rigidité.

$\{U\}$ Les composants du déplacement des nœuds.

Pour cela nous allons utiliser le logiciel Robot qui est une formule complète, qui travaille avec la méthode des éléments finis, en outre il permet la préparation, l'exécution, et l'interprétation graphique des résultats de l'analyse.

III. Description de logiciel :

Le système Robot est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

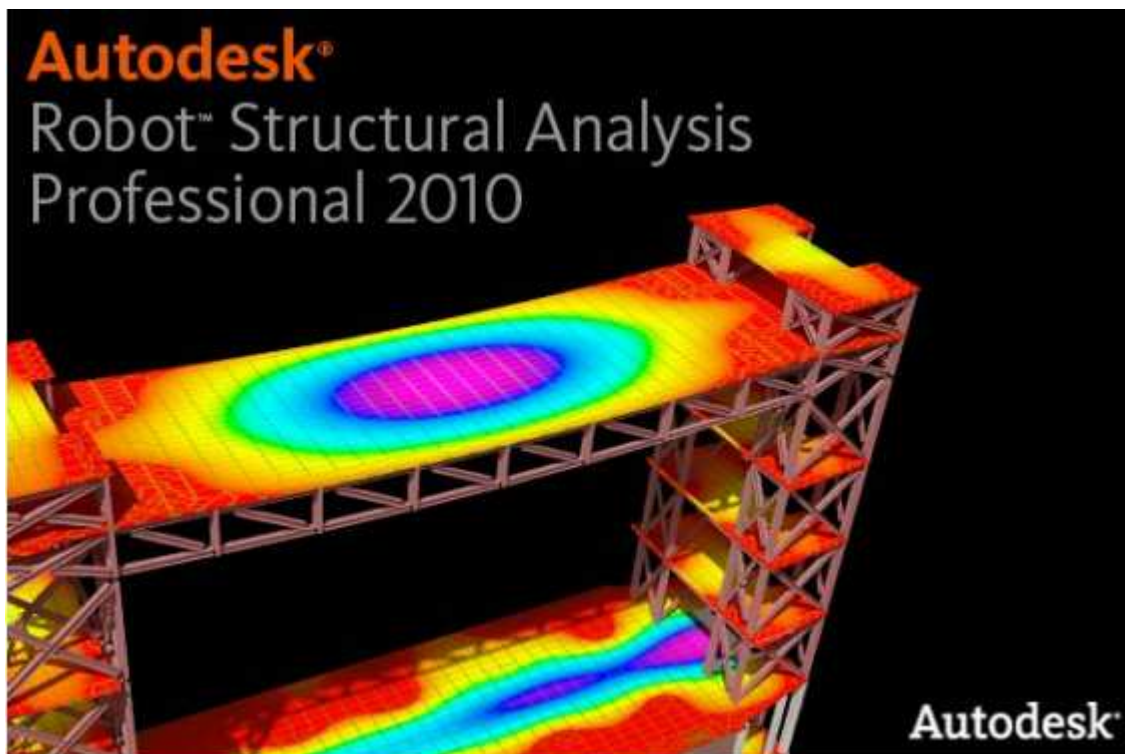


Figure (1) : L'arrière-plan de logiciel robot analyse

❖ Les caractéristiques principales du progiciel Robot sont les suivantes :

- la définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet. la possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.), la possibilité de

calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread),

- la possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- la possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier (très utile pour accélérer le dimensionnement),
- la possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).

IV. La modélisation

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation suivantes :

- Définition de la géométrie.
- Conditions aux limites.
- Chargement des structures.

De façon totalement graphique, numérique ou combinées, en utilisant les innombrables outils disponibles.

Un ouvrage peut être composé de sous-schémas (portique treillis, dalle, voile), chacun définie dans sa base graphique correspondante, ensuite assembles en schéma final de calcul, pendant que la compatibilité des connections s'effectue automatiquement. Un modèle de structure est composé par un assemblage d'éléments, reliant les différents nœuds, afin de représenter le mieux possible le comportement supposé de la structure.

Notre ouvrage est modélisé par une succession d'élément Frame, s'appuient sur des ressorts dont l'élasticité correspond au module de réaction élastique du terrain (spring).

V. système de coordonnées :

Pour définir une structure et son système de chargement, deux types de système de coordonnées sont utilisés:

- Le système global de coordonnées, des nœuds pour donner la direction charges.
- Le système local de coordonnées, associe à chaque élément, il est utilisé pour la spécification des charges locales et pour l'interprétation des efforts et les résultats.

❖ Élément frame (poutre): C'est un élément destiné pour la modélisation des structures en portiques ou en treillis planes ou spatiales, en plus de son poids propre, cet élément

peut être aussi sollicité par des charges concentrées, uniformément répartie ou trapézoïdales.

- ❖ Elément SHELL (de coque): C'est un élément destiné pour la modélisation des structures spatiales en plaque et coques.

Il peut être aussi un modèle pour les systèmes d'éléments de plaques fléchies et membrane.

- ❖ Elément ASOLIDE (de solide axisymétrique): Il est basé sur une formulation isoparamétrique. Cet élément sert à modéliser des structures spatiales travaillant soit en contraintes planes ou en déformations planes.
- ❖ Elément SOLIDE (de solide): C'est un élément, de briques huit nœuds, qui peut être pris comme modèle de calcul pour les structures spatiales en volumes sous chargement de pression ou de température.

VI. Analyse :

Le programme offre les possibilités d'analyse suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire
- Analyse dynamique.

➤ Terminologie :

Shell= voile, dalle et coque.

- Number of spaces along X(z)= nombre de maille selon X(z).
- Spaces of width along X (z) = largeur total selon X(z).
- Number of circumferential spaces=nombre de maille autour du cylindre ou coque.
- Number of height spaces= nombre de maille selon la hauteur.
- Cylindre height= hauteur du cylindre.
- Radius= diamètre.
- Number of span spaces=nombre de travées.
- Span= travée.
- Roll down angle= l'angle d'ouverture de la coque.
- Number of segments= nombre de segment.
- Load combinaison= combinaison de charge.
- Joints=nœuds.

➤ Propriétés des bétons:

- Masse per unit volume= masse volumique.
- Weight per unit volume= poids volumique.

- Modulus of elasticity= module d'élasticité.
- Poisson's ratio= coefficient de poisson.
- Coefficient of thermal expansion= gradient thermique.
- Rein forcing yield, F_y = contrainte élastique des aciers ($f_e E$).
- Concrete strength, F_c =résistance caractéristique du béton (F_c).
- Shear steel yield stress, F_s =contrainte de calcul des aciers (F_e/γ_s)
- Concrete shear strength, F_{cs} =résistance au cisaillement du béton ($F_c/28/\gamma_b$)

VII. Donnée et hypothèse

1. Remblais latéraux

Les remblais latéraux sont de qualité routière courante ou issue du site. Ils sont caractérisés par un angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$ et par une cohésion nulle.

Nos calculs sont effectués en considérant l'interaction sol-structure entre l'ouvrage et les remblais latéraux, celle-ci est modélisée à l'aide d'appuis élastique (ressort latéraux) positionnées aux nœuds de la structure.

Nous considérons une valeur de la raideur horizontale des remblais calculée en prenant en compte une valeur du module pressiométrique $E_p = 1111 \text{ Mpa}$.

Nous calculons la raideur horizontale K_h des remblais en appliquant la méthode de MENARD basée sur l'utilisation du pressiomètre.

Nous assimilons l'ouvrage à une semelle verticale rectangulaire de longueur infinie et de largeur égale à la hauteur de l'ouvrage.

Soit $B=5.20\text{m}$, $K_h = 10.83\text{Mpa/m}$

2. La partie couverte :

❖ Données géométriques :

Largeur interne de cadre	8.25m
Hauteur interne du cadre	5.75
Epaisseur de la nervure	0.35
Epaisseur de la dalle	0.40
Epaisseur du radier	0.50
Longueur de la partie couverte	60
Epaisseur du pied droit	0.4
Epaisseur à la base du pied droit	0.31

❖ Les chargements:

▪ Les charges permanentes :

- Dead : le poids propre
- Poussée : les poussées des terres
- Gr : le poids du remblai
- Gch : le poids de la chaussée
- Gtr : le poids du trottoir
- Gcc : le poids de la chape en béton

▪ Les charges d'exploitations

- Les convois Bc
- Les convois Bt
- Les convois Br
- Char militaire Mc 120

VIII. Les actions considérables dans cet ouvrage

Les coefficients de majorations sont mentionnés dans le tableau suivant :

Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1.35	1
Surcharge A(L)	1.5	1.2
Système Bc	1.5	1.2
Mc120	1.35	1
D240	1.35	1

➤ Voici les combinaisons de cas de charge utilisées

Actions	Combinaisons	Numéro COM1-8
ELU	$1.35G + 1.5(A(L) + SR)$	1
	$1.35G + 1.5(Bc + SR)$	2
	$1.35G + 1.5Mc120$	3
	$1.35G + D240$	4
ELS	$G + 1.2(A(L) + SR)$	5
	$G + 1.2(Bc + SR)$	6
	$G + 1.2MC120$	7
	$G + 1.2 D240$	8

SR : surcharge routière latérale.

➤ Après la modélisation on a obtenue comme suit :

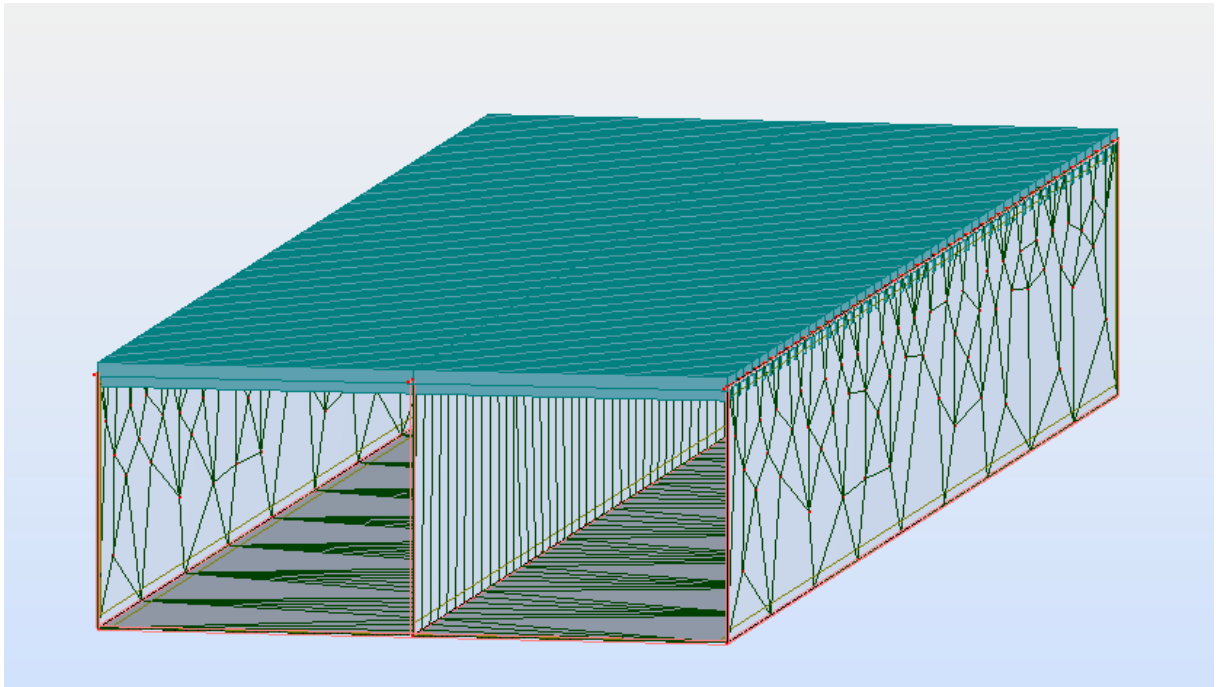


Figure (2): modélisation de la partie couverte

Dans nos calculs nous n'avons retenus que ; les cas de charge les plus défavorables, La ou les moments sont maximaux, pour l'E.L.U et l'E.L.S, comme le montre les graphes suivant :

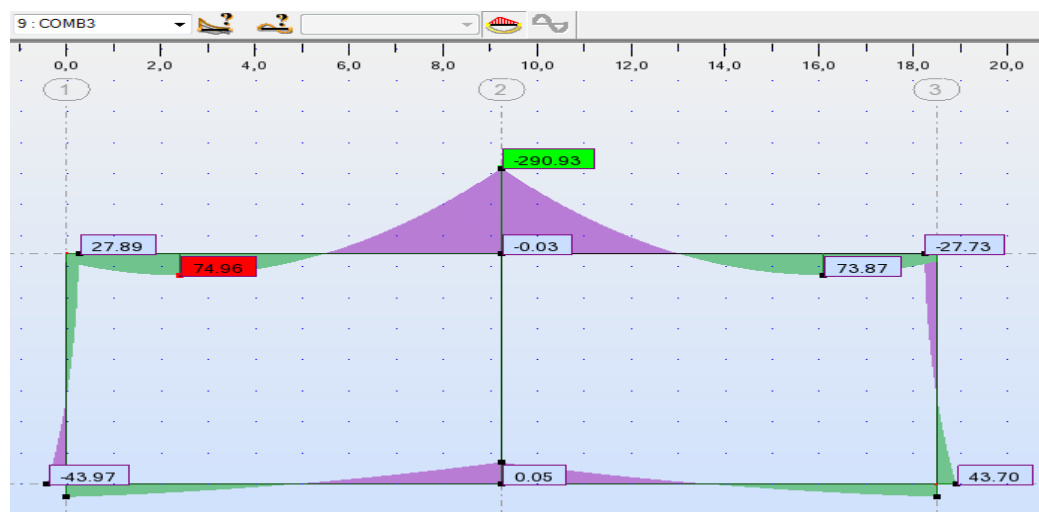


Figure (3): Combinaisons (3) qui donne le moment max a ELU

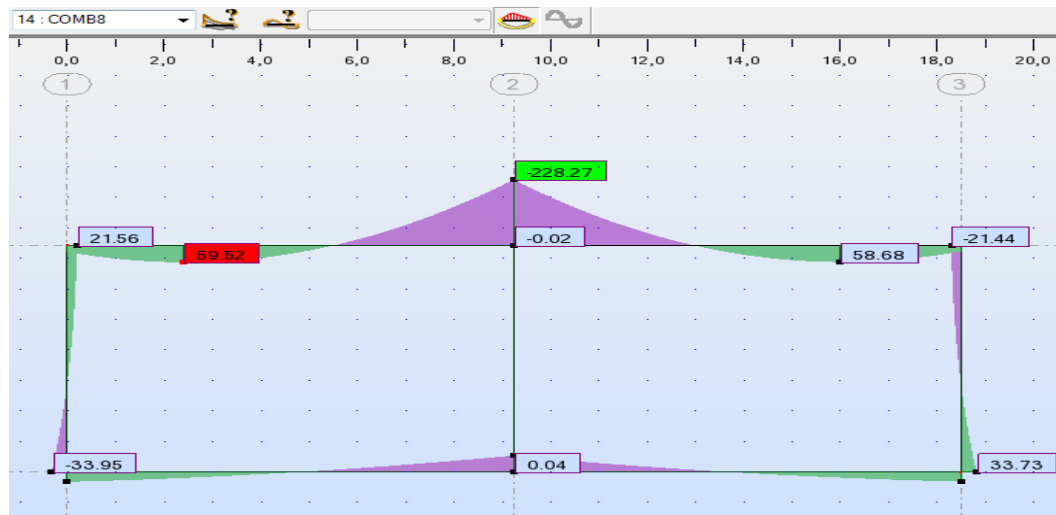


Figure (4) : Combinaisons (8) qui donne le moment max a ELS

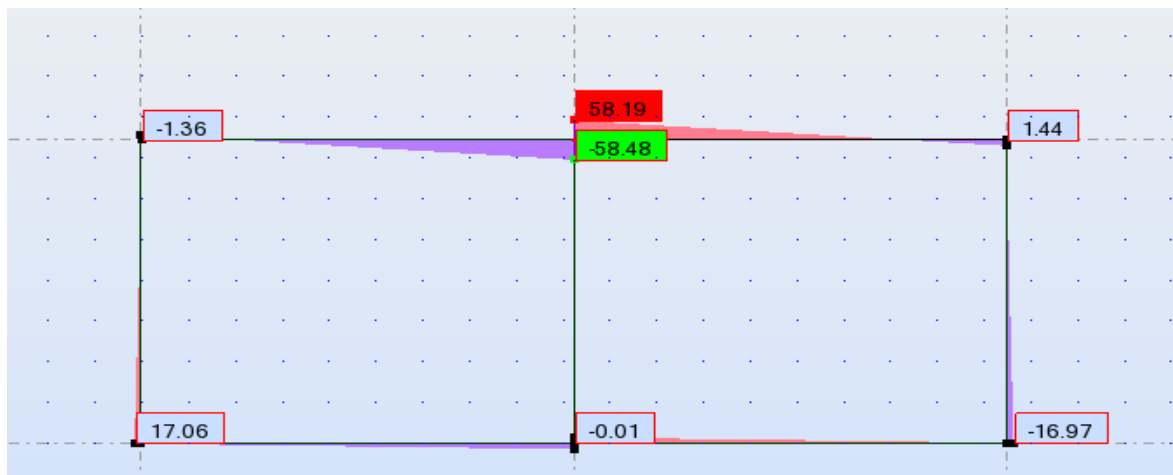


Figure (5): Combinaisons (3) qui donne l'effort tranchant max a ELU

Conclusion : d'après les graphes précédant on voit bien que la combinaison qui donne le moment maximum est la troisième.

Chapitre 12:

Ferraillage

I.	Introduction	131
II.	Détermination de ferraillage	131
III.	Ferraillage des éléments de la partie couverte	131
IV.	Ferraillage des éléments de la partie ouverte	141

I. Introduction :

Comme dans tout ouvrage en béton armée, nous disposons des armatures en fibre inférieure, là où se développent les contraintes de traction et donc là où le béton montre des insuffisances.

L'acier est par contre un matériau possédant d'excellentes capacités de résistance tant en traction qu'en compression.

II. Détermination de ferrailage :

Le ferrailage de notre ouvrage d'art est défini manuellement en flexion simple considérant chaque section en suivant les moments maximum donnés comme résultat de la sortie graphique par la modalisation effectuée avec robot analysis.

III. Ferrailage de la partie couverte :

Avec le B.A.E.L91, on effectue le calcul de béton armé de chaque section dans le but de détermination des sections longitudinales. Nous considérons les critères suivants :

- o Etat limite ultime
- o Etat limite de service
- o Condition non fragilité de béton

Pour les armatures transversales on vérifie la condition de l'effort tranchant.

a) ferrailage longitudinal

On a effectué le calcul en étudiant la section à la flexion simple par une bande de 1m linéaire.

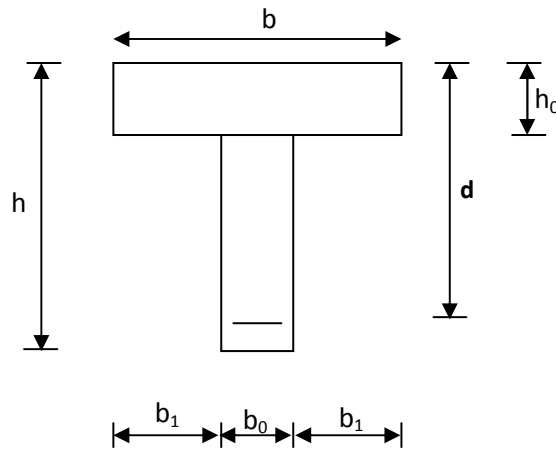
La dalle est une section en T. Le calcul de son ferrailage s'effectue comme suit :

Donnée :

- o Béton: $f_{c28} = 30$ (MPa), Acier: $f_e = 400$ (MPa)
- o Fissuration préjudiciable
- o Prise en compte des armatures comprimées
- o Prise en compte des dispositions sismiques
- o Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- o Les calculs sont effectués pour 1 ml.
- o Les moments maximum : $M_{t_{max}} = 290,93$ t.m

1. Etude de la section:

➤ Caractéristiques géométriques de la section de calcul :



Figure(01) : coupe transversal de la section Té

- $b = 125\text{cm}$ (largeur de la table de compression)
- $h = 75\text{cm}$ (hauteur total de la dalle)
- $b_0 = 30\text{cm}$ (largeur de la nervure)
- $h_0 = 40\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression)
- $c = 5\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures)
- $d = 70\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

a) Calcule la section de ferrailage a l'ELU

Pour le calcul on procède comme suit :

► Calcule de moment M_0 :

Avec, M_0 = Moment qui peut être repris par la table de compression et donnée par la formule suivante : $M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot (d - \frac{h_0}{2})$ avec :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} \quad \text{-----} \quad \bar{\sigma}_b = 0,6(30) = 18 \text{ MPa}$$

Application numérique :

$$M_0 = 18 \times 125 \times 40 \left(70 - \frac{40}{2} \right) = 4500\,000 \text{ N.m}$$

Vérification: on constate que : $M_0 > M_y \rightarrow$ la section est calculée comme une section rectangulaire de ($h = 75\text{cm}$, $b = 125\text{ cm}$)

- Calcul de μ_{fbu} :

$$\Rightarrow \mu_{fbu} = \frac{M_t}{bd^2 \cdot \sigma_b}$$

► **Application numérique :**

$$\mu_{fbu} = \frac{2909300}{18 \times 125 \times (70)^2} = 0.263 \quad \text{on a } \mu_{idéal} = 0.186$$

$$\mu_{fbu} > \mu_{idéal} \quad \longrightarrow \quad \text{pivot B}$$

► **calcul U_l**

Cette valeur est donnée par le calcul de ε comme suit

$$\varepsilon = \frac{\sigma_e}{E_s} \quad \text{ce qui donne } \varepsilon = \frac{348}{200000} = 1.74 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = 0.668$$

- Dans le tableau de l'état limite ultime [2] on prend la valeur $\mu_l = 0.392$:

$$\mu_{bu} < \mu_l \text{ la section } \longrightarrow \text{ est armée } A_{sc} = 0$$

[2] on prend les valeurs ($\alpha = 0.3930$, $\beta = 0.845$)

► **Calcul de la section de l'acier**

Le calcul des aciers s'effectue avec la formule suivante : $A_{st} = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

► **Application numérique :**

$$A_{st} = \frac{2909300}{0.845 \times 70 \times 348} = 141.34 \text{ cm}^2$$

b) Vérification de la section a L'ELS

Dans les calculs relatifs aux états limite de service, les sollicitations sont déterminées à partir des combinaisons d'actions, et on admet aux hypothèses suivantes :

- les sections droites planes avant déformations, restent planes après déformations.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.

- Le béton tendu est négligé.

Le béton et l'acier sont considérés comme un matériau élastique c'est-à-dire :

$$\sigma = E \xi \quad \text{Avec } n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

D'après la modalisation $M_{s \max} = 228.27 \text{ t.m}$

► **Calcul de moment équilibré par la table de compression:**

$$M_{s0} = \frac{bh^2 \left(d - \frac{h_0}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}}{30(d - h_0)}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{f_{t28}} \right] \text{ (fissuration est préjudiciable)}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06(30) = 2.4 \text{ Mpa}$$

$$n = 1.6 \text{ (HA)}$$

$$\text{Alors, } \bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.66, 215.55 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 215.55 \text{ Mpa}$$

$$M_{s0} = \frac{125 \times 75^2 \left(70 - \frac{40}{3}\right) \times 215.55}{30(70 - 40)} = 270.92 \text{ t.m}$$

$$270.92 \text{ t.m} > 228.27 \text{ t.m}$$

Alors: $M_{s0} > M_s \longrightarrow Y < h_0 \Rightarrow$ moment équilibré par la table de compression, la section équivalente est une section rectangulaire comme suit :

On a comme donnée : $\bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$.

.

► **Calcule la section des aciers :**

$$A_{st1} = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_{st} \left(d' - \frac{h_0'}{2}\right)} = \frac{2282700}{215.55 \left(70 - \frac{40}{2}\right)} = 211.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{st1} = 211.80 \text{ cm}^2$$

c) Vérification de la condition de non fragilité : l'E.L.U

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

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{125 \times 70 \times 2.4}{400} = 12.08 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 12.08 \text{ cm}^2$

d) Justification sous sollicitation d'effort tranchant :

$$T_u \text{ max} = 58.19 \text{ t}$$

► Vérification de la contrainte tangentielle conventionnelle :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{lim}$$

La section soumise à des efforts tranchants est justifiée vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à : $T_u \text{ max} = 58.19 \text{ T}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b_0 d} \times \frac{581.9}{30} \times 70 : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\text{A.N : } \tau_u = \frac{581.9}{30} \times 70 = 2.77 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 2.77 \text{ Mpa}$

➤ Dans le cas où la fissuration est préjudiciable la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\text{A.N : } \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 30}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3 \text{ MPa}$$

Dans notre cas on $2.77 \text{ Mpa} < 3 \text{ Mpa}$ donc : $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- Vérification de l'espacement des cadres s_t :
- **Condition d'espacement à l'ELU :**

$$s_t \leq \frac{0,8 A_{tFe}(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0 \gamma_s(\tau_u - 0,3kft_j)}$$

$\{\sin\alpha + \cos\alpha = 90^\circ\}$ armature droite ➔

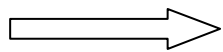
$$ft_j = \min \{ft_j; 3.3 \text{ Mpa}\} \quad A_{tFe}/ft_j = \min \{2.4; 3.3 \text{ Mpa}\} \quad ft_j = 2.4 \text{ Mpa}$$

Flexion simple : la requise de bétonnage $k = 1$

$$s_t \leq \frac{0.8 \times 2.01 \times 400}{30 \times 1.15(2.77 - 0.3 \times 1 \times 2.4)} = 10.45 \text{ cm}$$

- $s_t \leq \min \{0,9d; 40 \text{ cm}\}$ Condition vérifié

$$s_t \leq \min \{63; 40 \text{ cm}\} \longrightarrow s_t = 40 \text{ cm}$$



La condition est vérifiée

- **Condition d'espacement minimal :**

La formule est donné par comme suit : $\frac{A_{tFe}}{b_0 s_t \sin\alpha} \geq 0,4 \text{ Mpa}$

$$\frac{2.02 \times 400}{30 \times 18} = 1.41 \geq 0.4 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

Conclusion : Le ferrailage de la section est pris comme suit :

Transversalement : on prend la section minimum de s_t comme suit: **$s_t = 11 \text{ cm}$** .

Longitudinalement :

$$A_{st} = \text{MAX} \{ ELU \ A_{st} = 140.89 \text{ cm}^2, ELS \ A_{st} = 211.80 \text{ cm}^2, CNF \ A_{min} = 12.08 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_{st} = 211.80 \text{ cm}^2$$

Avec ces résultats, la section de ferrailage est comme suit :

Avec un espacement des cadre $s_t = 11 \text{ cm}$

$$17\text{HA}40 = 80.42 + 100.53 = 213.61 \text{ cm}^2$$

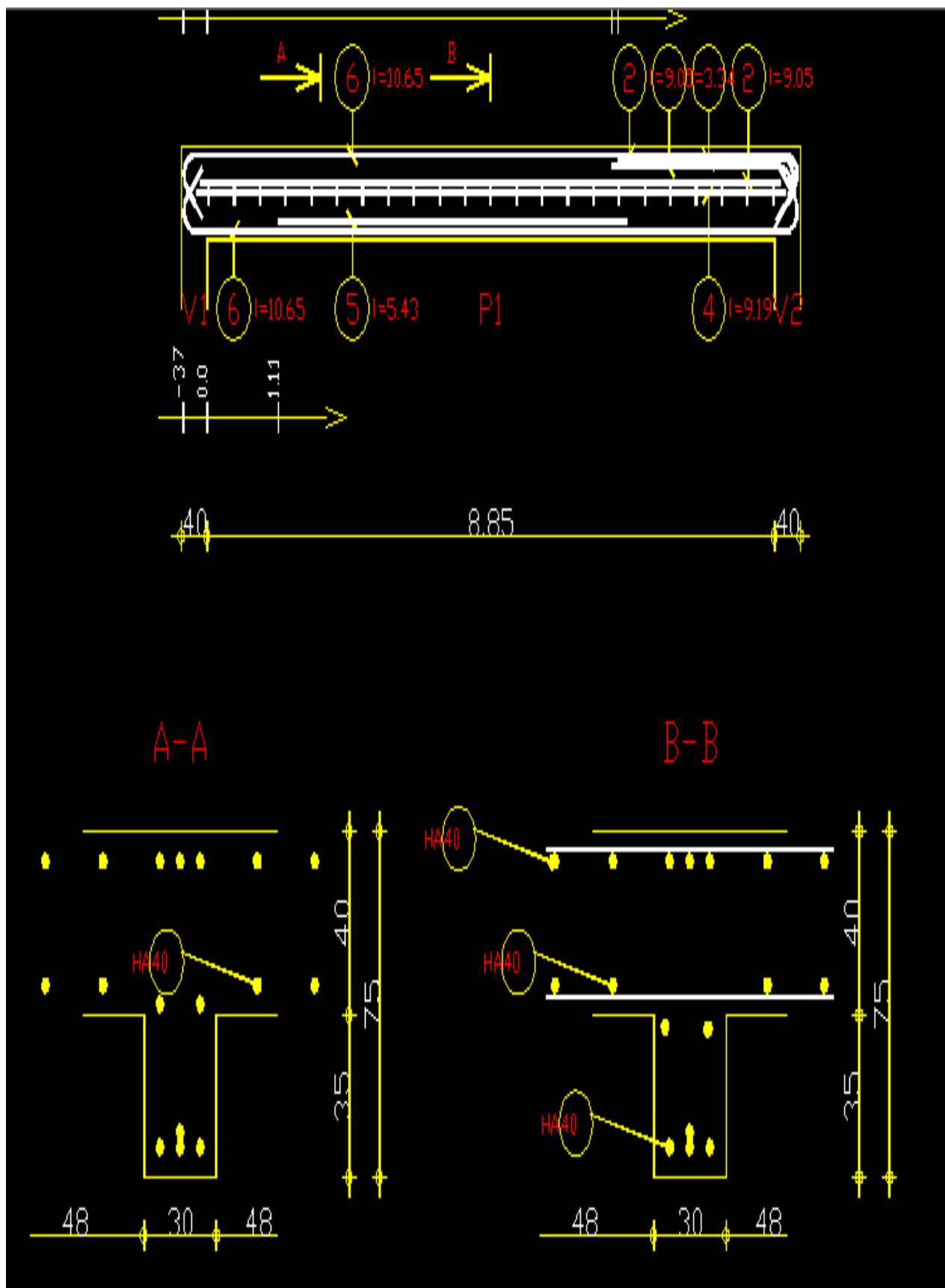


Figure (02) : la disposition des armatures longitudinales et transversales

2) Ferrailage du radier :

Ferrailage longitudinal :

Pour le calcul du ferrailage du radier on procède comme suit :

— Calcul de section en flexion simple

— Béton: $f_{c28} = 25.00$ (MPa) Acier: $f_e = 400.00$ (MPa)

➤ Caractéristique géométriques de la section :

$h = 50\text{cm}$

$d_1 = 5\text{cm}$

$d_2 = 5\text{cm}$

$b = 100\text{cm}$

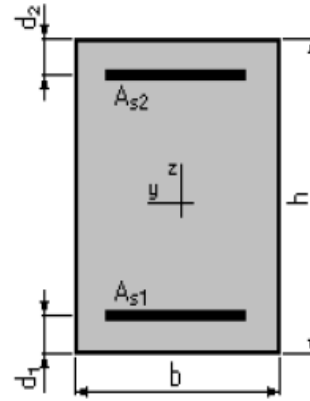


Figure (3) : la coupe transversal de radier

a) A L'E.L.U: $\Rightarrow M_y = 43.70\text{t.m}$

$$\begin{aligned} \blacktriangleright f_{bu} &= 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \underline{A.N} : f_{bu} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} \\ f_{bu} &= 14.17 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\blacktriangleright \mu_{bu} = \frac{M_y}{b} \times d_2 \times f_{bu} \underline{A.N} \mu_{bu} = \frac{437000}{100 \times 45 \times 14.17} = 0.0568$$

De tableau des états limite ultime de résistance : $\mu = 0.152$

$\mu = 0.152 < \mu_{ideal} = 0.186 \Rightarrow$ Section simplement armée $A_{sc} = 0$

$\alpha = 0.2071$ et $\beta = 0.917$

$$\blacktriangleright A_{st} = \frac{M_y}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right) \beta x \times d} \text{ avec : } \gamma_s = 1.15 \text{ coefficient de sécurité}$$

A.N

$$A_{st} = \frac{437000}{\left(\frac{400}{1.15}\right) 0.91 \times 45}$$

$A_{st} = 30.43\text{cm}^2$

b) **A L'E.L.S:** $\Rightarrow M_s = 33.95 \text{ t.m}$

Données : $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{f_{t28}} \right\} \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$

$$\mu_s = \frac{M_y}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_{bc}}} \underline{A.N} \mu_s = \frac{339500}{100 \times 45^2 \times 15}$$

$\mu_s = 0.111$

$$\alpha_s = \frac{15 \overline{\sigma_{bc}}}{15 \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} \underline{A.N} \alpha_s = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63}$$

$\alpha_s = 0.527$

$$Z_s = d \times \left(1 - \frac{\alpha_s}{30} \right) \underline{A.N} Z_s = 45 \times \left(1 - \frac{0.527}{30} \right)$$

$Z_s = 44.20 \text{ cm}$

D'où la section d'armature est :

$$A_{st} = \frac{M_y}{Z_s \times \overline{\sigma_{st}}} \underline{A.N} A_{st} = \frac{339500}{44.20 \times 201.63}$$

$$A_s = 38.10 \text{ cm}^2$$

c) **condition de non fragilité de béton :**

Condition de non fragilité : ref (2) (B.A.E.L91, Art 8.2, 42)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \underline{A.N} A_{min} = 0,23 \times 100 \times 45 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} = 5.43 \text{ cm}^2$$

Conclusion : Le ferrailage du radier est comme suit

Longitudinalement :

$$A_{st} = \text{MAX} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU } A_{st} = 30.43 \text{ cm}^2 \\ \text{ELS } A_{st} = 38.10 \text{ cm}^2 \\ \text{CNF } A_{min} = 5.43 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{st \text{ MAX}} = A_{st} = 38.10 \text{ cm}^2$$

$$8 \text{ HA } 25 = 39.27 \text{ cm}^2 = 6.21 \text{ cm}^2$$

d) Vérification de l'effort tranchant :

- D'après la modélisation on prend $V_u \max = 87.72 \text{ T}$
- Fissuration Préjudiciable
- $\overline{\tau_u} = \min\{0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPA}\}$
- $F P \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPA}$

➤ **Vérification la condition de cisaillement de béton :**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \underline{A.N} \tau_u = \frac{877200}{100 \times 45}$$

$$\tau_u = 1.95 \text{ MPA}$$

$$1.95 < 2.5 \text{ MPA vérifier} \longrightarrow$$

$$St \leq \frac{At \times 0.8 f_e}{b(\tau_u - 0.3 K_{ftj})} \text{ Avec : } At = 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$k=1$ (il y a reprise de bétonnage)

$$St \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{100(1.95 - 0.3 \times 12.4)} \underline{A.N} \quad St \leq 6 \text{ cm}$$

➤ Condition de construction correcte :

$$st \leq \min\{0.9d, 40 \text{ cm}\} \quad st < 40 \text{ cm vérifier} \longrightarrow$$

➤ Condition d'espacement minimal:

$$\frac{At \times f_e}{b \times St_{min}} \geq 0.4 \text{ MPA } \underline{A.N} 1.34 \geq 0.4 \text{ MPA vérifier}$$

$$St = \min\{st(Elu), st(ccc), st(cem)\} = 6 \text{ cm}$$

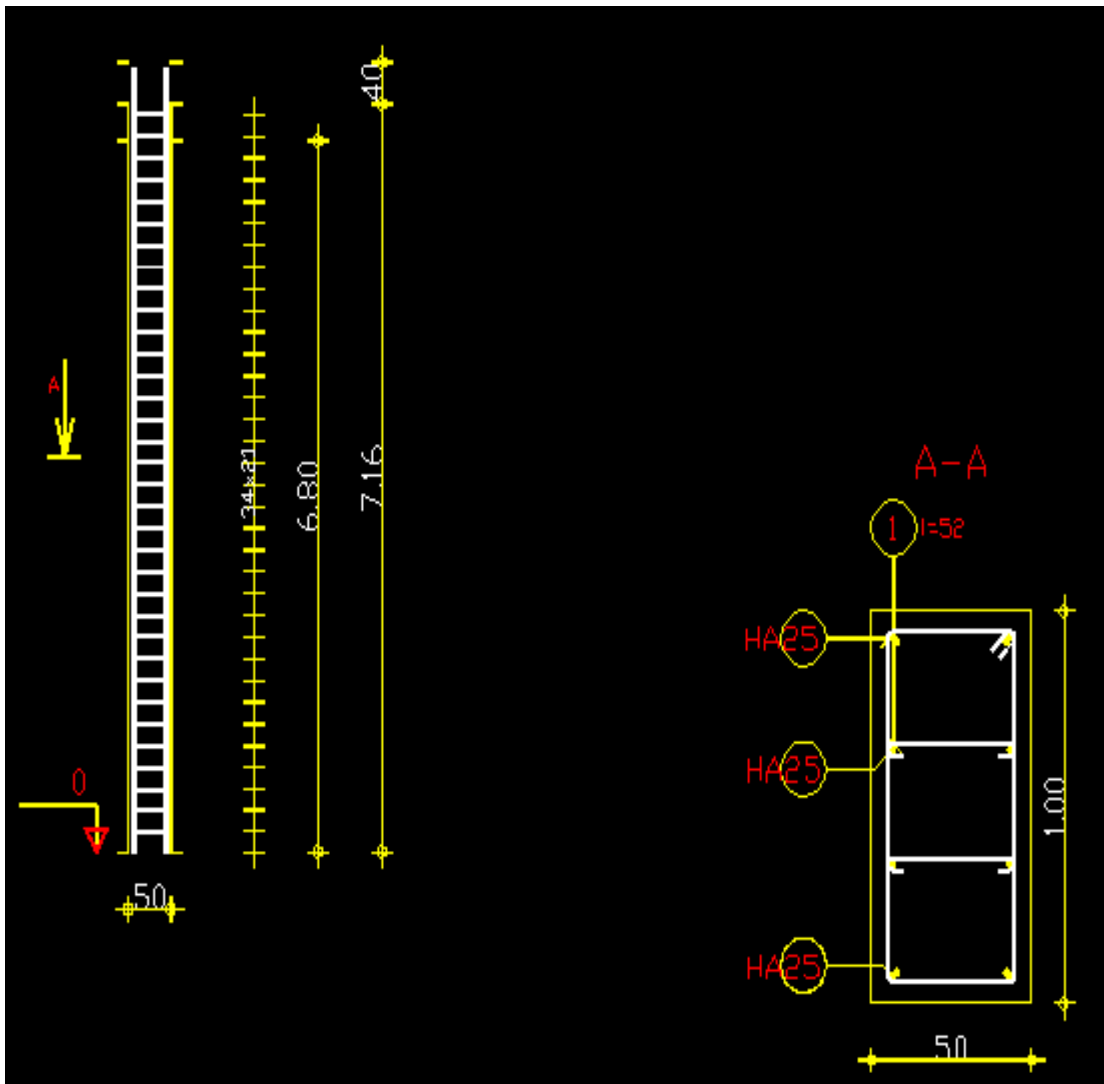


Figure (03) : la dispositions des armatures longitudinale et transversal

IV. Ferrailage de la partie couverte :

Cette partie est constituée de deux murs préfabriqués en L liés par un radier coulé sur place. D'après les résultats obtenus dans le chapitre des charges et les surcharges on aura à calculer les moments dus aux poussées des terres. La procédure de calcul est comme suit :

1) Moment dus a la poussée des terres :

$$M_q = 42.41 \text{ tm}$$

a) E.L.U: on a :

$$M_u = 1.35 M_p + 1.5 M_{QA} \quad N M_u = 1.35 \times 42.41 + 1.5 \times 17.13$$

$$M_u = 83 \text{ tm}$$

b) **E.L.S** : on a :

$$M_s = M_p + M_{QA.N} = 42.41 + 17.13$$

$$M_s = 59.23 \text{ tm.}$$

A) Calcul du ferrailage des murs de soutènement de type I : (B.A.E.L91)

► **A L'E.L.U** : Avec $M_u = 83 \text{ tm}$

$$f_{bu} = 0.85 \times \frac{f_{t28}}{\gamma_b} A.N : f = 0.85 \times \frac{30}{1.5}$$

$$f_{bu} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_y}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad A.N : \quad \mu_{bu} = \frac{830\,000}{100 \times 45^2 \times 17} = 0.241$$

$$\mu_{bu} = 0.241 > \mu_{ideal} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\mu = 0.241 \quad \mu_{ideal} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot B}$$

$$\mu = 0.241 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée } A_{sc} = 0$$

D'après [annexe] on prend les valeurs ($\alpha = 0.352$, $\beta = 0.858$)

- Calcule de la section de l'acier :

Le calcul des aciers s'effectue avec la formule suivante : $A_{st} = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

► **Application numérique :**

$$A_{st} = \frac{830\,000}{0.858 \times 45 \times 348} = 61.80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 61.80 \text{ cm}^2$$

► **A L'E.L.S** : $M_y = 59.23 \text{ tm}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n} f_{t28} \right\} \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 215.55 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{M_y}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \mu_s = \frac{M_y}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} \times A.N : \mu_s = \frac{590\,000}{18 \times 100 \times 45^2} = 0.161$$

$$\mu_s = 0.161$$

$$\alpha_s = \frac{15 \sigma_{bc}}{15 \sigma_{bc} + \sigma_{st}} = A.N : \alpha_s = \frac{15 \times 18}{15 \times 18 + 215.55} = 0.556$$

$$\alpha_s = 0.556$$

$$Z_s = d \times (1 - \alpha_s/30)$$

$$Z_s = 45(1 - 0.556/30) = 44.16$$

$$Z_s = 44.16 \text{ cm}$$

D'où la section d'armature est

$$A_s = \frac{M_y}{Z_s \times \sigma_{st}} \times A.N \quad A_s = \frac{590\,000}{44.16 \times 215.55} = 62 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 62 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité de béton :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad A.N : \quad A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 45 \times 2.4}{400} = 6.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 6.21 \text{ cm}^2$$

Voici les résultats obtenus :

$$A_{st} = \text{MAX} \{ ELU \quad A_{st} = 61.80 \text{ cm}^2, \quad ELS \quad A_{st62}, \text{CNF} \quad A_{min} = 6.21 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_{st \text{ MAX}} = A_{st62} \text{ cm}^2$$

$$8\text{HA}32 \text{ avec } s = 12.5 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 64.34 \text{ cm}^2 = 6.21 \text{ cm}^2$$

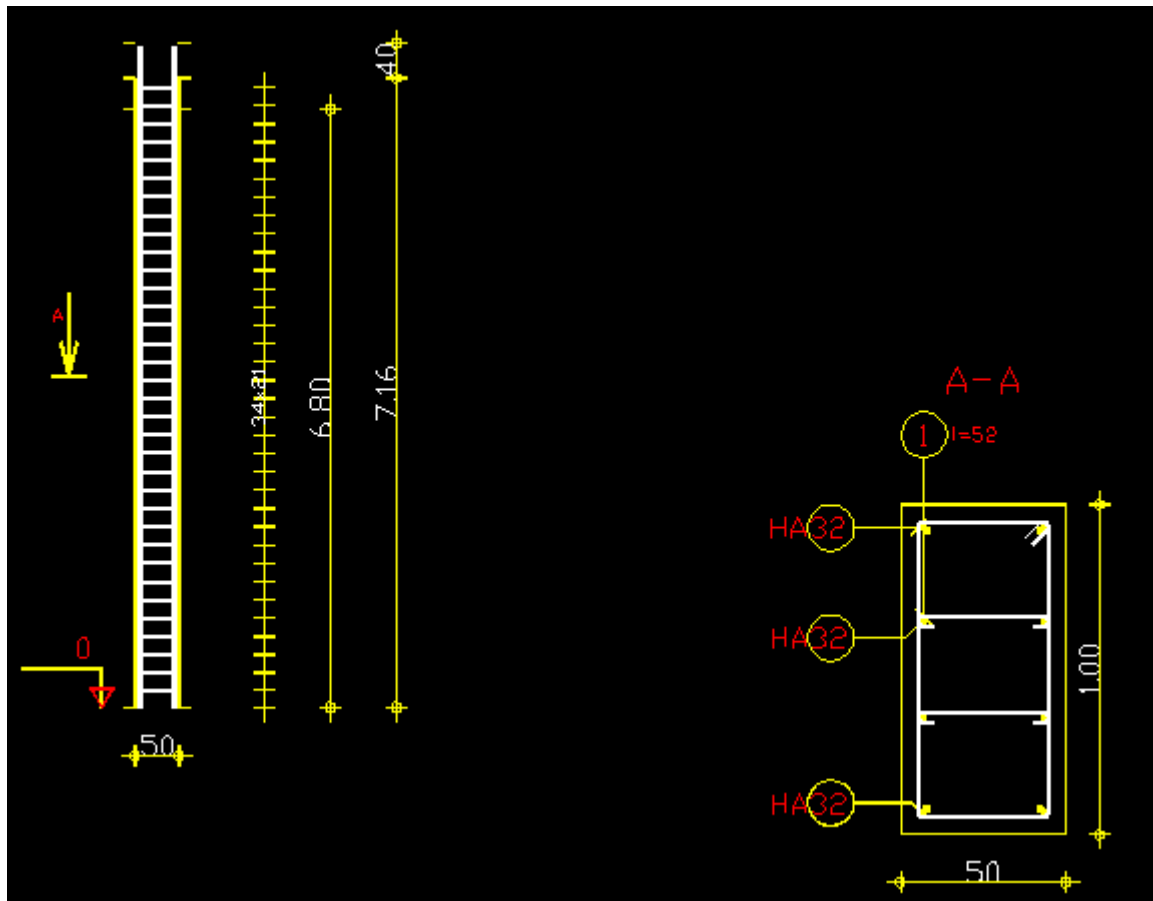


Figure (4):disposition des armatures de la section des murs de soutènement type I par 1 ml

► **Armatures de répartition :**

Les armatures de répartition sont égale à 1 / 3 des armatures principales

- En travée :

$$A_y = A / 3 \quad \underline{\text{A.N}} : A_y = \frac{62}{3} = 20.67 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 20.67 \text{ cm}^2 \quad \underline{\text{HA20}} = 21.99 \text{ cm}^2 \rightarrow$$

$$e_s = 14.5 \text{ cm}$$

B) Calcul du ferrailage des murs de soutènement de type II : (B.A.E.L91)

- **Moment dus à la poussée des terres :** $M_q = 30.53 \text{ t.m}$

- **Moment dus à la surcharge :** $M_p = 12.33 \text{ t.m}$

à E.L.U on a : $M_u = 1.35 M_p + 1.5 M_q$

$$\underline{\text{A.N}} : M_u = 1.35 \times 30.53 + 1.5 \times 12.33 = 59.71 \text{ t.m} \Rightarrow M_u = 59.54 \text{ t.m}$$

à E.L.S on a : $M_s = M_p + M_q$

$$\underline{\text{A.N}} : M_s = 30.53 + 12.33 = 42.86 \text{ tm} \Rightarrow$$

$$M_s = 42.86 \text{ tm}$$

► **A L'E.L.U:** $M_u=59.54 \text{ tm}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \text{ A.N: } f_{bu} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa et } f_{bu} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_y}{b \times d^2 \times f_{bu}} \text{ A.N: } \mu_{bu} = \frac{595\,400}{100 \times 45^2 \times 17} = 0.173 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.173$$

$$\mu_{bu} = 0.173 < \mu_{ideal} = 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \text{section est simplement armée } A_{sc} = 0$$

D'après [annexe II] on prend les valeurs ($\alpha = 0.2406$, $\beta = 0.904$)

- Calcul de la section de l'acier :

$$A_{st} = \frac{M_y}{\delta_s \times \beta \times d^2} \text{ A.N: } A_{st} = \frac{595\,400}{348 \times 45 \times 0.904} = 42.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 42.06 \text{ cm}^2$$

A L'E.L.S: $M_y = 42.86 \text{ tm}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\{2/3 f_e, 110 \sqrt{f_{t28}}\} \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 215.55 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{M_y}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{bc}} \text{ A.N: } \mu_s = \frac{428\,600}{100 \times 45^2 \times 18} = 0.115 \Rightarrow \mu_s = 0.115$$

$$\alpha_s = \frac{15 \times \overline{\sigma}_{bc}}{15 \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \text{ A.N: } \alpha_s = \frac{15 \times 18}{15 \times 18 + 215.55} = 0.556 \Rightarrow \alpha_s = 0.556$$

$$Z_s = d \times \left(1 - \frac{\alpha_s}{30}\right) \text{ A.N: } Z_s = 45 \times \left(1 - \frac{0.556}{30}\right) = 44.16 \text{ cm}$$

$$Z_s = 44.16 \text{ cm}$$

D'où la section d'armature est :

$$A_s = \frac{M_y}{Z_s \times \overline{\sigma}_{st}} \text{ A.N: } A_s = \frac{428\,600}{44.16 \times 215.55} = 45.03 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 45.03 \text{ cm}^2$$

► **Condition de non fragilité de béton :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad A.N: \quad A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 45 \times 2.4}{400} = 6.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 6.21 \text{ cm}^2$$

Voici les résultats obtenus :

$$A_{st} = \text{MAX} \{ \text{ELU } 42.06 \text{ cm}^2, \text{ELS } 45.03, \text{CNF } A_{min} = 6.21 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_{st \text{ MAX}} = A_{st} 45.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 48.25 \text{ cm}^2 \quad 6\text{HA}32 \text{ avec } e_s = 16.5 \text{ cm}$$

$$6\text{HA}32 = 48.25 \text{ cm}^2$$

► **Armatures de répartition:**

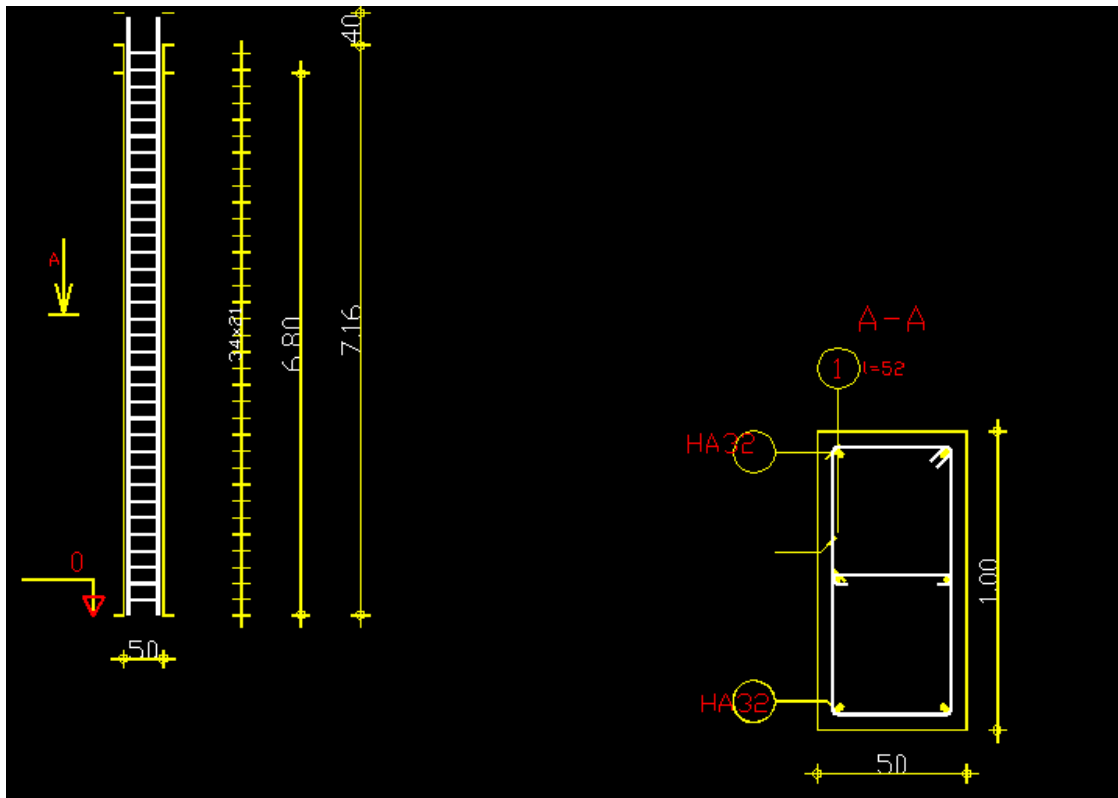
Les armatures de répartition sont égales à 1 / 3 des armatures principales

- En travée :

$$A_y = \frac{A}{3} \quad A.N: \quad A_y = \frac{45.03}{3} = 15.01 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 15.01 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 15.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ en prend } A_y = 18.84 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6\text{HA}20 \text{ et } e_s = 16.5 \text{ cm}$$



Figure(5) : disposition des armatures de la section des murs de soutènement typeII par 1 ml

C) Calcul du ferrailage des murs de soutènement de typeIII :(B.A.E.L91)

- Moment dus a la poussée des terres : $M_p = 21.11 \text{ tm}$

- Moment dus à la surcharge : $M_q = 8.53 \text{ t m}$

A l'E.L.U on a :

$$M_u = 1,35 M_p + 1,5 M_q$$

$$M_u = 1,35 \times 21.11 + 1,5 \times 8.53 = 41.29$$

$$M_u = 41.29 \text{ t m}$$

A l'E.L.S on a :

$$M_s = M_p + M_q$$

$$M_s = 21.11 + 8.53 = 29.64 \text{ tm}$$

$$M_s = 29.64 \text{ t.m}$$

A l'E.L.U: $M_u = 41.29 \text{ tm}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$A.N: f_{bu} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa et } f_{bu} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_y}{b \times d^2 \times f_{bu}} A.N: \mu_{bu} = \frac{412900}{100 \times 45^2 \times 17} = 0.120 \Rightarrow \mu_{bu} = 0.120$$

$$\mu_{bu} = 0.120 < \mu_{ideal} = 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \text{section est simplement armée } A_{sc}=0$$

D'après [II] on prend les valeurs ($\alpha = 0.1603$, $\beta = 0.936$)

- Calcule de la section de l'acier :

$$A_{st} = \frac{M_y}{\delta_s \times \beta \times d^2} A.N: A_{st} = \frac{412900}{348 \times 45 \times 0.936} = 28.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} = 28.17 \text{ cm}^2$$

► **A L'E.L.S:** $M_y = 29.64 \text{ tm}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa et } f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{f_{t28}} \right\} \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 215.55 \text{ MPa}$$

$$\mu_s = \frac{M_y}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{bc}} A.N: \mu_s = \frac{296400}{100 \times 45^2 \times 18} = 0.115$$

$$\Rightarrow \mu_s = 0.115$$

$$\alpha_s = \frac{15 \times \overline{\sigma}_{bc}}{15 \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \quad A.N: \alpha_s = \frac{15 \times 18}{15 \times 18 + 215.55} = 0.0813$$

$$\Rightarrow \alpha_s = 0.0813$$

$$Z_s = d \times \left(1 - \frac{\alpha_s}{30}\right) \quad A.N: Z_s = 45 \times \left(1 - \frac{0.0813}{30}\right) = 44.16 \text{ cm}$$

$$Z_s = 44.16 \text{ cm}$$

D'où la section d'armature est

$$A_s = \frac{M_y}{Z_s \times \overline{\sigma}_{st}} \quad A.N: A_s = \frac{296400}{44.16 \times 215.55} = 31.14 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 31.14 \text{ cm}^2$$

► **Condition de non fragilité de béton :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad A.N: A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 45 \times 2.4}{400} = 6.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 6.21 \text{ cm}^2$$

Voici les résultats obtenus :

$$A_{st} = \text{MAX} \{ \text{ELU } 28.17 \text{ cm}^2, \text{ELS } 31.14, \text{CNF } A_{\min} = 6.21 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_{st \text{ MAX}} = A_{st} 31.14 \text{ cm}^2$$

$$e_s = 25 \text{ cm}$$

$$4\text{HA}32 = 31.14 \text{ cm}^2$$

► Armature de répartitions:

Les armatures de répartition sont égales à 1 / 3 des armatures principales

- En travée :

$$A_y = \frac{A}{3} \quad \text{A.N :} \quad A_y = \frac{31.14}{3} = 10.34 \text{ cm}^2$$

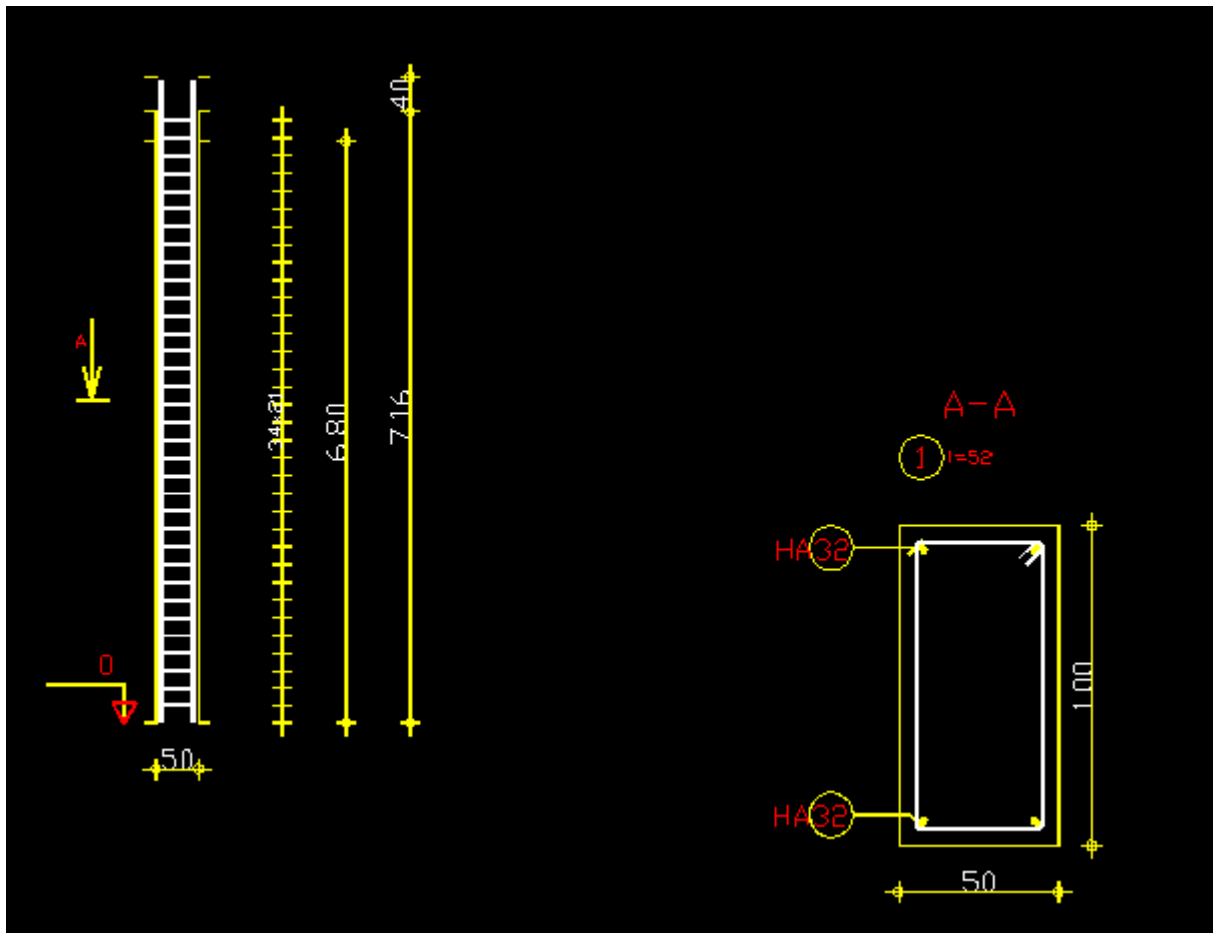
$$A_y = 10.34 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 31.14 / 3 = 10.34 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 10.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$4\text{HA}20 = 12.56 \text{ cm}^2$$

$$e_s = 25 \text{ cm}$$



Figure(6): disposition des armatures de la section des murs de soutènement typeIII par 1 ml.

Chapitre 13:

signalisation et éclairage

I.	Signalisation.....	152
II.	Eclairage	152

I. Signalisation :

La signalisation routière présente une importance de plus en plus grande du fait du développement de la circulation et du fait que la vitesse des véhicules augmente.

Le but de la signalisation est de rendre plus sûre et facile la circulation et d'assurer aux usagers la sécurité totale.

Elle doit être uniforme, continue et homogène à fin de ne pas fatiguer l'attention de l'utilisateur par une utilisation abusive de signaux.

Le gabarit normal ainsi que les caractéristiques du profil en long nécessitent une signalisation particulière.

Les problèmes que cette signalisation doit résoudre sont les suivants :

- Annoncer la proximité du passage souterrain et de son gabarit normal, et indiquer clairement quelle file de circulation y mène.
- Faire ralentir (éventuellement) les véhicules qui sont engagés dans la file menant au souterrain.
- Déceler les véhicules hors gabarit, et leur proposer une sortie de la filière avant le début de la trémie. Si ce contrôle du gabarit en hauteur est primordial pour le niveau de service A, par contre, il est moins pour le gabarit B, et la signalisation correspondante a pu être allégée dans ce dernier cas.

a) Types de signalisation :

On distingue deux types de signalisation :

- Signalisation horizontale
- Signalisation verticale

1. Signalisation horizontale :

Le marquage des chaussées doit indiquer sans ambiguïté les parties de la chaussée réservées aux différents sens de circulation. Les marquages horizontaux se divisent en trois types :

a) Marquages longitudinaux :

- ❖ Lignes discontinues de type T1, T2 ou T3.
- ❖ Lignes mixtes : lignes continues doublées par ligne discontinue du type T1 dans le cas général.

b) Marquages transversaux :

- ❖ Ligne STOP : c'est une ligne qui oblige les usagers de marquer un arrêt et elle est continue
- ❖ Ligne «cédez le passage » (T1, 5U).
- ❖ Ligne «effet des signaux » (T2, 3U).

c) Autres marquages :

Les marquages utilisés sont des flèches employées pour répéter les indications qui ne peuvent pas être fournies au conducteur de façon appropriée par des signaux.

Le marquage horizontal est appliqué sur le revêtement par peinture ou collage.

Remarque : La largeur des lignes est définie par rapport à une largeur unité « u » différente suivant le type de route.

- ✓ $U = 7,5\text{cm}$ sur l'autoroute
- ✓ $U = 6\text{cm}$ sur les routes et voies urbaines (trafic $> 3000 \text{ V/j}$).
- ✓ $U = 5\text{cm}$ sur les autres routes.

Pour notre cas, on prend $U = 6\text{cm}$.

2. Signalisation verticale :

Elle se fait à l'aide de panneaux. L'individu ne perçoit pas, d'emblée, l'ensemble d'un panneau, Il perçoit d'abord la forme et la couleur, ce n'est qu'en se rapprochant qu'il peut lire les inscriptions en commençant par les plus grand.

Un portique de pré signalisation sera installé à 200m du début de la trémie indiquant d'une part que la file de gauche conduit à un passage souterrain d'un gabarit normal en hauteur, d'autre part que les files de droite mènent à tout.

Ensuite une section d'entrecroisement le long de laquelle les véhicules hors gabarit vont se déplacer vers les files de droite, cependant que les véhicules légers, désirant passer en souterrain, resteront ou se mettront la file de gauche.

A la fin de la section d'entrecroisement débute la section de contrôle de la circulation destinée au souterrain. Une potence de signalisation rappelant que le gabarit est limité sera installée à 70m du début de la trémie.

Sur la voie d'accès au tunnel, sera placé un détecteur de véhicules hors gabarit constitué de cellules photoélectriques, porte également des plaques de caoutchouc que les véhicules hors gabarit heurtent, ce qui permet d'avertir le conducteur, lorsque ce détecteur enregistre le passage d'un véhicule hors gabarit, une minuterie sera déclenchée où le panneau

suivant s'allume qu'il se trouve juste après l'interruption de l'îlot séparateur et indique au véhicule qu'il doit dégager par cette sortie. A l'entrée de la trémie il sera installé enfin un gabarit métallique articulé autour d'un axe horizontal, supporté par un portique et un panneau interdisant l'accès du souterrain aux piétons.

Catégories de panneaux :

Panneaux de danger ; (type A) triangle équilatéral, pointe en haut.

1. Signaux de réglementation, se subdivisons-en :

- signaux de priorités (type B)
- signaux d'intersection ou de restriction (type C)
- signaux d'obligation (type D)

2. Signaux d'indication

II. Application au projet :

Les différents types de panneaux de signalisation utilisés pour notre étude sont les suivants :

Panneaux de signalisation d'avertissement de danger (type A).

Panneaux de signalisation d'interdiction de priorité (type B).

Panneaux de signalisation d'interdiction ou de restriction (type C).

Panneaux de signalisation d'obligation (type D).

Panneaux de pré signalisation (type G1).

Panneaux de signalisation type (E₃ E₄).

Panneaux donnant les indications utiles pour les conduites de véhicules (Type E₁₄, E₁₅).

Panneaux de signalisation d'identification des routes (Type E).

En ce qui concerne l'unité de largeur des lignes de signalisation horizontale elle est de :

Pour les bretelles et les voies d'accès : $U = 5 \text{ cm}$.

III. Eclairage :

L'éclairage public doit permettre aux usagers de la voie de circuler de nuit avec une sécurité et un confort aussi élevé que possible.

Pour l'automobiliste, il s'agit de percevoir distinctement en les localisant avec certitude et dans un temps utile, les points singuliers de la route et les obstacles éventuels autant que possible sans l'aide des projecteurs de route ou de croisement.

Pour le piéton, une bonne visibilité de bordure de trottoir, des véhicules et des obstacles ainsi que l'absence des zones d'ombre sont essentiels.

On distingue quatre grandes classes d'éclairages publics :

- Classe A : éclairage général de la route ou d'une autoroute.
- Classe B : éclairage général urbain (voirie, artérielle et de distribution).
- Classe C : éclairage des voies desserte.
- Classe D : éclairage général d'un point singulier (carrefour virage, poste de péage).

Application au projet :

***i-* Le passage souterrain :**

- Le jour : pas d'éclairage
- Le passage souterrain doit être éclairé la nuit par des tubes fluorescents : toute étude, même préliminaire, d'un passage souterrain à gabarit réduit comportera donc une analyse des conditions dans lesquelles des luminaires pourront être installés (préservation dans les ouvrages de génie civile), alimenté, et entretenus.

Les dispositifs d'éclairage sont variés, dans un milieu urbain l'éclairage sera fourni par des appareils placés dans les coins supérieurs du souterrain, de façon à ne réduire ni le gabarit en hauteur, ni la largeur disponible.

***ii-* Le giratoire :**

La bordure du trottoir doit être parfaitement visible ; on adopte à cet effet des dispositifs réfléchissants ou lumineux. On place en retrait de sa bordure, un foyer (A) dans l'alignement de chacune des voies aboutissantes (appareils défilés).

On place un foyer (B) sur la bordure extérieure pour que les automobilistes identifient les différentes voies d'accès (appareils défilés).

On place enfin des foyers (C) (appareils défilés également) pour rendre visibles les piétons traversant les voies d'accès.

***iii-* Le croisement des autres routes :**

La bordure du trottoir doit être parfaitement visible, on adopte à cet effet des dispositifs réfléchissants ou lumineux on place ensuite des foyers de l'ordre de 12m de hauteur de façon à avoir un niveau d'éclairage équilibré pour différents sens.

iv- Dispositif d'éclairage :**a) Croisement d'une voie éclairée et d'une voie non éclairée :**

On dispose l'éclairage de façon à ce que les véhicules circulent sur la voie éclairée soient visible pour ceux de la voie non éclairée, et voici deux exemples :

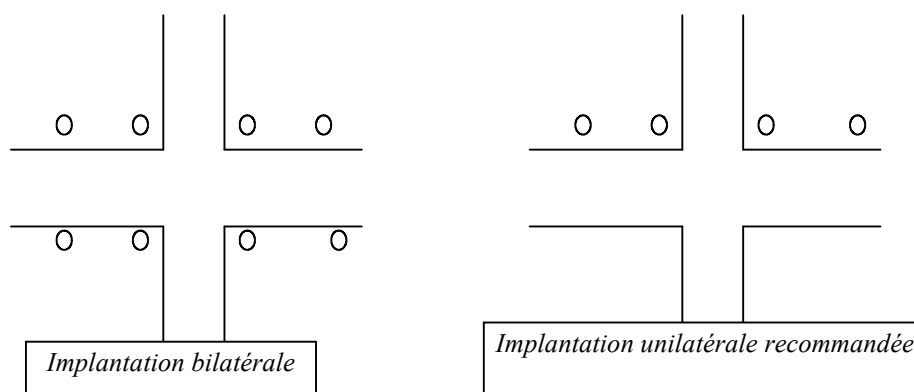


Figure (1)

b) Croisement de deux éclairages :

Il ne faut pas créer un point lumineux au centre du croisement car il se produirait à l'entrée du carrefour une zone très éclairée qui rendait moins visible la zone du carrefour proprement dit.

Pour l'éclairage en quiconque de deux voies, on peut par exemple adopter le schéma ci contre.

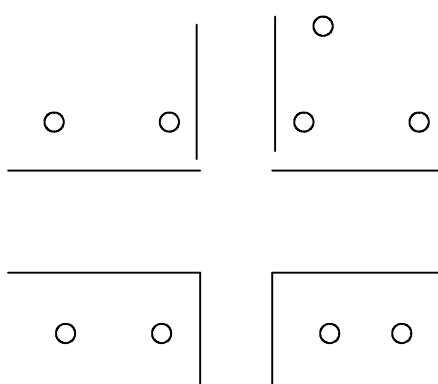
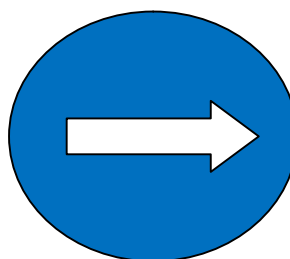
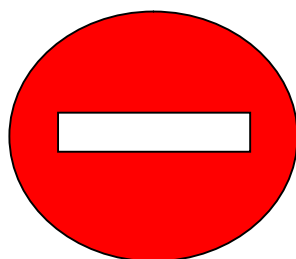
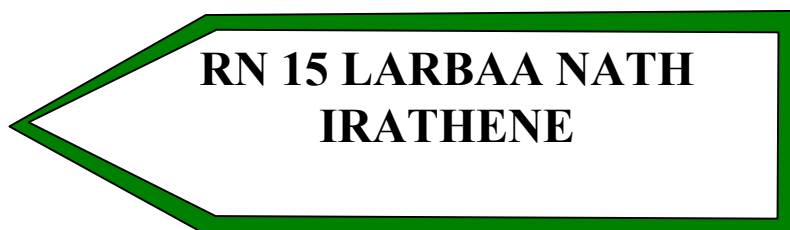
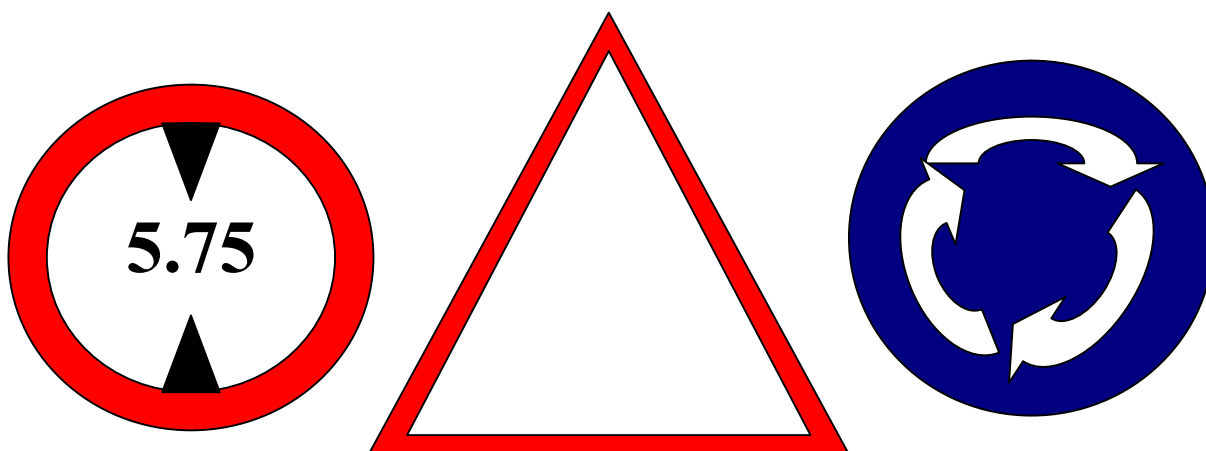
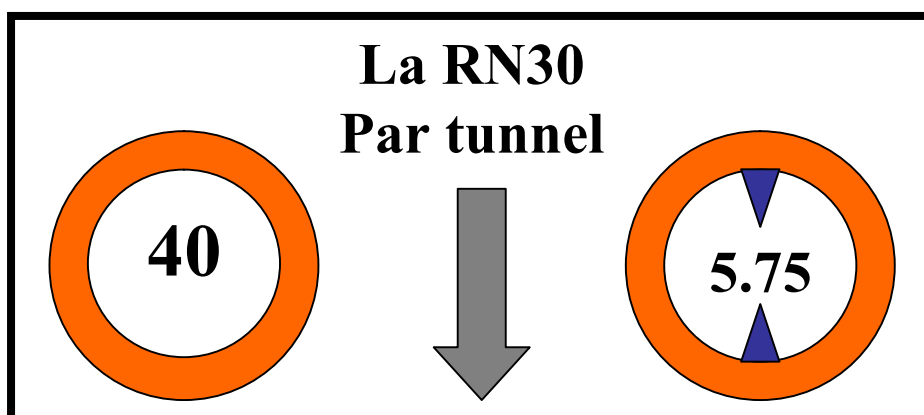
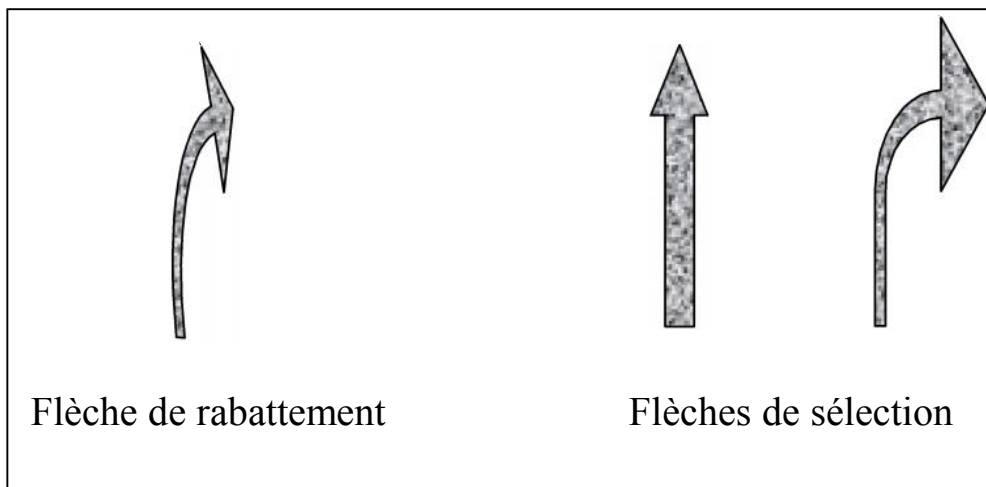


Figure (2)

Exemple de Panneaux destiné à notre projet :





conclusion

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce travail consacré à l'étude d'une trémie et d'un tronçon routier, nous pouvons dire que cela nous a permis d'appliquer et d'approfondir nos connaissances acquises au cours du cursus universitaire.

En effet, Nous avons traité dans ce projet de fin d'étude les principales étapes de l'étude d'un projet routier. A travers la démarche suivie, nous avons essayé de respecter au maximum toutes les contraintes existantes sur le site tout en exploitant les normes concernant les calculs et la conception afin d'assurer le confort et la sécurité des usagers.

Ce travail nous a donné l'opportunité d'utiliser l'outil informatique en l'occurrence les logiciels "Piste+", "AUTO CAD", "Robot".

Enfin, ce travail nous a immergée dans le milieu professionnelle dans lequel nous serons appelés à apporter notre contribution.

.

BIBLIOGRAPHIE

Documents :

- Règlement de conception routière B40.
- SETRA (Service d'Etudes Techniques Des Routes et Autoroutes), publié en France Décembre 1992.
- Fascicule 61 titre II.
- Fascicule 62 Titre 1 – Section II
- Les cours d'ENTP (MICHEL FAURE) [02]
- Le rapport géotechnique donné par la DTP de la wilaya de Tizi-Ouzou
- Le rapport de calcul de trafics sur les routes de la wilaya de Tizi-Ouzou
- La carte d'état-major de la région de Beni douala
- La carte géologique de la wilaya de Tizi-Ouzou

Cours :

- Cour de routes I et II de Mr GABI.
- Cour de ponts de Mr AIT TAHAR.
- Cour de MDS 3eme années et 4eme années.
- Cours de béton 3eme années.
- Cours de béton armé B.A.E.L.91 : JEAN-PIERRE MOUGIN édition BERTI.

Thèses :

- Thèse TP77 2003
- Thèse TP80
- Thèse TP77
- Calcul d'un pont cadre en béton armée
- Conception et étude de la trémie de Bouira (trouvé sur le net)
- Thèses E.N.T.P.
- Etude et conception de ville de Boumérdes sur 14..43 Km avec 2 carrefours giratoires
- Thèses de routes et carrefours

Logiciels utilisé :

- Microsoft Word2007, pour ce qui traitement de texte.
- Microsoft Excel2007, pour tout ce qu'est calcul répétitif
- logiciel piste 5.
- AutoCAD2009 et 2011, pour les dessins.
- Robot analysis 2010

Site Internet :

- www.ingdz.com [01]
- www.google.com
- Google ERTHE