

11/1624.772

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Mastère

Présenté à l'Université de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil et d'hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

- ❖ Bouzabra HIBA
- ❖ Bouchama GHANIA
- ❖ Ghouafria SAMIHA



Thème : MUR DE SOUTÈNEMENT EN BETON ARME

Encadrées par : LABROUKI BACHIRE

Juin 2013



Dédicaces

بسم الله الرحمن الرحيم

قال رسول الله صلي الله عليه وسلم

* اطلبوا العلم من المهد إلى اللحد *

بأنامل تحيط بقلم اعياء التعب والارق يتكىء علي قطرات
الحبر المملوءة بالفرح فرح لبزوغ فجر جديد من حياتي:

يوم تخرجني لأقطف فيه ثمرة جهدي وعصارة فكري التي
اهديها إلي والداي العزيزين أمي الحنونة وأبي حفظه الله
ورعاه .

إلى كل من ساعدني من قريب أو بعيد لإخراج هذا العمل
إلى النور ، إلى كل أخواتي و اخوتي و كل صديقاتي
خاصة : جهيدة وفاء و داد فهيمة سمراء امال شافية الهام

إلى كل خريجات اللغة الانجليزية دفعة 2010-2011

إلى كل خرجي وخريجات الهندسة مدنية دفعة 2012-

2013

إلى كل موظفي وموظفات الاقامة الجامعية بوحديد بالقاسم
وإلى كل اساتذة قسم الهندسة مدنية والري لجامعة قالمة

وإلى كل من احبوني ونسيهم قلبي عذرا

بسم الله الرحمن الرحيم

الحمد و الشكر لله العزيز الحكيم الذي أعاننا انجاز هذا العمل المتواضع أهدي

هذا العمل الى أمي العزيزة يمينة

إلى أبي العزيز الطاهر أطل الله في عمره لدعمه ومساندته لي طيلة عمري إلى

أخواتي البنات نبيلة و جهينة

إلى اخوي فيصل و رزاق و حمزة

إلى صديقاتي فطيمة ، هدى ، مريم ، سعيذة

إلى الأستاذ المؤطر والموجه

إلى الأستاذ المدرب فاروق

إلى كل من ساعد في انجاز هذا العمل .

بسم الله الرحمن الرحيم

الحمد و الشكر لله العزيز الحكيم الذي أعاننا انجاز هذا العمل المتواضع أهدي
هذا العمل الى:

روح أمي الطاهرة متمنية أن ألقاها في جنة الفردوس الأعلى مع سيدنا محمد
صلى عليه و سلم و صحابته أجمعين

إلى أبي العزيز أطل الله في عمره لدعمه ومساندته لي طيلة عمري وإلى
مسعودة

إلى أخواتي البنات نور الهدى , فيروز , سميرة , وخديجة

إلى اخوي علاء الدين , عبد العزيز والى الكتكوتين ماريا وأنس

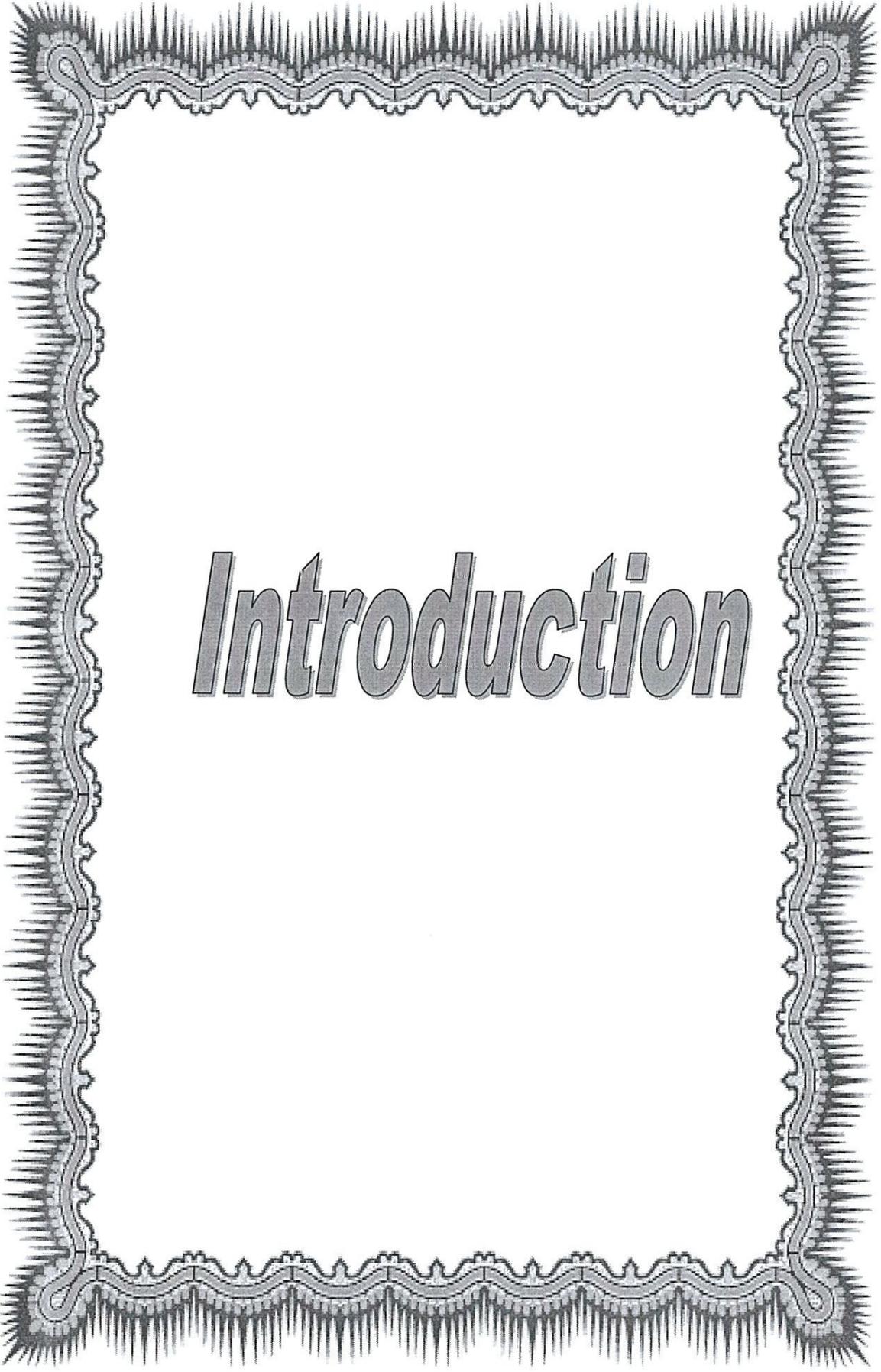
رفيق دربي عمار

إلى صديقاتي نور الهدى, زينب , مريم, نصيرة, فطيمة, سوسو

إلى الأستاذ المؤطر والموجه

إلى الأستاذ المدرب فاروق

إلى كل من ساعد في انجاز هذا العمل .



Introduction

INTRODUCTION

Après l'exécution des terrassements proprement dits, vient un autre genre de travaux non moins importants, ce sont les murs de soutènement. Ils se présentent surtout au projet, lorsqu'on a de grands remblais à soutenir, soit en rase campagne au bord d'un cours d'eau, au passage d'une vallée, soit dans une ville, lorsque l'espace manque pour donner aux talus leur développement normal. Les terres soutenues par un mur exercent sur la face postérieure de ce mur une pression que la théorie de la poussée des terres a pour objet de déterminer en grandeur et direction; lorsque cette détermination est faite, en combinant la poussée que l'on connaît avec le poids du mur qu'il est facile de calculer, on trouvera la résultante totale des actions auxquelles le mur est soumis et on reconnaîtra si cette résultante passe à l'intérieur de la base du mur, c'est-à-dire si l'équilibre est possible; ou si la résultante ne passe pas trop près de l'arête de renversement. Tout revient donc à déterminer la poussée des terres; mais on conçoit immédiatement que cette détermination ne peut se faire d'une manière absolue et qu'elle est essentiellement variable, non seulement avec la nature et la cohésion de chaque terre, mais encore avec les conditions physiques dans lesquelles cette terre se trouve placée. Quand on parcourt, au bout de quelques mois, des remblais récemment achevés et réglés, on est frappé du désordre qui s'est produit, de la déformation des profils et des érosions des talus résultant du tassement et des pluies.

D'où le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre. Ils sont conçus pour créer une dénivelée entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage, c'est à dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval. Cette dénivelée peut être réalisée en procédant à la mise en place de remblais derrière l'ouvrage ou par extraction des terres devant celui-ci. En pratique il est assez fréquent que l'on ait à procéder à la fois à un apport de remblai derrière l'ouvrage et à une extraction de terre devant celui-ci. Il existe de nombreux types d'ouvrages de soutènement, qui ont été conçus pour répondre aux situations les plus diverses. Ils se distinguent principalement par : leur morphologie, leur mode de fonctionnement les matériaux qui les constituent leur mode d'exécution leur domaine d'emploi privilégié (urbain, montagneux, aquatique,...).

A cet effet l'étude de notre projet nécessite les phases suivantes :

- L'étude des sols, traitée dans le premier chapitre
- Définition des matériaux utilisés dans les murs de soutènement en béton armé, traitée dans le deuxième chapitre,
- Etude théoriques des murs de soutènement en béton armé, traitée dans le troisième chapitre,
- Et pour bénéficier de cette étude un exemple de calcul d'un mur de soutènement sera traité dans le quatrième chapitre.

LA LISTE DES FIGURES

Figure III.1 : Mur en «T renversé» classique.....	27
Figure III.2 : Mur en déblai.....	28
Figure III.3 : Diverses dispositions de bèches.....	29
Figure III.4 : Mur à contreforts.....	30
Figure III.5 :Murs divers.....	31
Figure III.6 :Schéma déformées agissantes.....	32
Figure III.7 : Schéma d'un talus.....	34
Figure III.8 :Mur en T avec talus incliné infini	35
Figure III.9 :La droite coupe le talus au point C.....	36
Figure III.10 : La droite coupe la face interne du voile.....	37
Figure III.11 : Schémas en considérant l'écran fictif vertical.....	37
Figure III.12 :Le diagramme de poussée est du type triangulaire.....	38
Figure III.13 :Mur en T avec talus incliné fini.....	39
Figure III.14 :Mur en T avec une charge uniforme infinie sur Le terre-plein.....	41
Figure III.15 :Charge uniforme locale	43
Figure III.16 : nappe aquifère	46
Figure III.17 : nappe aquifère	52
Figure III.18 :rupture passant Par la base de la bêche.....	60
Figure III.19: Grand glissement	63
Figure VI.1: Armature de mur de soutènement H=3	74
Figure VI.2: Armature de mur de soutènement H=4	78
Figure VI.3: Armature de mur de soutènement H=5	82
Figure VI.4: Armature de mur de soutènement H=6	86

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau VI.1.1 : vérification du non-poinçonnement du terrain d'assise.....	66
Tableau VI.2 : calcul des sollicitations (non pondérées).....	83
Tableau VI.4 : Résultats des calculs à l'ELS pour toutes les sections des voiles (avec $\sigma_s=250$ MPA).....	85
Tableau VI.2.4 : CARACTÉRISTIQUES MOYENNES DE TERRAINS.....	110



Chapitre I
Etude de sol

CHAPITRE _____

I Etude de sol

SOMMAIRE

A-Etude de sol

I.1- GENERALITES SUR LES SOLS	4
<i>I.1.1- Utilisation du sol</i>	<i>4</i>
<i>I.1.2- Définition d'un sol</i>	<i>4</i>
I.2.1-Constituants d'un sol	4
<i>I.2.2- Phase solide.....</i>	<i>4</i>
<i>I.2.3-Dénominations adoptées en fonction de la grosseur des grains</i>	<i>4</i>
<i>I.2.4- Paramètres définissant l'état d'un sol</i>	<i>5</i>
<i>I.2.5-Ordres de grandeur des différents paramètres.....</i>	<i>5</i>
I.3.1-généralités	5
<i>I.3.2-Paramètres de nature.....</i>	<i>5</i>
<i>I.3.2.1-La granularité.....</i>	<i>5</i>
<i>I.3.2.4- Paramètres de comportement mécanique.....</i>	<i>6</i>
<i>I.3.3- les tableaux de classification des sols</i>	<i>7</i>
<i>I.3.3.3-Tableau synoptique de classification des matériaux selon leur nature.....</i>	<i>14</i>
I.4-ANALYSE GRANULOMETRIQUE D'UN SOL.....	15
<i>I.4.1-DEFINITION</i>	<i>15</i>
<i>I.4.2-Analyse granulométrique</i>	<i>15</i>

I.4.3.Détermination de la masse sèche de l'échantillon.....15

I.4.4-Lavage de l'échantillon.....16

I.4.5. Tamisage de l'échantillon19

I.4.6.Pesées19

I.3.7. Calculs20

I.4.8.Tracé de la courbe granulométrique20

I.4.8.1.interprétation des courbes20

I.1- GENERALITES SUR LES SOLS :

I.1.1- Utilisation du sol :

Le sol constitue le matériau de base utilisé en génie civil. Il sert de :

A-Support pour les ouvrages : toutes les structures réalisées transmettent leurs charges au sol de fondation par l'intermédiaire de fondations superficielles ou profondes.

B-Matériau de construction : exploité en carrières ou dragué en rivière, il entre dans la fabrication des bétons (granulats), est utilisé pour la fondation des chaussées, la réalisation de barrages, de digues, de remblais, etc.. [2].

I.1.2- Définition d'un sol :

Un sol est constitué par un agrégat naturel de grains minéraux pouvant être séparés par des actions mécaniques légères (trituration ou agitation sous l'eau...).

Le sol est un matériau meuble, poreux, non homogène situé à proximité de la surface de la terre.

On distinguera les sols des roches qui peuvent être définies comme des agglomérats de grains minéraux liés par des forces de cohésion fortes et permanentes.

I.2.1- constituants d'un sol :

Un sol est en général constitué de 3 phases :

A- une phase solide : dont les grains solides, dans leur arrangement naturel constituent le squelette,

B- une phase liquide (eau) :

C- une phase gazeuse (en général de l'air)

I.2.2-Phase solide :

Les grains solides proviennent de l'altération de la roche mère. Ces grains ont des dimensions supérieures à 2μ .

Les particules les plus fines ($d < 2\mu$) sont issues d'une désagrégation mécanique de la roche mère puis, après dissolution sous l'action de l'eau, sont le résultat d'une altération chimique.

Ces grains constituent l'élément fondamental de l'analyse des sols. Leur taille, leur forme, leur enchevêtrement sont capitaux pour le comportement du sol, et ne dépendent pas des conditions extérieures.[3]

I.2.3-Dénominations adoptées en fonction de la grosseur des grains :

$d < 2 \mu$	argile
$2 \mu < d < 20 \mu$	limon
$20 \mu < d < 0,2 \text{ mm}$	sable fin

TABLEAU I.1- Dénominations adoptées en fonction de la grosseur des grains

de vapeur d'eau et éventuellement de gaz provenant de la décomposition de matières organiques.[2]

I.2.4- Paramètres définissant l'état d'un sol :

Les paramètres permettent de quantifier les différentes phases (solide, liquide, gazeuse) entrant dans la composition d'un sol.

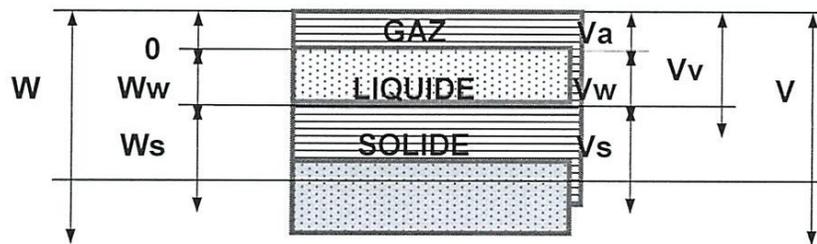


Figure I .01- paramètres définissant l'état d'un sol[9]

W = masse totale

W_s = masse des grains solides

W_w = masse de l'eau

V = volume total

V_s = volume des grains solides

V_w = volume de l'eau

V_a = volume de la phase gazeuse

Volume des vides :

$$V_v = V_w + V_a$$

Volume de l'échantillon de sol : $V = V_s + V_w + V_a = V_s + V_v$

-Masses volumiques (ou spécifiques) :

▪ Masse volumique apparente du sol : $\gamma = W / V$

▪ Masse volumique du sol sec : $\gamma_d = W_s / V$

▪ Masse volumique du solide : $\gamma_s = W_s / V_s$

Ce poids spécifique est sensiblement constant quel que soit la nature des minéraux inclus dans le sol : $\gamma_s \approx 27 \text{ KN} / \text{m}^3$

Paramètres sans unité :

▪ Teneur en eau : $\omega = W_w / W_s$ (exprimé, en %)

- Indice des vides: $e = V_v / V_s$

Porosité : $n = V_v / V$

- Degré de saturation : $S_r = V_w / V_v$ (exprimé e

Relations entre les différentes valeurs:

	Définition	n	E	γ	γ_d
Teneur en eau ω	$\frac{W_w}{W_s}$	$\omega = \frac{n \cdot S_r \cdot \gamma_w}{(1-n) \cdot \gamma_s}$	$\omega = \frac{e \cdot S_r \cdot \gamma_w}{\gamma_s}$	$\omega = \frac{\gamma - \gamma_d}{\gamma_d}$	$\omega = \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right) \gamma_w$
Porosité n	$\frac{V_v}{V} = \frac{V_w + V_a}{V}$	-	$n = \frac{e}{1+e}$	$n = 1 - \frac{\gamma}{(1+\omega)\gamma_s}$	$n = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_s}$
Masse volumique apparente γ	$\frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_w + V_a}$	$\gamma = (1-n)(1+\omega)\gamma_s$	$\gamma = \frac{(1+\omega)}{1+e} \gamma_s$	-	$\gamma = (1+\omega)\gamma_d$
Masse volumique apparente sèche γ_d	$\frac{W_s}{V_s + V_w + V_a}$	$\gamma_d = (1-n)\gamma_s$	$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e}$	$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+\omega}$	-
Masse volumique des grains γ_s	$\frac{W_s}{V_s}$	$\gamma_s = \frac{\gamma}{(1-n)(1+\omega)}$	$\gamma_s = (1-e)\gamma_d$	$\gamma_s = \frac{\gamma}{(1-n)(1+\omega)}$	$\gamma_s = \frac{\gamma_d}{1-n}$

TABLEUX.I.2- Relations entre les différentes valeurs[3]

I.2.5-Ordres de grandeur des différents paramètres :

	γ_d (en kg/dm ³)	γ (en kg/dm ³)	ω (en %)	E
sable serré saturé	1,7	2,1	23	0,58
sable lache saturé	1,2	1,7	42	1,25
argile raide		2,0-2,1	22	0,60
argile molle		1,7-1,8	45	1,20
bentonite		1,27	194	5,20
tourbe		1,1	450	12

TABLEAU. I.3-classification des sols selon la norme NF P 11-300 ou G.T.R.[3]

I.3.1- Généralités :

Les sols sont classés d'après leur nature, leur état et leur comportement.

I.3.2-Paramètres de nature :

Ce sont des paramètres qui ne varient pas ou peu ni dans le temps, ni au cours des manipulations:

- la granularité
- l'indice de plasticité
- la valeur au bleu de méthylène (sur la fraction 0/50 mm).

I.3.2.1-La granularité :

- **le D_{max}** : Dimension maximale des plus gros éléments contenus dans le sol.

Seuil retenu : 50 mm. Cette valeur permet de distinguer les sols fins, sableux et graveleux (≤ 50 mm), des sols grossiers.

- **Tamisât à 80 μ m (ou % de fines)** : Ce paramètre permet de distinguer les sols riches en fines des sols sableux et graveleux.

Seuils retenus :

- **35 %** : Au-delà de 35 % de tamisât à 80 μ m, les sols ont un comportement assimilable à celui de leur fraction fine.
- **12 %** : C'est le seuil conventionnel permettant d'établir une distinction entre les matériaux sableux et graveleux pauvres ou riches en fines.
- **tamisât à 2 mm** : Permet la distinction entre les sols à tendance sableuse et les sols à tendance graveleuse.

II.3.2.2- L'indice de plasticité I_p : Ce paramètre caractérise l'argilosité des sols.

Seuils retenus :

- **12** : Limite supérieure des sols faiblement argileux.
- **25** : Limite supérieure des sols moyennement argileux.
- **40** : Limite entre sols argileux et très argileux.

II.3.2.3- La valeur de bleu de méthylène VBS :

Il s'agit d'un autre paramètre permettant de caractériser l'argilosité (ou la propreté) du sol.

On détermine la VBS (valeur de bleu du sol) à partir de l'essai au bleu de méthylène à la tache sur une fraction **0/2 mm**. La valeur trouvée est rapportée à la fraction **0/50 mm** par une règle de proportionnalité.

Seuils retenus :

- **0,1** : Seuil en dessous duquel on peut considérer que le sol est insensible à l'eau. Ce critère doit cependant être complété par la vérification du tamisat à **80 μm** qui doit être $\leq 12 \%$.
- **0,2** : Seuil au-dessus duquel apparaît à coup sûr la sensibilité à l'eau.
- **1,5** : Seuil distinguant les sols sablo-limoneux des sols sablo-argileux.
- **2,5** : Seuil distinguant les sols limoneux peu plastiques des sols limoneux de plasticité moyenne.
- **6** : Seuil distinguant les sols limoneux des sols argileux.
- **8** : Seuil distinguant les sols argileux des sols très argileux.[3]

I.3.2.4- Paramètres de comportement mécanique :

L'introduction dans la classification de ces paramètres résulte du fait que des sols de nature comparable peuvent se comporter de manière relativement différente sous l'action des sollicitations subies au cours de leur mise en oeuvre.

Les paramètres de comportement mécanique à prendre en compte dans la classification des sols sont la valeur **LOS ANGELES L_A** , et la valeur **MICRO DEVAL** en présence d'eau **M_{DE}** , ou la valeur de **friabilité des sables F_S** pour les sols sableux [2]

Seuils retenus :

- **45** pour les valeurs **L_A** et **M_{DE}** .
- **60** pour les valeurs **F_S** .

Paramètres d'état :

Il s'agit des paramètres qui ne sont pas propres au sol, mais fonction de l'environnement dans lequel il se trouve.

Pour les sols meubles sensibles à l'eau, le seul paramètre d'état considéré dans la classification est ***l'état hydrique*** : son importance est capitale vis-à-vis de tous les problèmes de remblai et de couche de forme.

- Différents états hydriques considérés :
- L'état très humide (th) : Etat d'humidité très élevé ne permettant plus la réutilisation du sol dans des conditions technico-économiques normales.
- L'état humide (h) : Etat d'humidité élevé autorisant toutefois la réutilisation du sol en prenant des dispositions particulières (aération, traitement, etc...) estimées comme normales dans le contexte technico-commercial actuel.
- L'état d'humidité moyenne (m) : Etat d'humidité optimale (minimum de contraintes pour la mise en oeuvre).

- L'état sec (s) : Etat d'humidité faible mais autorisant encore la mise en oeuvre en prenant des dispositions particulières (arrosage, sur compactage, etc...) estimées comme normales dans le contexte technico-économique actuel.
- L'état très sec (ts) : Etat d'humidité très faible n'autorisant plus la réutilisation du sol dans des conditions technico-économiques normales.

Paramètres utilisés pour caractériser l'état hydrique :

On peut utiliser l'un ou l'autre des trois paramètres suivants :

- La position de la teneur en eau naturelle (ω_n) de la fraction 0/20 du sol par rapport à l'**Optimum Proctor Normal** (ω_{optn}) exprimée par le rapport : W_n
- La position de la teneur en eau naturelle (ω_n) par rapport aux **limites d'Atterberg** (ω_l et ω_p) qui s'exprime par l'indice de consistance (I_c)

$$I_c = \frac{\omega_l - \omega_n}{\omega_l - \omega_p}$$

- L'indice portant immédiat (IPI) qui exprime la valeur du **poinçonnement CBR** mesurée sans surcharges ni immersion sur une éprouvette de sol compacté à l'énergie **Proctor Normal**.

Seuils retenus :

Ils sont détaillés dans les tableaux de la classification des sols figurant au paragraphe suivant.[9]

I.3.3- Tableaux de classification des sols :

Les tableaux ci-après, extraits de la norme **NF P 11-300**, définissent la classification des sols répartis entre 4 classes :

- **Classe A** : sols fins,
- **Classe B** : sols sableux et graveleux avec fines,
- **Classe C** : sols comportant des fines et des gros éléments,
- **Classe D** : sols insensibles à l'eau.

à Normes Consulter :

NF P 11 - 300 : Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières.

NF P 94 - 051 et **052** : Détermination des limites d'Atterberg

NF P 94 - 068 : Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tache.

NF P 94 - 078 : Indice CBR Immédiat, Indice Portant Immédiat, etc...

NF P 94 - 093 : Essai Proctor normal - Essai Proctor modifié.

Classe B (suite)

CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES REMBLAIS

CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES COUCHES DE FORME

Classement selon la nature			Classement selon l'état hydrique		Classement selon le comportement		
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Paramètres d'état	Sous classe fonction de l'état	Paramètres de comportement	sous classe fonction du comportement
D _{max} ≤ 50 mm et Tamisat à 80 µm ≤ 35%	Sols sableux et Graveleux avec fines	tamisat à 80 µm ≤ 12% tamisat à 2 mm ≤ 70% VBS > 0,2 B	Graves Argileuses (peu argileuses)...	IP1 (*) ≤ 7 ou w _n ≥ 1,25 w _{OPN}	B ₄ th	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₄₁ th
				B4 7 < IP1 (*) ≤ 15 ou 1,10 w _{OPN} ≤ w _n < 1,25 w _{OPN} 0,9 w _{OPN} ≤ w _n < 1,10 w _{OPN}	B ₄ h	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₄₂ th
D _{max} ≤ 50 mm et Tamisat à 80 µm ≤ 35%	Sols sableux et Graveleux avec fines	tamisat à 80 µm compris entre 12 et 35% tamisat à 2 mm ≤ 70% VBS < 1,5 (*) ou I _p ≤ 12	Sables et graves très silteux...	IP1 (*) ≤ 5 ou w _n ≥ 1,25 w _{OPN}	B ₅ th	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₅₁ th
				B5 5 < IP1 (*) ≤ 12 ou 1,1 w _{OPN} ≤ w _n < 1,25 w _{OPN} 12 < IP1 (*) ≤ 30 ou 0,9 w _{OPN} ≤ w _n < 1,10 w _{OPN} 0,6 w _{OPN} ≤ w _n < 0,9 w _{OPN}	B ₅ h	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₅₂ th
		tamisat à 80 µm compris entre 12 et 35% VBS > 1,5 (*) ou I _p > 12	Sables et graves argileux à très argileux	w _n < 0,6 w _{OPN}	B ₆ m	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₆₁ m
				B6 IP1 (*) ≤ 4 ou w _n ≥ 1,3 w _{OPN} ou I _c ≤ 0,8 4 < IP1 (*) ≤ 10 ou 0,8 < I _c ≤ 1 ou 1,1 w _{OPN} ≤ w _n < 1,3 w _{OPN} 10 < IP1 ≤ 25 ou 1 < I _c ≤ 1,2 ou 0,9 w _{OPN} ≤ w _n (*) < 1,1 w _{OPN} 0,7 w _{OPN} ≤ w _n (*) < 0,9 w _{OPN} ou 1,2 < I _c ≤ 1,3 w _n (*) < 0,7 w _{OPN} ou I _c > 1,3	B ₆ h	LA > 45 et MDE > 45	B ₆₂ h

(*) Paramètres dont le choix est à privilégier

Tableau.I. 3.3.2 - Classification des sols sableux ou graveleux, avec fines[9]

Classe C **Tableau I.3** - Classification des sols comportant des fines et des gros éléments

Classement selon la nature			Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Classement selon l'état hydrique et le comportement
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification				
		Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm > 60 à 80% et matériaux roulés. La fraction 0/50 est un sol de classe A			C₁A_i Argiles à silex, éboulis, moraines, alluvions grossières...	
D_{max} > 50 mm et tamisat à 80 µm > 12% ou	C Sols comportant des fines et	Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm > 60 à 80% et matériaux roulés. La fraction 0/50 est un sol de classe B			C₁B_i Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, moraines, alluvions grossières...	
si le tamisat à 80 µm ≤ 12% la VBS est > 0,1	des gros éléments	Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm ≤ 60 à 80% . La fraction 0/50 est un sol de classe A			C₂A_i Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, biefs à silex...	
	Master structure	Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm ≤ 60 à 80% . La fraction 0/50 est un sol de classe B			C₂B_i Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, biefs à silex...	

Le sous-classement, en fonction de l'état hydrique et du comportement des sols de cette classe, s'établit en considérant celui de leur fraction **0/50 mm** qui peut être un sol de la classe **A** ou de la classe **B**
 * 1^{er} exemple : un sol désigné **C₁A₂h** est un sol qui est :
 ● soit entièrement roulé,
 ● soit entièrement ou partiellement anguleux; sa fraction **0/50**

représente plus de **60 à 80%** de la totalité du matériau.
 Dans les deux cas, sa fraction **0/50 mm** appartient à la classe **A₂** avec un état hydrique **h**.
 * 2^{ème} exemple : un sol désigné **C₁B₄₂m** est un sol qui est :
 ● entièrement ou partiellement anguleux; sa fraction **0/50 mm** représente moins de **60 à 80%** de la totalité du matériau.

La fraction **0/50 mm** est un sol de la classe **B₄₂** se trouvant dans un état hydrique **m**.
 Les différents sous-classes composant la classe **C** sont :

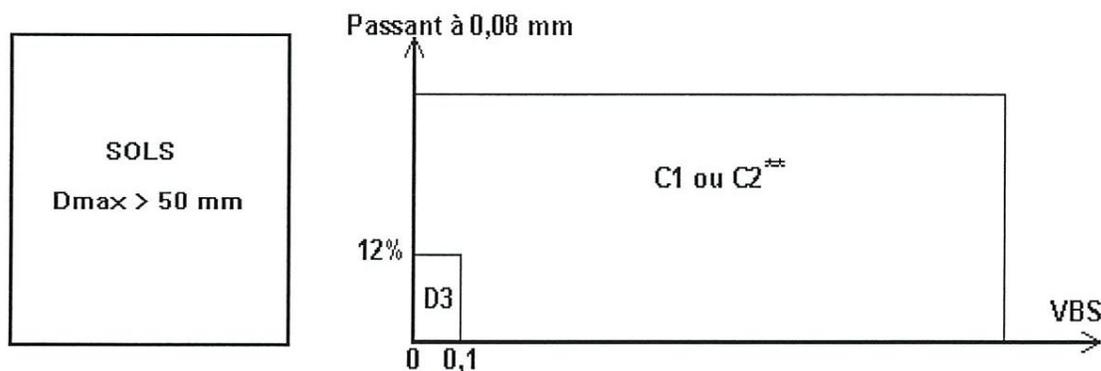
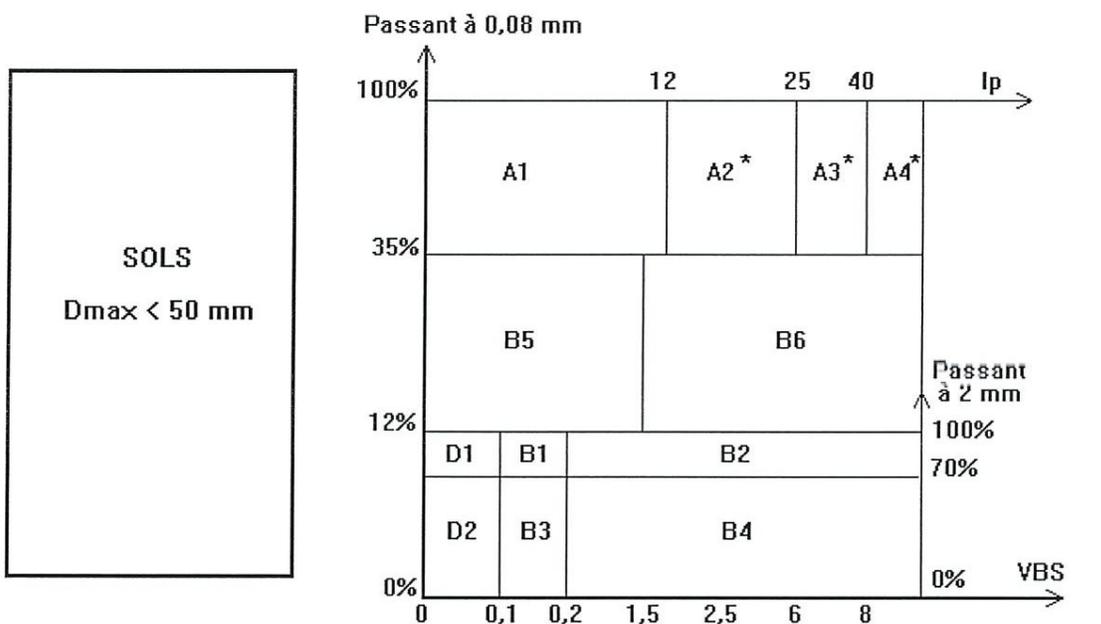
Classe D **Tableau 4 - Classification des sols insensibles à l'eau[4]**

CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES REMBLAIS

C L A S S I F I C A T I O N A U T I L I S E R P O U R L E S C O U C H E S D E F O R M E

Classement selon la nature			Classement selon l'état hydrique		
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Valeurs seuils retenues	Sous classe
VBS ≤ 0,1 et tamisat à	D	Dmax ≤ 50 mm Et tamisat à 2 mm > 70%	D ₁ Sables alluvionnaires propres, sables de dune...	FS ≤ 60	D ₁₁
		Dmax ≤ 50 mm Et tamisat à 2 mm ≤ 70%	D ₂ Graves alluvionnaires propres, sables...	FS > 60	D ₁₂
80 µm ≤ 12%	à l'eau	Dmax > 50 mm	D ₃ Graves alluvionnaires grossières propres, dépôts glaciaires,...	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	D ₂₁
				LA > 45 et MDE > 45	D ₂₂
				<p>Matériaux insensibles à l'eau; mais leur emploi en couche de forme nécessite la mesure de leur résistance mécanique (Los Angelès - LA - et/ou Micro Deval en présence d'eau - MDE -) ou Friabilité des sables (FS).</p>	

I.3.3-Tableau synoptique de classification des matériaux selon leur nature



MATERIAUX ROCHEUX	Roches Sédimentaires	Roches carbonatées	Craies	R1
			Calcaires	R2
		Roches argileuses	Marnes, argilites, pélites...	R3
		Roches siliceuses	Grès, poudingues, brèches...	R4
		Roches salines	Sel gemme, gypse	R5
	Roches magmatiques et métamorphiques	Granites, basaltes, andésites..., gneiss..., schistes métamorphiques et ardoisiers...		R6
MATERIAUX PARTICULIE RS	Sols organiques, sous-produits industriels			F

- Matériaux pour lesquels la mesure de l' I_p est à retenir comme base de classement. Pour les autres matériaux on utilisera la **VBS**.
- C1 : matériaux roulés et matériaux anguleux peu charpentés ($0/50 > 60$ à 80%)[4]
- C2 : matériaux anguleux très charpentés ($0/50 \leq 60$ à 80%)

I.4-ANALYSE GRANULOMETRIQUE D'UN SOL :

I.4.1-DEFINITION :

Il s'agit de déterminer la répartition en poids des grains du sol suivant leur analyse granulométrique.

On distinguera les particules pouvant être séparées par tamisage ($d < 0,08 \text{ mm}$) et les particules fines pour lesquelles le tamisage est impossible. On a alors recours à l'essai de sédimentométrie.

I.4.2-Analyse granulométrique :

L'essai s'effectue sur le matériau à la teneur en eau à laquelle il se trouve, afin d'éviter un risque de perte d'éléments fins du matériau, etc...

Il faut préparer 2 échantillons :

- L'un de masse M_{1h} pour déterminer la masse sèche de l'échantillon soumis à l'analyse granulométrique,
- L'autre de masse M_h pour effectuer cette analyse.

I.4.3.Détermination de la masse sèche de l'échantillon :

- Pesée de l'échantillon M_{1h} ,
- Séchage à l'étuve, sur plaque chauffante ou au four,
- Pesée de l'échantillon sec : M_{1s}
- La masse sèche M_s de l'échantillon soumis à l'analyse granulométrique est calculée de

la manière suivante :

$$M_s = \frac{M_{1s}}{M_{1h}} * M_h$$

I.4.4. Lavage de l'échantillon :

- L'échantillon humide est versé sur un ou plusieurs tamis de décharge, protégeant le tamis de lavage.
- La maille du tamis de lavage correspond à la plus petite maille de la colonne utilisée pour l'analyse granulométrique, soit le tamis de **0.080 mm**.
- On lave le matériau, en veillant à ce que l'eau ne déborde pas du tamis de lavage.[3]
- Le tamisat est en principe éliminé avec les eaux de lavage.
- Le refus récupéré est séché: soit M_{s1} sa masse [2]

I.4.5. Tamisage de l'échantillon :

- Verser le matériau lavé et séché dans la colonne de tamis. Cette colonne est constituée par l'emboîtement des tamis, en les classant de haut en bas dans l'ordre de mailles décroissantes, et en ajoutant un fond plein et un couvercle.
- Agiter manuellement ou mécaniquement cette colonne, puis reprendre un à un les tamis en adaptant un fond et un couvercle. Agiter chaque tamis.
- Verser le tamisat recueilli sur le fond sur le tamis immédiatement inférieur.

I.4.6. Pesées :

- Peser le refus du tamis ayant la plus grande maille: soit R_1 la masse de ce refus.
- Ajouter le refus obtenu sur le tamis immédiatement inférieur. Soit R_2 la masse du refus cumulé.
- Poursuivre la même opération avec tous les tamis de la colonne pour obtenir les masses des différents refus cumulés[8]
- Peser le tamisat sur le fond. Soit T_n sa masse.

I.4.7- Calculs :

- Les résultats sont portés sur une feuille d'essai.
- Les masses des différents refus cumulés R_i sont rapportées à la masse totale de l'échantillon pour essai sec M_s .
- Les pourcentages de refus cumulés obtenus sont inscrits sur la feuille d'essai.

$$\frac{R_i}{M_s} * 100$$

- Les pourcentages de tamisats correspondants sont égaux à :

$$100 - \left\{ \frac{R_i}{M_s} * 100 \right\}$$

I.4.8-Tracé de la courbe granulométrique :

Il suffit de porter les divers pourcentages des tamisats ou des différents refus cumulés sur une feuille semi-logarithmique :

- **en abscisse** : les dimensions des mailles, échelle logarithmique
- **en ordonnée** : les pourcentages sur une échelle arithmétique.

La courbe doit être tracée de manière continue et peut ne pas passer par tous les points

I.4.8.1-Interprétation des courbes :

La forme de la courbe granulométrique obtenue apporte les renseignements suivants :

- La dimension **D** du plus gros granulat,
- La plus ou moins grande proportion d'éléments fins,
- la continuité ou la discontinuité de la granularité.

Soit **D_x** le diamètre correspondant au pourcentage **x %**. On définit :

- L'étalement de la granulométrie par le *coefficient d'uniformité de HAZEN*.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} + \frac{x^2}{2!}$$

Pour **C_u** < 2 : granulométrie uniforme

Pour **C_u** > 2 : granulométrie étalée

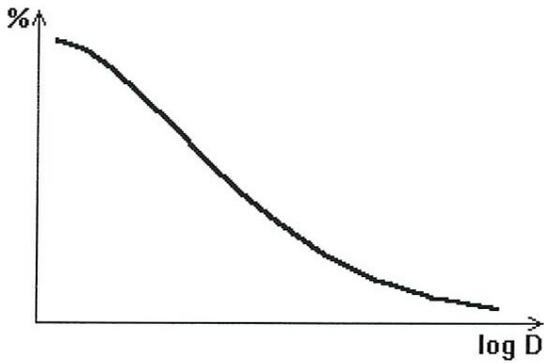
- Le coefficient de courbure :

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}}$$

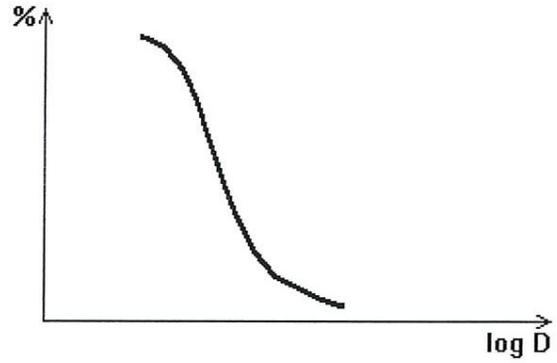
I.4.8.2NORME A CONSULTER :

NF P 94-056 : Sols : reconnaissances et essais - Analyse granulométrique d'un sol - Méthode par tamisage.

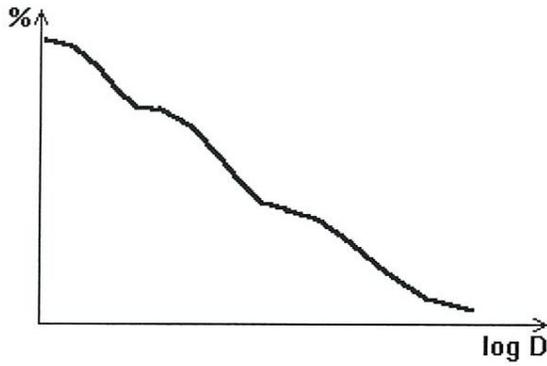
Selon la forme de la courbe, on dira que la granulométrie est :



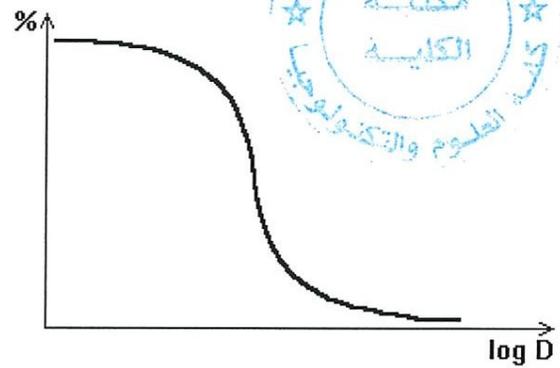
la courbe I.1-
granulométrie continue [3]



La courbe.I.2
granulométrie discontinue [3]



la courbe .I.3
granulométrie bien graduée [3]



la courbe .I.4
granulométrie mal graduée [3]



Chapitre II
Matériaux
de construction

CHAPITRE

II Matériaux de construction

SOMMAIRE

II.1	
Béton	20
II.1.1 Définition	20
II.1.2. Les avantages du béton	20
II.1.3 Les inconvénients du béton	20
II.2 Caractéristiques des matériaux	21
II.2.1 Le Béton	21
II.2.1.1 Matière constitutives du Béton	21
II.2.1.2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton	21
II.2.1.2.1 Masse volumique	21
II.2.1.2.2 Résistance caractéristique	21
II.2.1.2.3 Contraintes limites	21
II.2.1.2.4 Module de déformation longitudinale du béton	21
II.2.1.2.5 Coefficient de poisson	22
II.2.3 La Acier	23
II.2.2.1 Contrainte limite de l'acier	24
II.2.2.1.1 Contrainte à l'ELU	24
II.2.2.1.2 Contrainte à ELS	25
II.2.2.1.3 Coefficient d'équivalence	25

II.1- le Béton :

II.1.1- Définition :

On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant) en faible quantité (plastifiant, antigel, accélérateur), tous dosés dans des proportions convenables pour obtenir une consistance convenables et les qualités requises selon la destination du béton . Ce mélange fait prise (ce solidifie) puis durcit (il devient résistant).

On appelle le mélange : Ciment, Eau La patte à ciment, et les particules de granulats : agrégat.

Généralement pour 1m^3 de béton on a :

800 L de sables.

400 L de gravillon.

350 L de ciment.

200 L d'eau de gâchage.

▪ Il est dosé à $350\text{ Kg} / \text{m}^3$ de ciment CPJ 42,5

II.1.2- Les avantage du béton :

- La souplesse de la forme.
- La simplicité de mise en œuvre.
- La résistance élevée à la compression.
- L'imperméabilité et l'absence de réaction chimique sur les aciers

II.1.3- Les inconvénients du béton :

- Le vieillissement.
- L'aspect peu esthétique des surfaces qui nécessite un traitement extérieur.
- La résistance pratiquement nulle à la traction.

Le béton utilisé dans notre construction est conforme à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie [4].

II.2- Caractéristiques des matériaux :

Le matériel essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

II.2.1- Le Béton

II.2.1.1- Matières constitutives du béton:

La composition courante pour 1 m³ de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment de CPJ de classe 42,5
- 400 L de sable $D_s < 5 \text{ mm}$.
- 800 L de gravillon $5 \text{ mm} < D_g < 25 \text{ mm}$.
- 200 L d'eau de gâchage.

II.2.1.2- Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:

II.2.1.2.1-Masse volumique :

Pour le béton non armé, elle est prise dans notre présente étude égale à 2.5 t/m³.

II.2.1.2.2- Résistances caractéristiques :

Compte tenu de la durée des réactions chimiques qui est de 28 jours (réaction achevée à 90%), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction dite f_{t28} et à la compression notée f_{c28} par des essais ; on a été amené à se fixer une valeur de 25 MPa pour f_{c28} , et par conséquent : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$.

Un contrôle régulier sur chantier est exigé.

II.2.1.2.3- Contraintes limites :

1) à l'ELU :

Est notée f_{bu} tel que : $f_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{c28}$

Avec : $\gamma_b = 1,15$ en cas de situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,50$ en cas de situation durable ou transitoire.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton. [1]

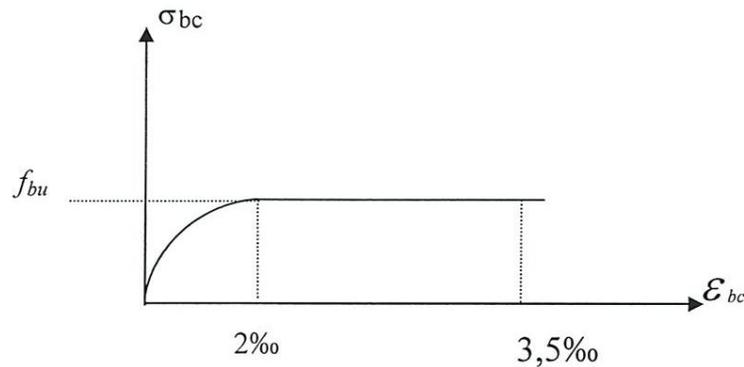


Figure II-1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU. [1]

2) à l'ELS :

Est donné par $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

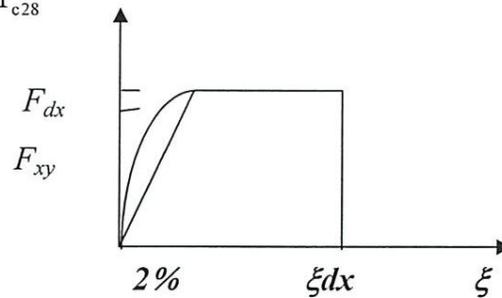


Figure II-2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS. [1]

II.2.1.2.4- Module de déformation longitudinale du béton :

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le **BAEL 91**.

1. Le module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieur à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 1100\sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'ou : } E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

2. Le module de déformation différée : Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ d'ou : } E_{v28} = 10721,4 \text{ MPa}$$

II.2.1.2.5- Coefficient de Poisson:

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "nu". Conformément au règlement **BAEL 91**:

à l'ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré).

II.2.2- La Acier:

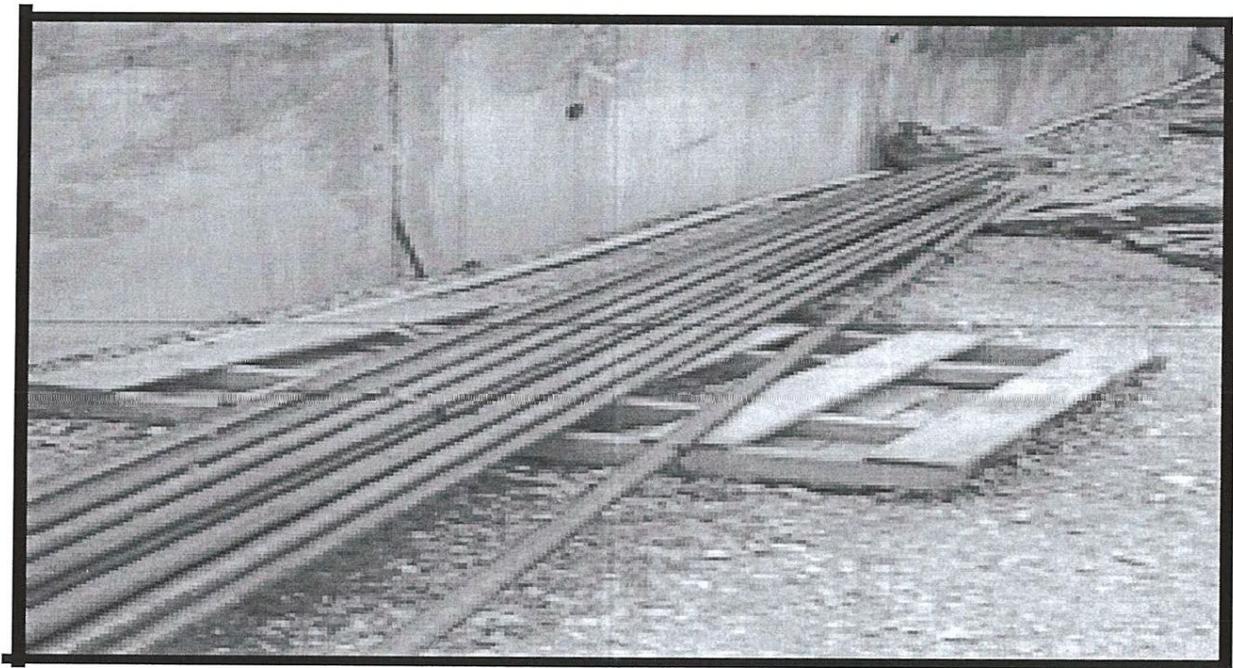


Figure II-3 : Acier HA. [4]

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- ♦ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 ‰ de carbone.
- ♦ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 ‰ de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000$ MPa.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique **fe**.

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Type	Nuance	Limite élastique f_e (MPa)	ε_{es} ‰	Emploi
Barre Haut Adhérence	FeE400	400	1.74	Emploi courant
Rond lisse	FeE220	215	0.935	Emploi courant
	FeE240	235	1.02	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Treillis	$\phi \leq 6\text{mm}$	520	2.261	Treillis soudés uniquement emploi courant
	$\phi > 6\text{mm}$	441	1.917	

Tableau II-1 : Caractéristiques mécaniques des aciers. [6]

II.2.2.1- Contraint limite de l'acier :

II.2.2.1.1- Contrainte à l'ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ε_s : déformation (allongement) relative de l'acier.

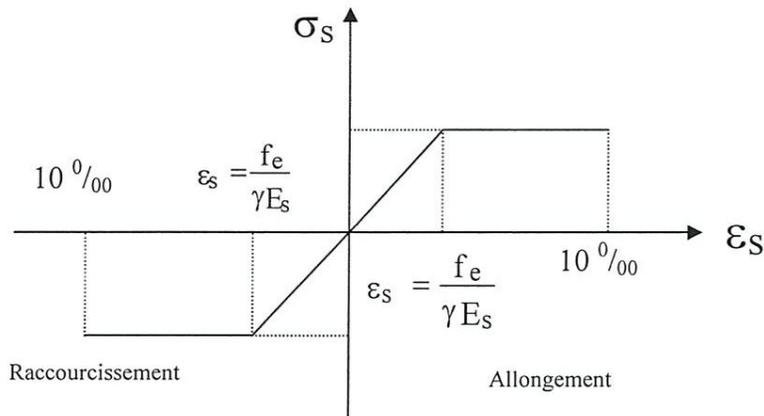
$$\varepsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$$

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles.



FigureII-4: diagramme contraintes déformations

II.2.2.1.2- Contrainte à ELS:

[6]

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3 f_e ; 150\eta)$ (MPa)

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2 f_e ; 110\eta)$ (MPa)

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

II.2.2.1.3- Coefficient d'équivalence:

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport suivant :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.[7]



Chapitre III
Mur
de soutènement

III Mur de soutènement

SOMMAIRE

III.GENERALITES.....	26
III.1INTROUDUCTION.....	26
III.1.2-LES MURS EN BETON ARME	27
III.1.2.1-mur en « T renversé » classique.....	27
III.1.2.2-mur à contreforts.....	30
III.1.2.3-mur divers.....	31
III.2-CALCUL DES POUSSEES SUR UN MUR DE SOUTENEMENT.....	32
III.2.1-PAPPELS THEORIQUES.....	32
III.2.1.1-forces agissantes.....	32
III.2.1.2-hypothèses de calcul.....	33
III.2.1.3-Principe des calculs.....	33
III.2.2-DIAGRAMES DE POUSSEE.....	35
III.2.2.1-Mur en T avec talus incliné infini	35
III.2.2.2-Mur en T avec talus incliné fini	39
III.2.2.3-Mur en T avec une charge uniforme infinie sur le terre-plein.....	40
III.2.2.4-Mur en T avec une charge uniforme finie sur le terre-plein.....	41
III.2.2.5-charge uniforme locale	42
III.2.2.6-nappe aquifère	45

III.2.3-EXEMPLES DE CALCUL DE DETERMINATION DESPOUSSEET.	47
III.2.3.1-Terre-plein horizontal infini non chargé.....	47
III.2.3.2-Terre- plein horizontal infini chargé.....	48
III.2.3.3-Talus incliné fini.....	48
III.2.3.4-Charge uniforme infinie sur le terre-plein.....	50
III.2.3.5-Nappe aquifère	52
III.3 JUSTIFICATION DE LA STABILITE EXTERNE D’UN MUR DE SOUTENEMENT.....	53
III.3.1-REMARQUES PRELIMINAIRES.....	53
III.3.2-COMBINATIONS D’ACTIONS	55
III.3.3-VREIFICATION DU NON-POINCONNEMENT DU TERRAIN D’ASSISE.....	55
III.3.4-VERIFICTION DU NON-GLISSEMENT DU MUR SUR LE TERRAIN D’ASSISE.....	58
III.3.5-VERIFICATION DU NON-BASCULEMENT	60
III.3.6-TASSEMENTS.....	61
III.3.7-GRAND GLISSEMENT	62

❖ III-GÉNÉRALITÉS**III.1- INTRODUCTION**

-Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir les ouvrages de soutènement sont essentiellement employés, soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches, soit en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art. Il existe deux grandes classes d'ouvrages de soutènement :

Les murs de soutènement qui sont composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation. C'est le cas des murs en béton armé en «T renversé» ou des murs-poids, qu'ils soient en maçonnerie (briques, pierres,...) ou formés d'éléments spéciaux (murs Peller, gabions métalliques).

Les écrans de soutènement qui sont composés seulement d'une paroi résistante :

Exemples :

- rideau de palplanches formé de profilés métalliques emboîtés les uns dans les autres et fichés dans le sol,
- paroi moulée en béton armé,
- mur en terre armée avec parement composé d'écailles en béton.

III.1.2-LES MURS EN BÉTON ARMÉ

- Les murs en béton armé peuvent avoir des formes diverses et être réalisés de multiples façons

III.1.2.1 - mur en «T renversé» classique

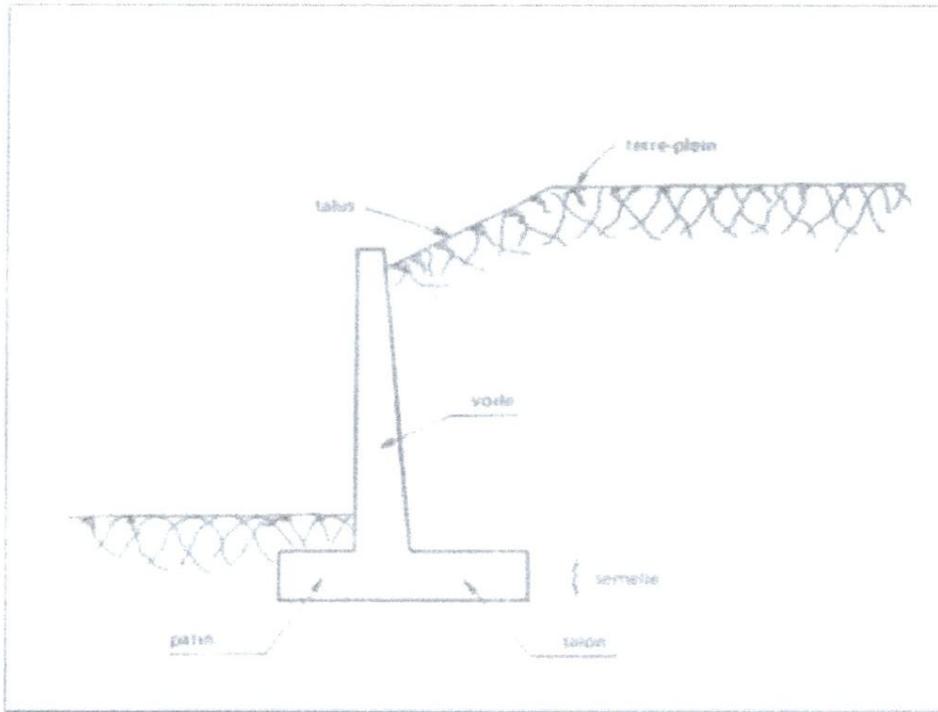


Fig.III.1.2.1-Mur en T renversé classique

-Le mur en «T renversé» est la forme classique pour un mur en béton armé de treillis soudé. Il est économique sans contreforts, tant que sa hauteur n'excède pas 5 à 6 mètres, et peut-être réalisé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées en effet, par rapport à un mur-poids de même hauteur, il engendre des contraintes sur le sol plus faibles pour une même largeur de semelle. Dans le cas de murs en déblai (c'est-à-dire réalisés en terrassant un talus) les limitations de volume de terrassement et les difficultés de tenue provisoire des fouilles obligent à réduire le talon et à augmenter le patin (**fig. III.2**)

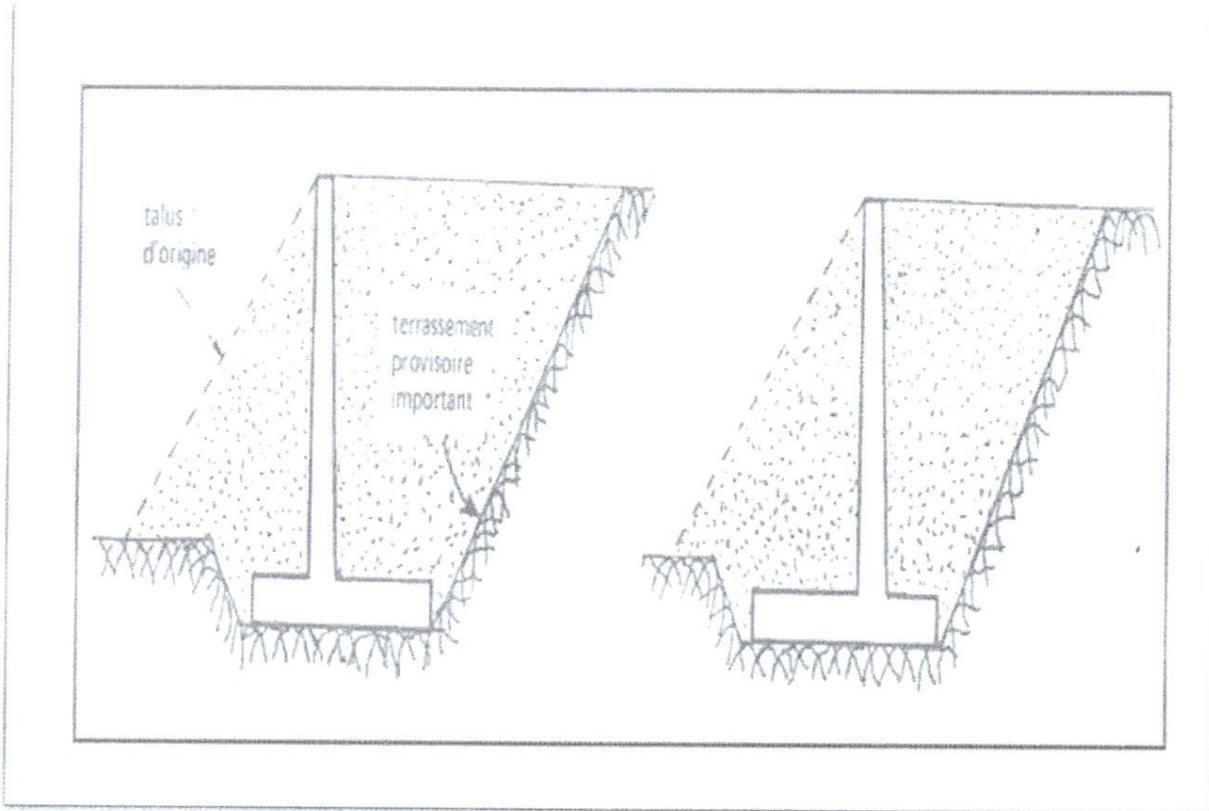


Fig. III.2 : Mur en déblai

-Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une «bêche». Celle-ci peut-être soit à l'avant, soit à l'arrière de la semelle, soit parfois encore en prolongement du voile.

Cette bêche est toujours coulée en «pleine fouille» sans coffrage. Le premier cas (figIII.3) peut paraître intéressant car il permet de mettre la semelle totalement hors gel. Mais à l'ouverture de la fouille de la bêche, il y a un risque de décompression du sol dans la zone où il est le plus sollicité.

De plus, il Ya aussi un risque de voir, après la construction du mur, la butée devant la bêche supprimée par des travaux de terrassement (ouverture d'une tranchée pour pose d'une canalisation par exemple).

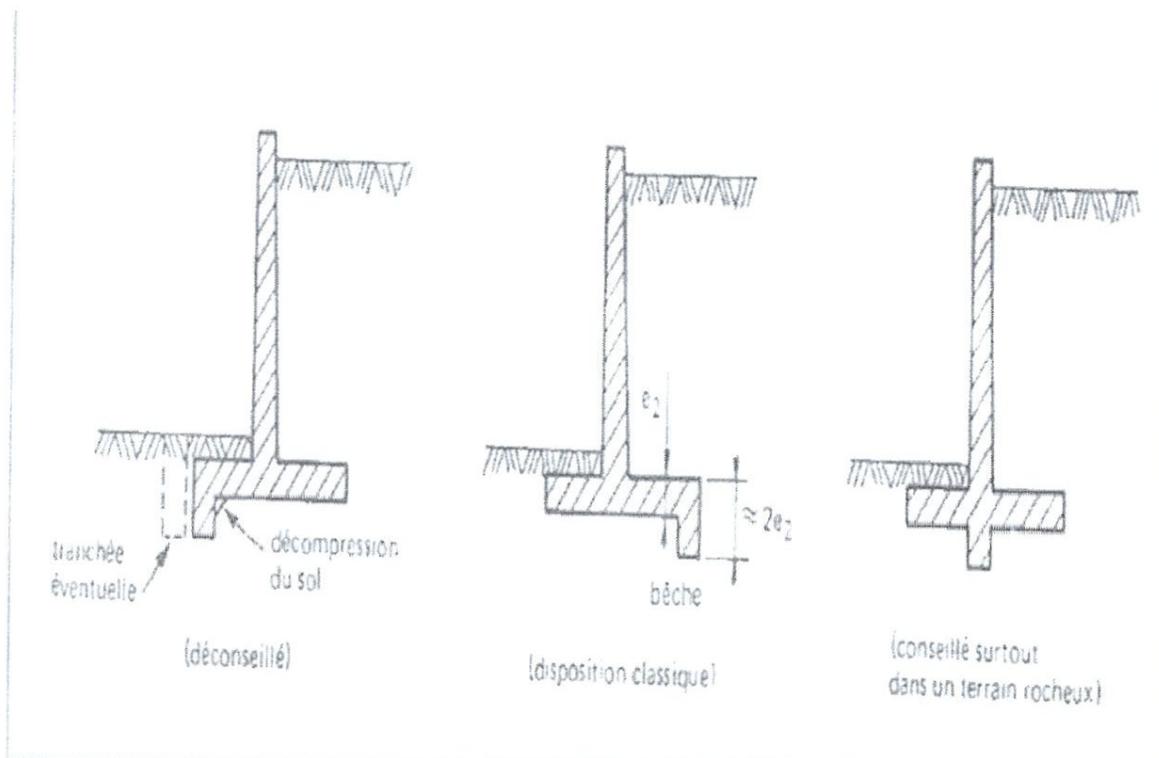


Fig. III.3 : Diverses dispositions de bêches

Le troisième cas (figIII.3) est peu employé. Il est néanmoins très intéressant car il permet de réaliser facilement le ferrailage de l'encastrement du voile sur la semelle en prolongeant dans la bêche les treillis soudés formant armatures en attente.

III.1.2. 2- Mur à contreforts

Lorsque la hauteur du mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient grand. Une première solution consiste à disposer des contreforts dont le but est de raidir le voile.

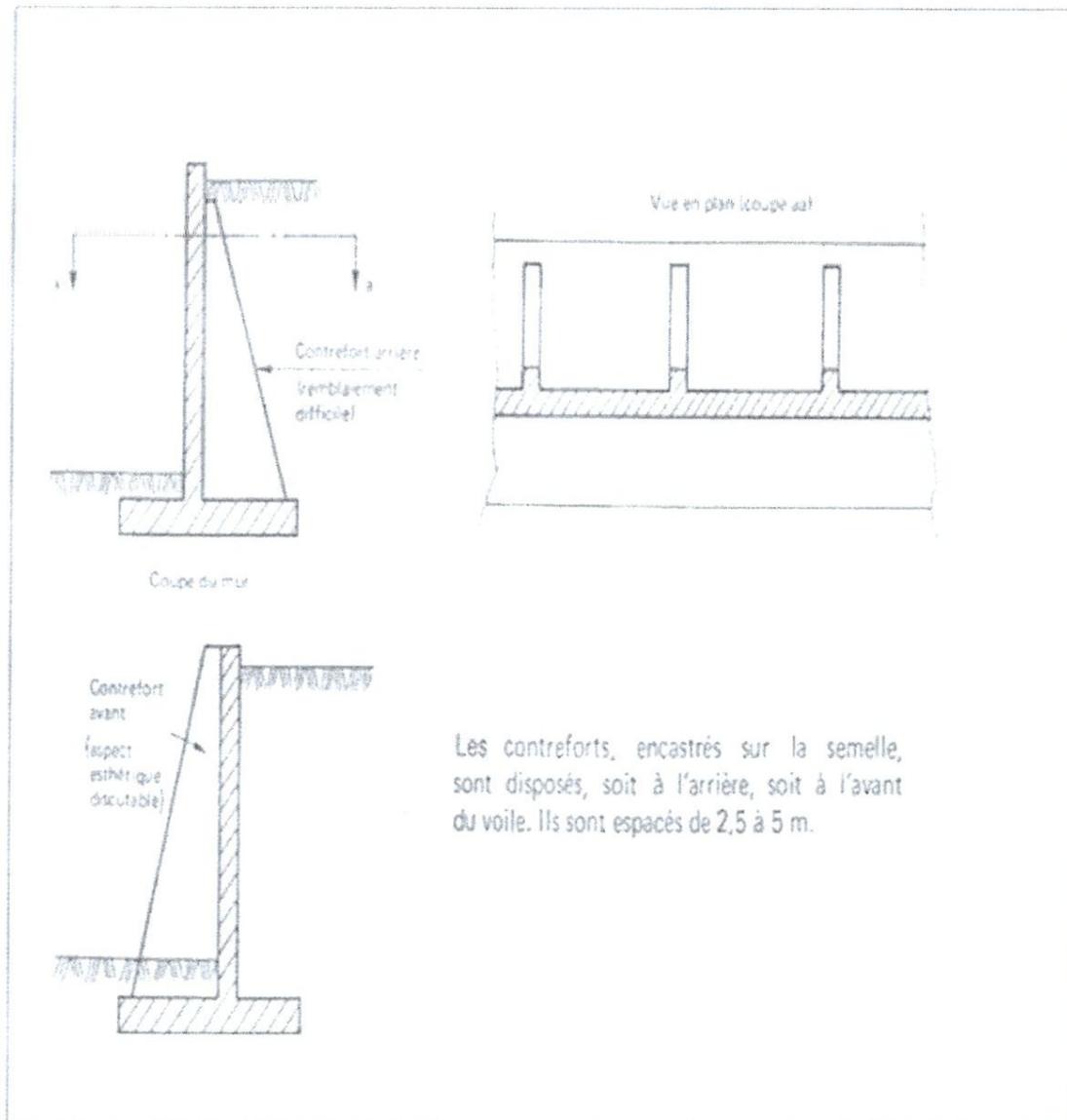
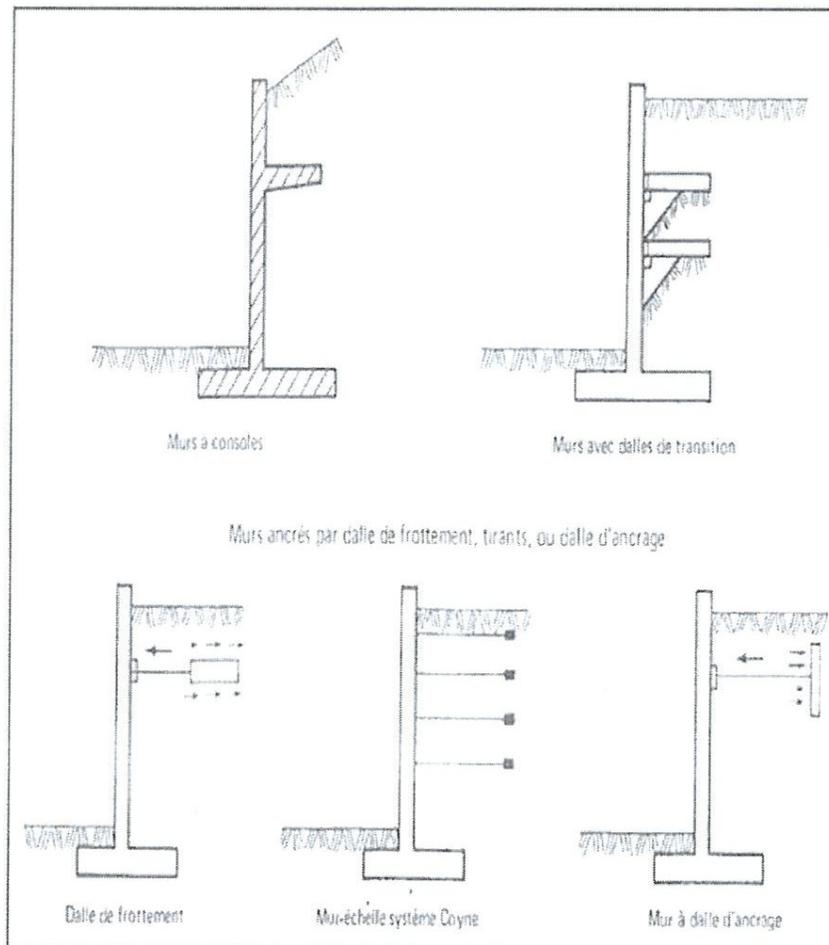


Fig .III.4 : Mur à contreforts

➤ III.1.2.3-Murs divers

-On peut encore adopter d'autres solutions pour limiter les poussées des terres sur le voile des murs, mais elles sont d'un emploi peu fréquent. Ces solutions, certes astucieuses et séduisantes, ont l'inconvénient d'être d'une exécution difficile et de grever le coût du mur, même si l'on économise par ailleurs sur la Matière.

**Fig.III.5 : murs divers**

III.2- CALCUL DES POUSSÉES SUR UN MUR DE SOUTÈNEMENT

-Le présent paragraphe concerne uniquement le principe de calcul des poussées, en partant de caractéristiques du terrain données qui peuvent, selon le type de vérification à produire [voir titres 3 et 4], être des valeurs probables, des valeurs maximales, ou des valeurs minimales.

III.2.1-RAPPELS THEORIQUES

III.2.1.1-forces agissantes

-Les différentes forces qui agissent sur un mur de soutènement en dehors de la présence d'eau sont:

- le poids propre G_0 du mur.
- le poids G_1 des terres surmontant la fondation à l'amont (remblai amont).
- le poids G_2 des terres surmontant la fondation à l'aval (remblai aval).
- la charge d'exploitation Q sur le terre-plein à l'aplomb de la fondation.
- la résultante P_G de la poussée des terres soutenues.
- la résultante P_Q de la poussée due à la charge d'exploitation sur le terre-plein.
- la résultante P_b de la butée du terrain devant le mur.
- la réaction R du sol sous la base du mur.

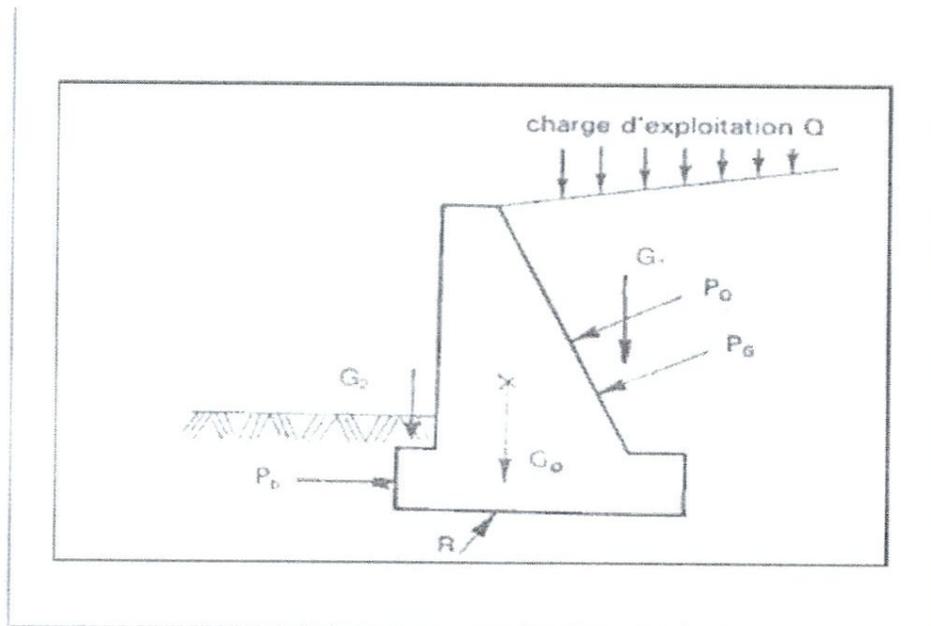


Fig. III.6 : schéma des forces agissantes

-Par sécurité, Par sécurité, il est d'usage de négliger l'action de la butée (P_b) à l'avant d'un mur de soutènement. En effet, les déplacements nécessaires à la mobilisation de la butée sont importants et incompatibles avec l'esthétique et la destination future de l'ouvrage. De plus, la butée peut toujours être supprimée par des travaux de terrassement ultérieurs (pose de canalisations par exemple) comme déjà mentionné en 1.2, 1, fig.III.1 il serait donc dangereux de la prendre en compte dans les calculs.

III.2.1.2- Hypothèses de calcul

-Dans la suite de ce chapitre, les méthodes d'évaluation de la poussée concernent des massifs de sols pulvérulents en effet, toutes les théories ont été établies pour ce type de sol.

Pour un sol cohérent (de cohésion C et d'angle de frottement interne φ), le théorème des états correspondants permet de ramener l'étude de ce type de sol à celui d'un milieu pulvérulent soumis sur son contour à une pression hydrostatique :

$$C \times \cotg \varphi \quad \text{formule [III .1]}$$

Mais l'expérience montre que le rôle de la cohésion, qui varie dans le temps, est mal connu et difficilement mesurable. Le fait de négliger la cohésion allant dans le sens de la sécurité, tous les calculs relatifs aux ouvrages de soutènement seront menés en considérant un sol sans cohésion.

III.2 .1.3. Principe des calculs

a) La poussée unitaire (dimensions d'une pression) qu'exerce sur un écran de poussée (cet écran peut être fictif ou réel, voir paragraphe 2.2.1) en un point M situé à une distance z de l'arête supérieure de l'écran est de la forme :

$$P_{(M)} = k_a \times \gamma \times Z \quad \text{formule [III .2]}$$

Où γ est le poids volumique des terres en arrière de l'écran. k_a est le coefficient de pression active (coefficient de poussée). Ce coefficient dépend (figure III.7) :

- De l'anglet β que fait le talus avec l'horizontale.
- De l'angle λ d'inclinaison de l'écran sur la verticale.
- De l'angle de frottement interne j du terrain situé en arrière de l'écran.
- De l'angle δ d'inclinaison de la poussée unitaire sur la normale à l'écran.

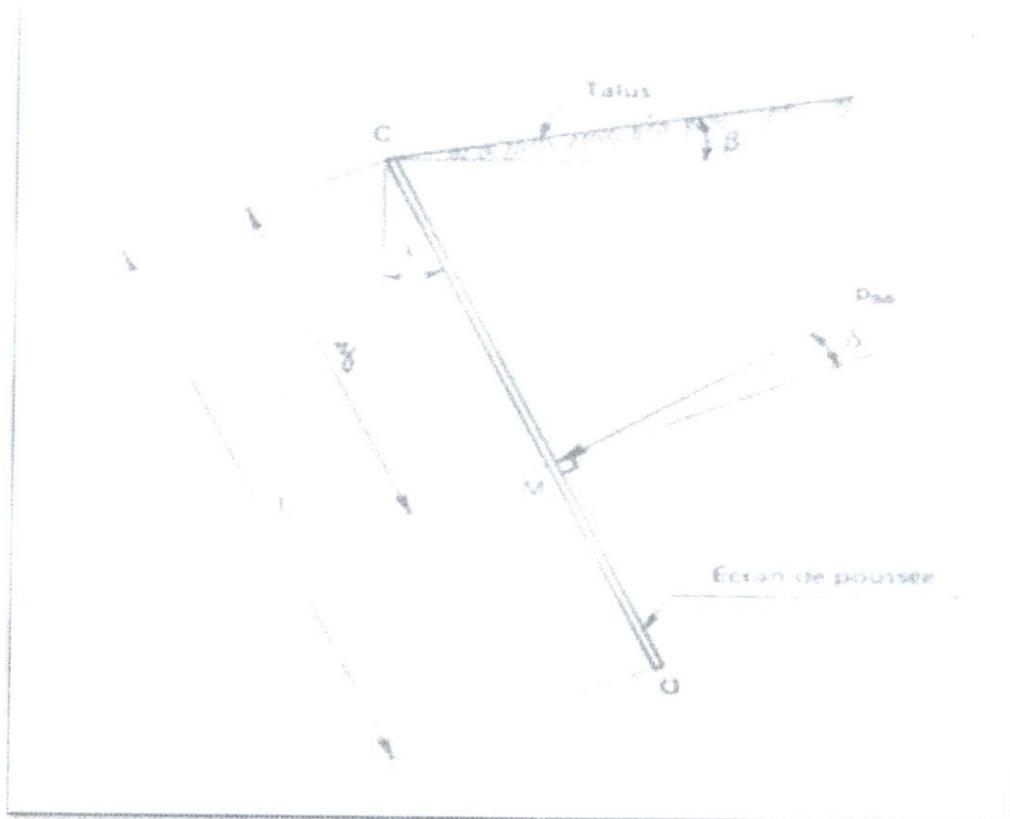


Fig.III.7 : schéma d'un talus

Cet angle δ dépend de l'état de rugosité du parement, Lui-même fonction du type de coffrage utilisé pour la réalisation de l'écran. Par exemple, pour un écran vertical ($\lambda = 0^\circ$) on prend en général :

- $\delta = 2/3 \varphi$ si le parement est **parfaitement lisse** (coffrage métallique ou en contreplaqué) ou dans le cas où le tassement général du mur peut être supérieur à celui du remblai.
- $\delta = \varphi$ pour un **parement rugueux** (coffrage en planche)
- $\delta = \beta$ pour un **écran fictif vertical** (voir § 2.2.1).

La poussée unitaire peut se décomposer en :

✓ **une composante unitaire horizontale**

$$p_{H(M)} = p_{(M)} \times \cos(\lambda + \delta) = k_{aH} \cdot \gamma \cdot z \quad \text{avec } k_{aH} = k_a \cos(\lambda + \delta) \quad \text{Formule [III.3]}$$

✓ **Une composante unitaire verticale**

$$p_{V(M)} = p_{(M)} \times \sin(\lambda + \delta) = k_{aV} \cdot \gamma \cdot z \quad \text{avec } k_{aV} = k_a \sin(\lambda + \delta)$$

On peut représenter la variation de P_H et de P_V en fonction de la cote de profondeur z du point M par deux diagrammes. Si d est constant sur la longueur de l'écran, ces deux diagrammes se déduisent l'un de l'autre par affinité

b) La résultante P_G des poussées unitaires, sur la hauteur « L » de l'écran, s'applique au tiers inférieur du parement avec l'inclinaison δ et l'intensité :

$$P_G = k_a \times \gamma \times \frac{L^2}{2}$$

Formule [III .4]

III.2.2-DIAGRAMMES DE POUSSÉE

III.2.2.1-mur en T avec talus incliné infini

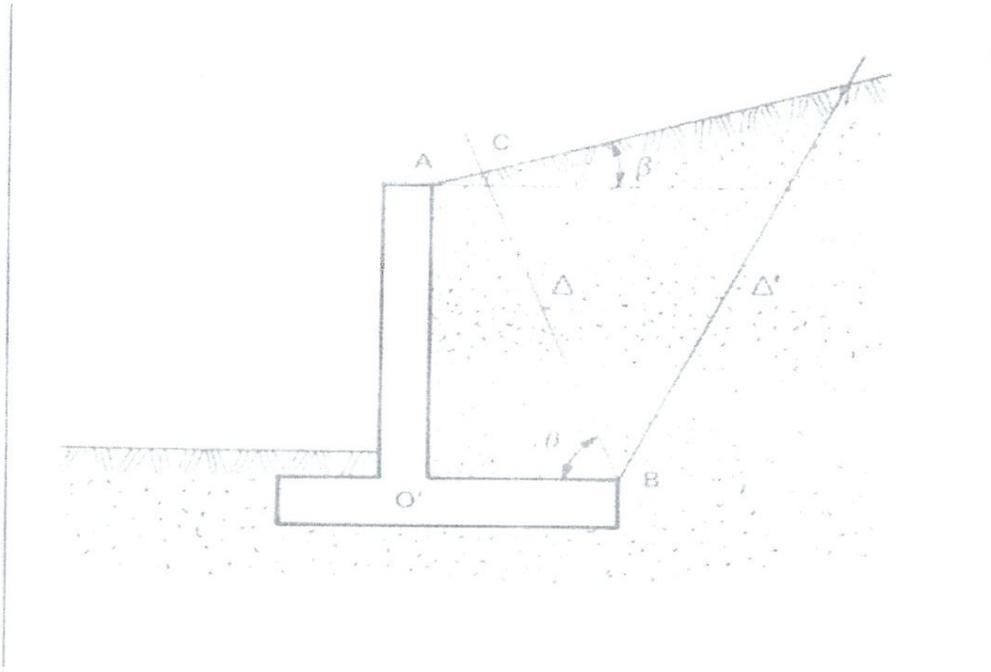


Fig.III.8 : mur en T avec talus incliné infini

Considérons un mur en T en béton armé défini par le schéma ci – contre (fig. III. 8) retenant un sol d'angle de frottement interne ϕ limité par un talus infini, incliné de sur l'horizontale.

Un déplacement dans le sens de l'expansion du remblai fait apparaître deux surfaces de glissement passant par l'arête Du talon. Pour simplifier, on peut admettre que ces surfaces de glissement sont des plans dont les traces sur le plan de la figure sont les deux droites $\Delta\epsilon\Delta'$

⁽¹⁾Dans ce qui suit, par simplification de langage, on appelle « mur en T » un mur en « T renversé ». La théorie du cercle de Moha montre que la droite D est inclinée sur l'horizontale d'un angle θ égal à :

$$\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} + \left(\frac{i - \beta}{2} \right) \text{ avec } \sin i = \frac{\sin \beta}{\sin \varphi}$$

Formule [III .5]

Deux cas sont possibles :

a) La droite coupe le talus au point C (fig. III.9). Dans ce cas, on ne considère que le massif AO'BC est Solidaire du mur.

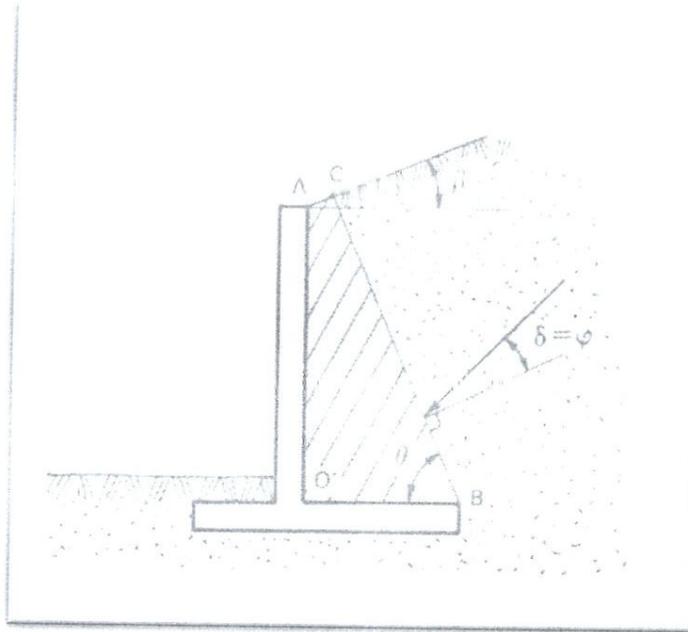


Fig. III.9 : La droite coupe le talus au point C

-La méthode rigoureuse consiste à calculer la poussée sur l'écran fictif BC en prenant le coefficient de poussée donné par les tables de Caquot-Kérisel (voir titre 7).

L'angle d'inclinaison d de la poussée par rapport à la Normale à BC est égal à $\varphi : \delta = \varphi$.

b) La droite coupe la face interne du voile (fig.III.10).

Dans ce cas, la méthode consiste à calculer, à partir des tables de Caquot-Kérisel, la poussée :

- d'une part, sur le segment AC avec une inclinaison sur la normale au voile $\delta = \frac{2}{3} j$ ou j selon l'état de rugosité du parement,
- d'autre part sur le segment CB avec un angle d'inclinaison sur la normale à ce plan égal à φ

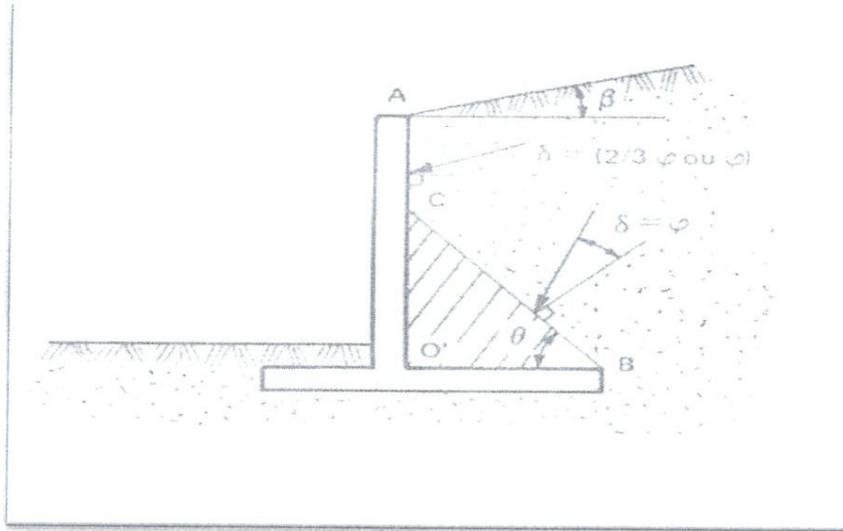


Fig.III.10 : La droite coupe la face interne du voile

-Dans les deux cas mentionnés ci-dessus, le calcul par les Méthodes exposées est fastidieux. Aussi, est-il d'usage de simplifier ces schémas en considérant l'écran fictif vertical passant par l'arête du talon (fig.III.11).

La masse de terre AO'BC comprise entre le parement du voile et ce plan agit uniquement par son poids.

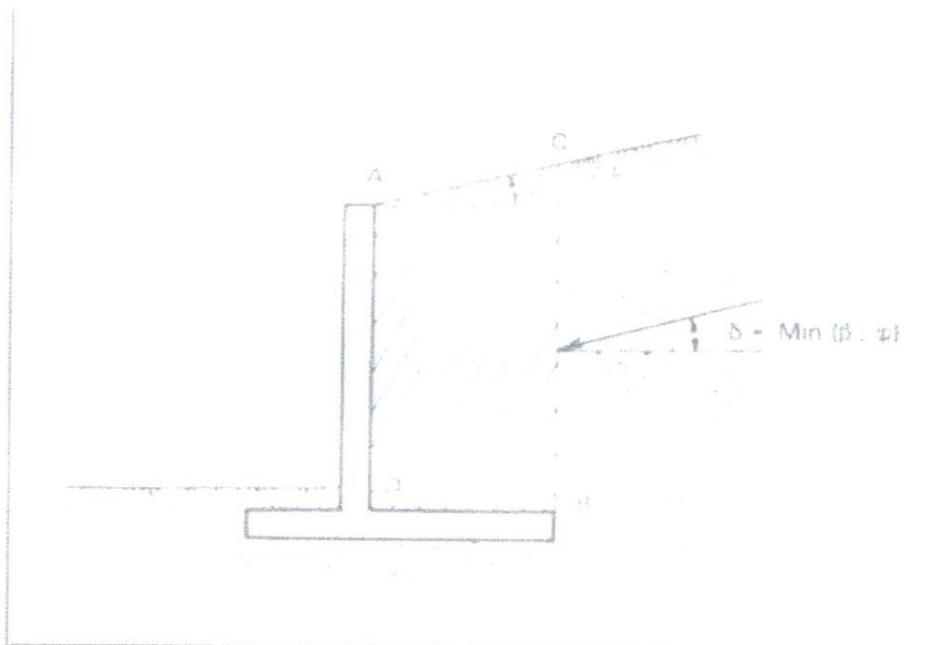


Fig. III.11 : schémas en considérant l'écran fictif vertical

Il est d'usage également de prendre pour l'inclinaison de la poussée, $\delta = \text{Min} [\beta ; \varphi]$

Avec β angle d'inclinaison du talus (prendre $\delta = 0$ va dans le sens de la sécurité).

Le coefficient de poussée s'obtient par les tables de Caquot-Kristel, dont des extraits sont donnés au titre 7, en fonction de :

$$\frac{\beta}{\varphi}, \quad \frac{\delta}{\varphi}, \quad \varphi \quad \text{pour } \lambda = 0^\circ \text{ et } \lambda = 10^\circ.$$

Le diagramme de poussée est du type triangulaire. La poussée s'applique à partir du sommet de l'écran Point C (**figIII.12**).

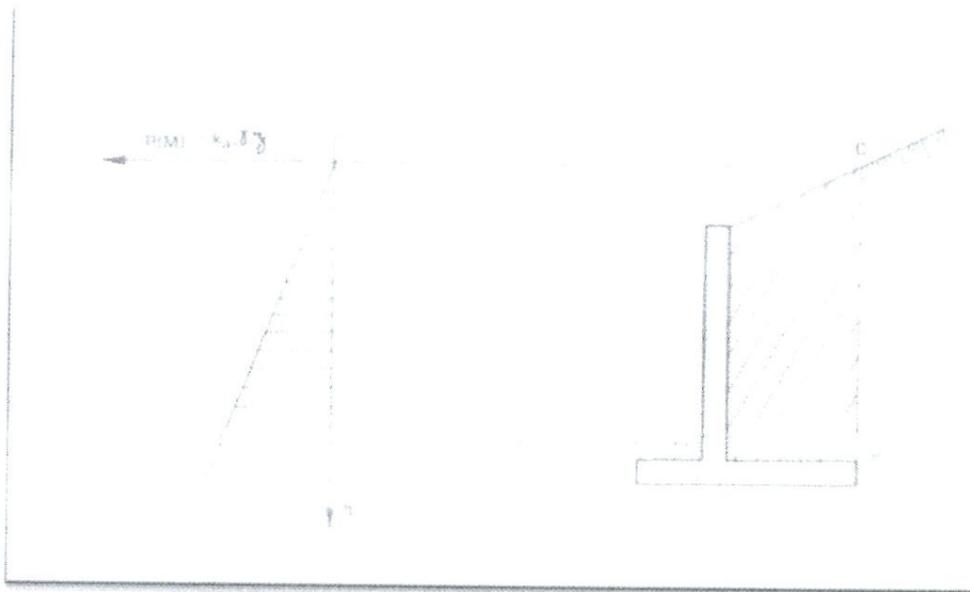


Fig. III.12:Le diagramme de poussée est du type triangulaire

▪ Remarques importantes

1) La méthode qui vient d'être exposée et qui consiste à prendre en compte un écran fictif à partir des plans de glissement est utilisée pour la vérification de la stabilité externe (voir titre 3).

En revanche, pour le calcul de l'état-limite de résistance Interne d'un mur de soutènement (titre 4), il est d'usage de considérer que les poussées s'appliquent directement sur le parement du mur avec un angle d'inclinaison d sur la normale choisie en fonction de la rugosité de ce parement, ou du tassement relatif possible entre le mur et les terres en amont (voir titre 2.1, 3).

2) Les méthodes de détermination de la poussée, en fonction de la géométrie du talus et du terre-plein derrière le mur, qui sont exposées dans la suite de ce chapitre (Titres 2.2, 2 à 2.2, 6) sont reprises du dossier MUR 73 du s'être (voir [5.2])

Elles peuvent parfois sembler un peu théoriques et sujettes à discussion.

Elles ont néanmoins l'avantage de proposer des solutions Simples et réalistes tenant compte de la géométrie arrière des murs. C'est pourquoi nous recommandons leur emploi dans les cas qui sont exposés ci-après.

III.2.2.2-mur en T avec talus incliné fini

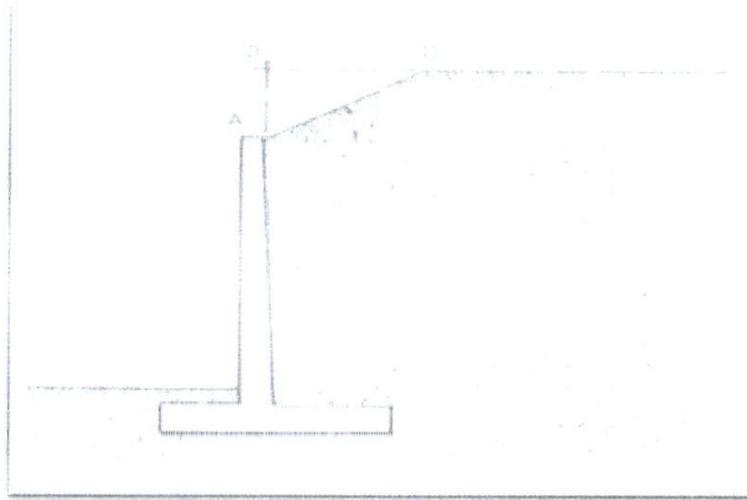


Fig. III.13: Mur en T avec talus incliné fini

-Ce cas est très fréquemment rencontré. Le talus, d'inclinaison δ sur l'horizontale, est limité par un terreplein Horizontal infini. La poussée réelle est définie par deux diagrammes de poussée :

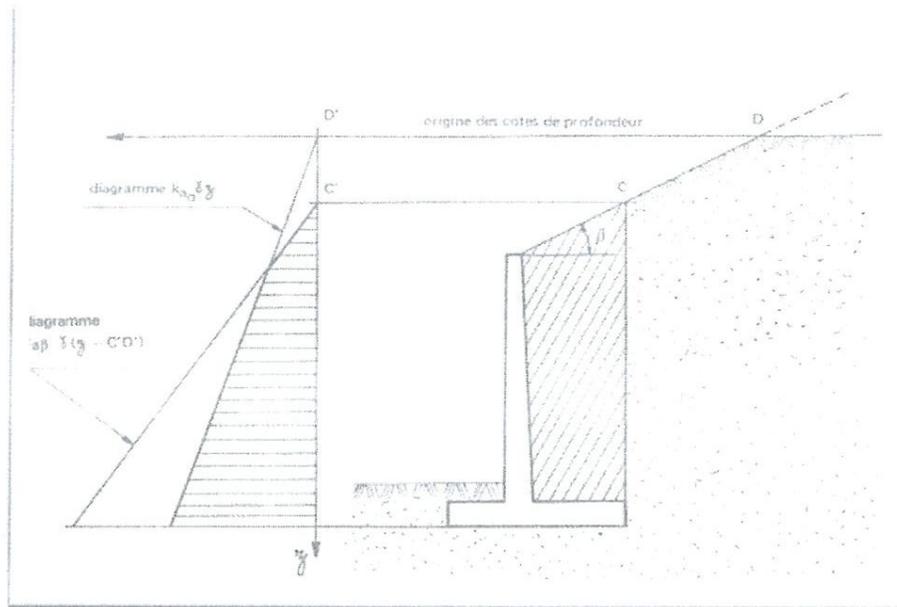
- La poussée due à un remblai horizontal infini passant par

Le point D' : coefficient de poussée K_{a0} ($\beta = 0$).

- La poussée due à un massif limité par un talus infini d'angle β sur l'horizontale : coefficient de poussée. $K_{a\beta}$

Pour la détermination du diagramme des composantes unitaires (horizontale ou verticale) correspondant au cas du mur avec talus incliné fini, on considère que le diagramme de poussée réelle correspond au minimum des deux diagrammes représentés sur la (**fig.III.14**)

La cote du terre-plein est prise comme origine des cotes de Profondeur.



III.2.2.3-mur en T avec une charge uniforme infinie sur le terre-plein

-La théorie de Coulomb montre que l'effet d'une charge uniforme infinie q est le même que celui d'une épaisseur H'' de sol supplémentaire. Si γ est le poids volumique du remblai On a :

$$h'' = \frac{q}{\gamma}$$

Formule [III. 6]

-On admet que la charge se diffuse dans le terrain suivant de directions faisant l'angle ϕ avec l'horizontale. Pour un Mur avec talus fini on obtient ainsi la construction suivante (Fig. III.15) du diagramme de poussée.

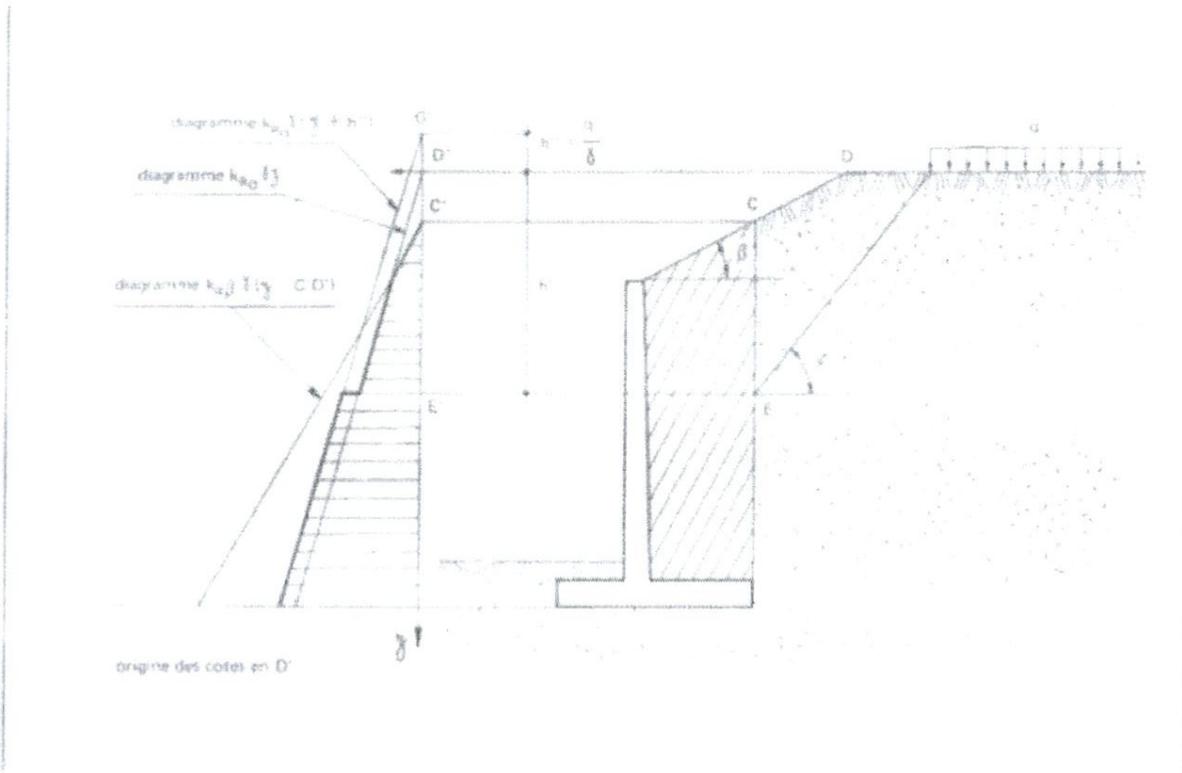


Fig. III.14: mur en T avec une charge uniforme infinie sur le terre-plein

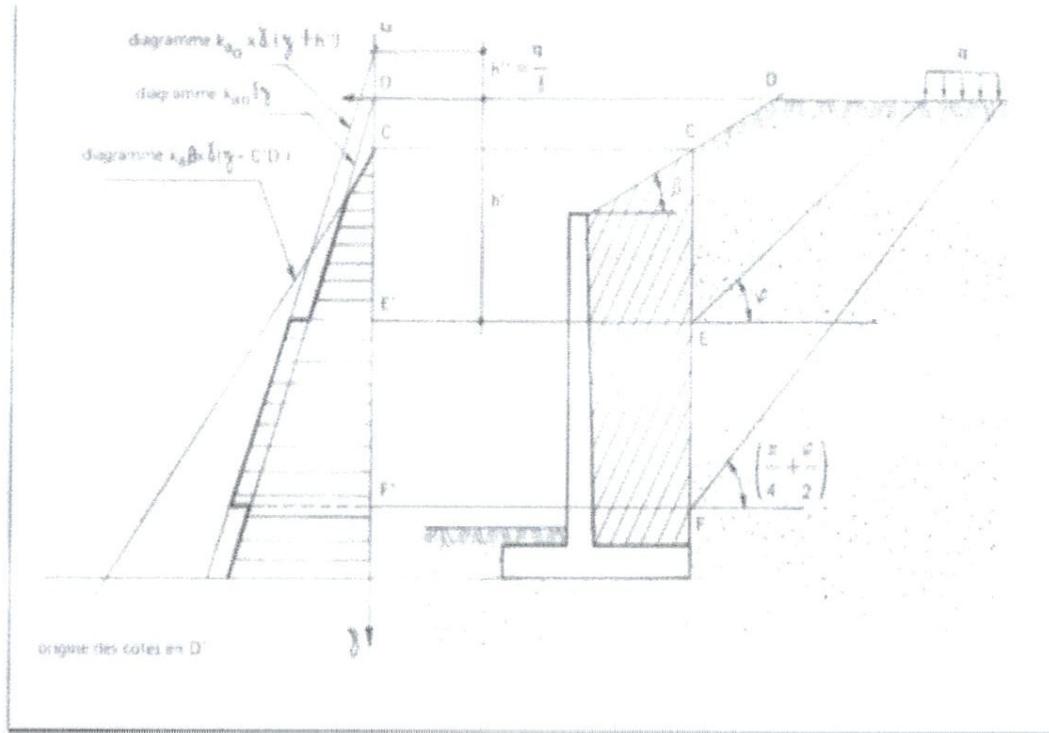
On constate que le diagramme théorique obtenu présente un décrochement. En effet, l'influence de la poussée due à la charge q sur le terre-plein ne se fait «sentir» qu'à partir du point E' .

La prise en compte de la charge q est donc fonction de la distance du bord de la charge à l'écran et de l'angle de frottement interne ϕ du terrain.

III.2.2.4. mur en T avec une charge uniforme finie sur le terre-plein

La construction est identique à celle du paragraphe 2.2,3 ci-dessus. L'effet de la charge d'exploitation est compris entre les deux droites d'influence inclinées sur l'horizontale de j et de

$$\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$$



III.2.2.5-Charge uniforme locale

-Si la distance entre joints verticaux est suffisamment Grande, la présence d'une charge uniforme locale n'est généralement pas déterminante pour la stabilité externe d'un mur de soutènement. En effet l'influence de la charge se répartit sur le Parement, verticalement et Horizontalement entre les joints.

Le rectangle d'impact sur l'écran devenant important, la pression diminue rapidement. en revanche, le cas de murs préfabriqués constitués d'éléments de courtes largeurs sans solidarisation longitudinale requiert un examen attentif.

a) Méthode de KREY

-La méthode de KREY permet de déterminer le supplément de poussées exercées sur le parement par une charge uniforme locale (d'intensité p et de rectangle d'impact $B \times d$) dont le bord le plus proche du parement est à une distance a de celui-ci

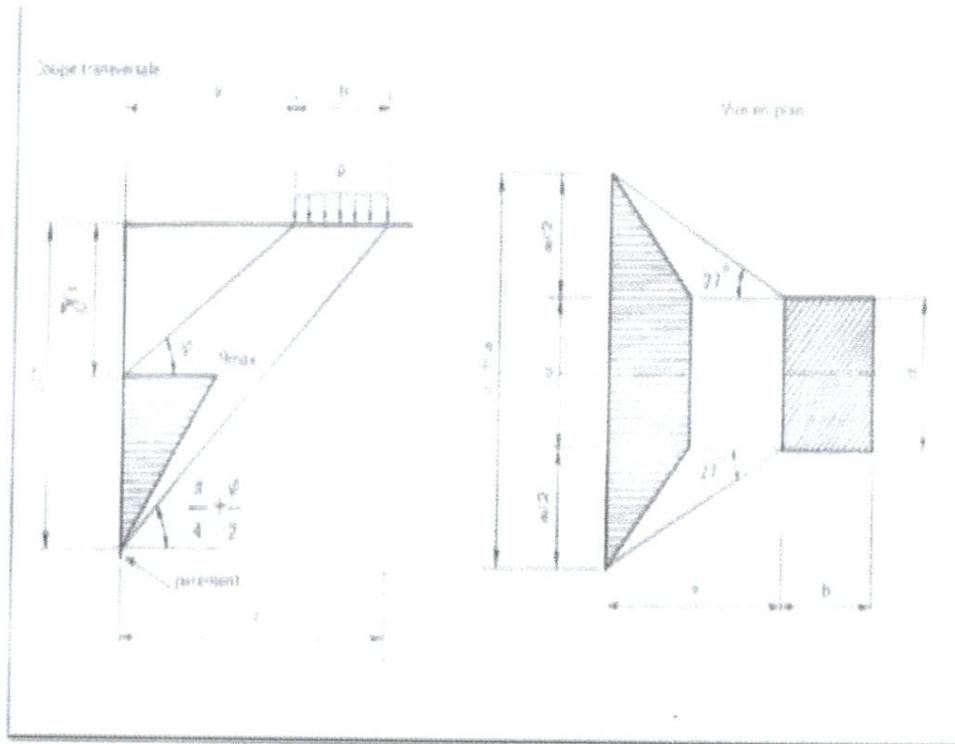


Fig.III.15: Charge uniforme locale

La diffusion de la poussée (voir fig16) se développe dans une zone délimitée par :

· Dans le sens vertical : deux plans passant par les bords parallèles au mur du rectangle « d'impact »

($b \times d$) et inclinés de φ et de $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ sur l'horizontale.

Dans le sens horizontal : deux plans passant par les angles du rectangle d'impact ($b \times d$) les plus, proches du Parement, et correspondant à une diffusion suivant un angle de 27° environ (pente $1/2$);

En considérant les deux épures, on trouve la surface de charge sur le parement :

$(d + a) (\bar{z}_2 - \bar{z}_1)$, avec :

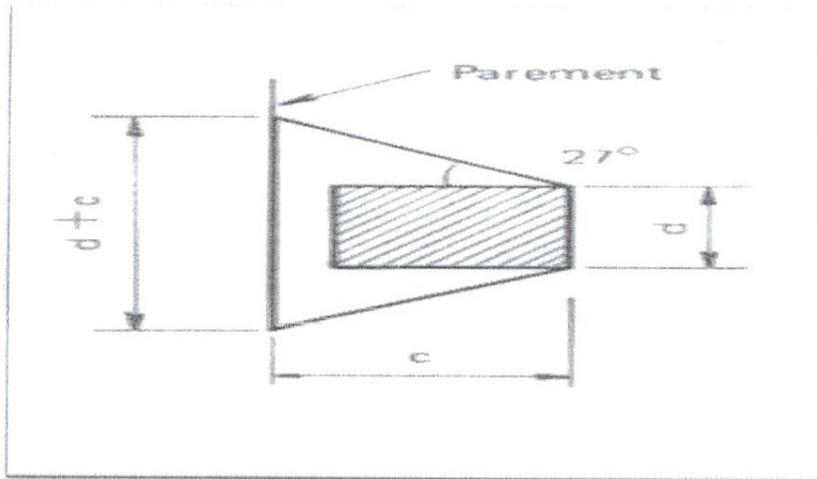
$$\begin{cases} \bar{z}_1 = a \cdot \text{tg } \varphi \\ \bar{z}_2 = c \cdot \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \text{ où } c = a + b \end{cases}$$

$$\text{et } q_{\text{max}} = \frac{4P}{(2d + a) (\bar{z}_2 - \bar{z}_1)} \quad \text{avec } P = p \cdot b \cdot d \cdot \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Formule [III.7]

Remarque

-Cette méthode est théorique et très approximative. Elle peut être utilisée tant que la charge ne s'approche pas trop près de l'écran (b petit devant a). Dans le cas contraire, il est conseillé pour la diffusion horizontale de faire passer les plans verticaux à 27° par l'arrière de la surface de Charge. Cela revient à remplacer a par c = a + b dans la Formule donnant q_{max}

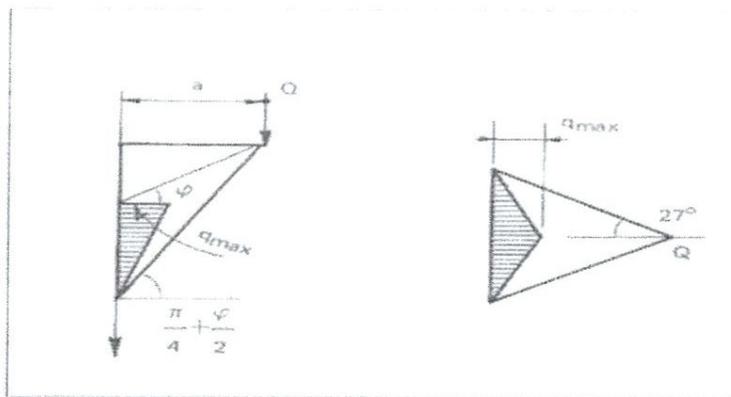


b) Cas particulier d'une charge « ponctuelle » :

Ce cas est celui où la surface d'impact d'une charge (roue de véhicule par exemple) est très petite par rapport aux dimensions du mur .par passage aux limites, la formule 5.7 devient :

$$q_{\max} = \frac{4Q \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{a^2 \left[\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - \operatorname{tg} \varphi \right]}$$

Formule [III .8]



c) Conclusion

Dans les deux cas a et b ci-dessus, l'écran peut être fictif ou réel.

- Si l'on étudie la stabilité externe du mur, le plan de calcul à prendre en compte est l'écran fictif vertical passant par l'arrière du talon.

- Si l'on fait le calcul du voile, le diagramme de poussée qui doit être considéré est celui où l'écran est le parement du mur, ce qui est moins sévère.

· A côté de la méthode de KREY qui donne c) Conclusion dans les deux cas a et b ci-dessus, l'écran peut être fictif ou réel.

- Si l'on étudie la stabilité externe du mur, le plan de calcul à prendre en compte est l'écran fictif vertical passant par l'arrière du talon.

- Si l'on fait le calcul du voile, le diagramme de poussée qui doit être considéré est celui où l'écran est le parement du mur, ce qui est moins sévère.

A côté de la méthode de KREY qui donne des diagrammes de poussée de formes géométriques simples, il existe la méthode de SPANGLER et GERBER, mais elle est d'un emploi plus complexe que celle de KREY .

III.2.2.6-nappe aquifère

-Si le mur n'est pas drainé et maintient un niveau d'eau à l'amont, les calculs doivent tenir compte de la poussée de l'eau.

Dans le cas d'une nappe aquifère de niveau constant, le diagramme des poussées unitaires à partir du niveau supérieur de la nappe est la somme de :

- La poussée hydrostatique $p_h = \gamma_w h_e$ (formule 5.9) avec γ_w poids volumique de l'eau.
- La poussée unitaire du sol de poids volumique apparent égal au poids volumique déjaugé γ'

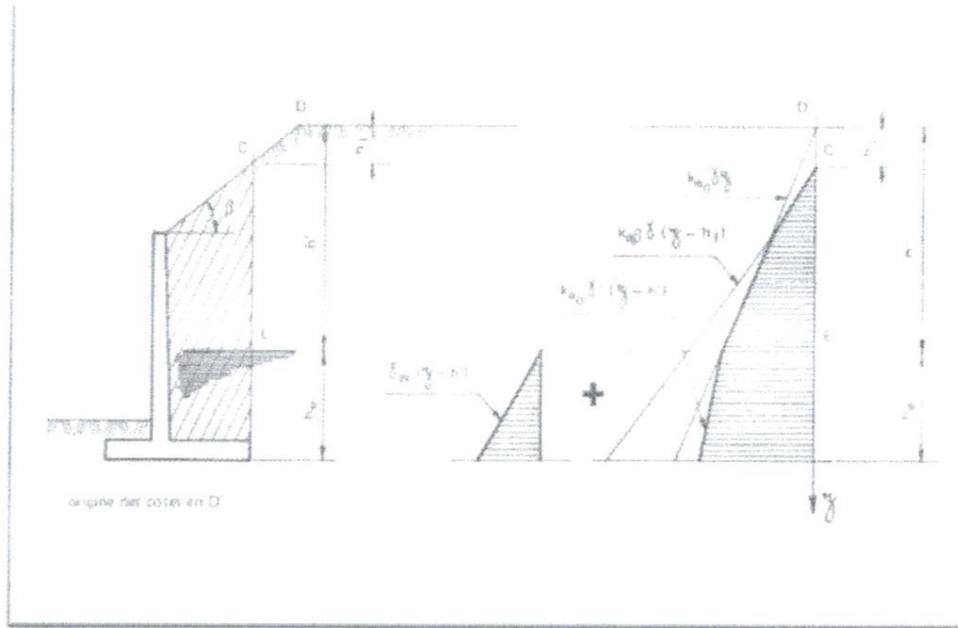


Fig.III.16 : nappe aquifère

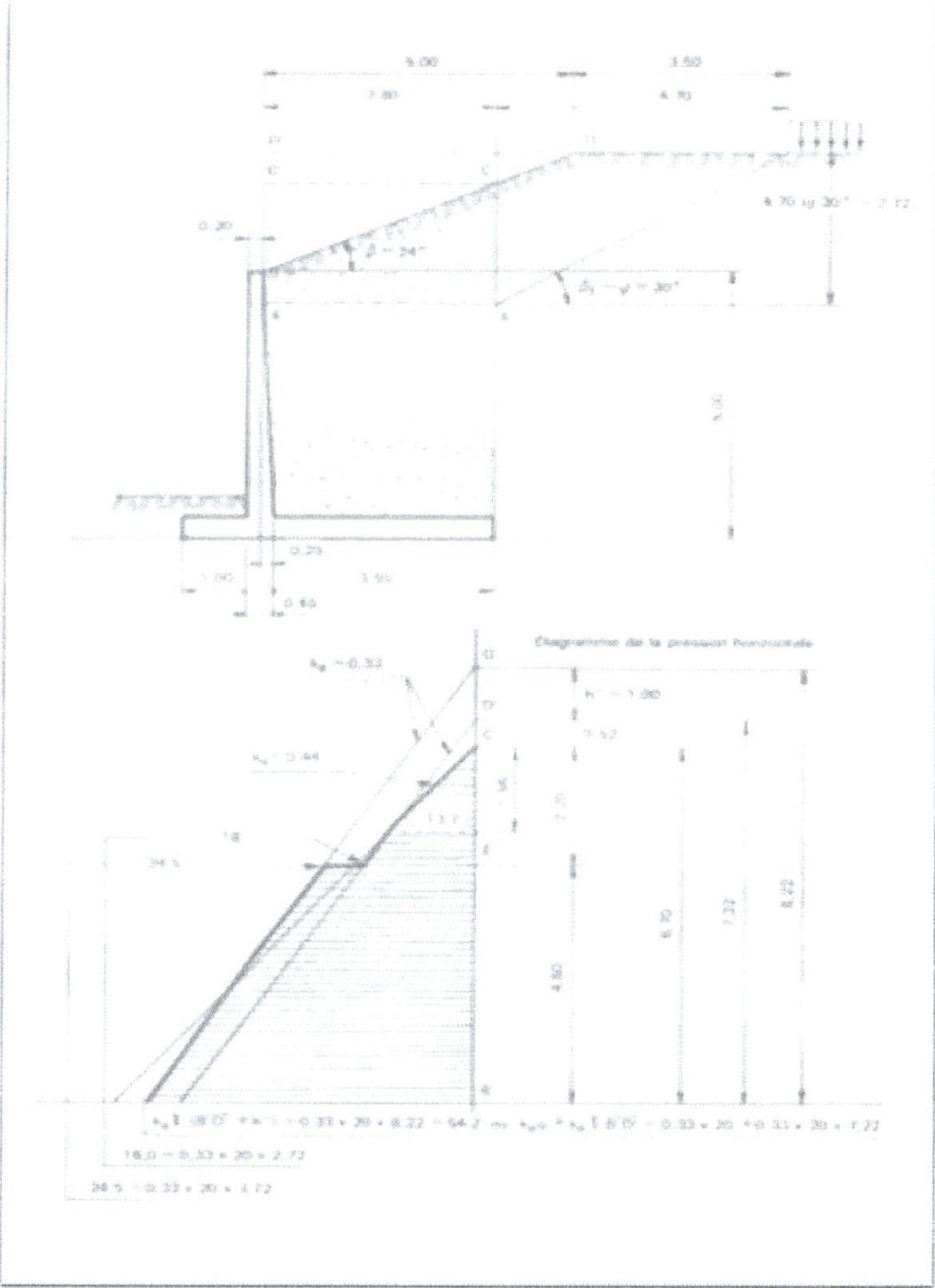
Remarque

-Si la nappe aquifère a un niveau variable, la représentation Précédente doit être adaptée en fonction des Coefficients de pondération des actions.

Pour un mur non drainé, la poussée de l'eau est toujours Perpendiculaire à l'écran.

Lorsque celui-ci est vertical, elle n'intervient donc pas dans Le diagramme des composantes verticales de la poussée. Si le mur est drainé, le calcul doit tenir compte du fait :

- que la nappe n'est pas complètement rabattue au droit du mur
- que le rabattement de la nappe provoque dans le massif une pression de courant inclinée qui s'ajoute à la poussée des terres.



III.2.3.5-Nappe aquifère

-Considérons Le mur étudié en 2.3, mais non drainé, avec en plus une nappe aquifère statique dont le niveau supérieur est à 2 mètres au-dessus du point B.

La (fig.III.18) donne la construction du diagramme des poussées unitaires. Sur les 2 m inférieurs, il faut tenir compte du poids volumique déjaugé et ajouter la poussée hydrostatique (cf. 2.2.).

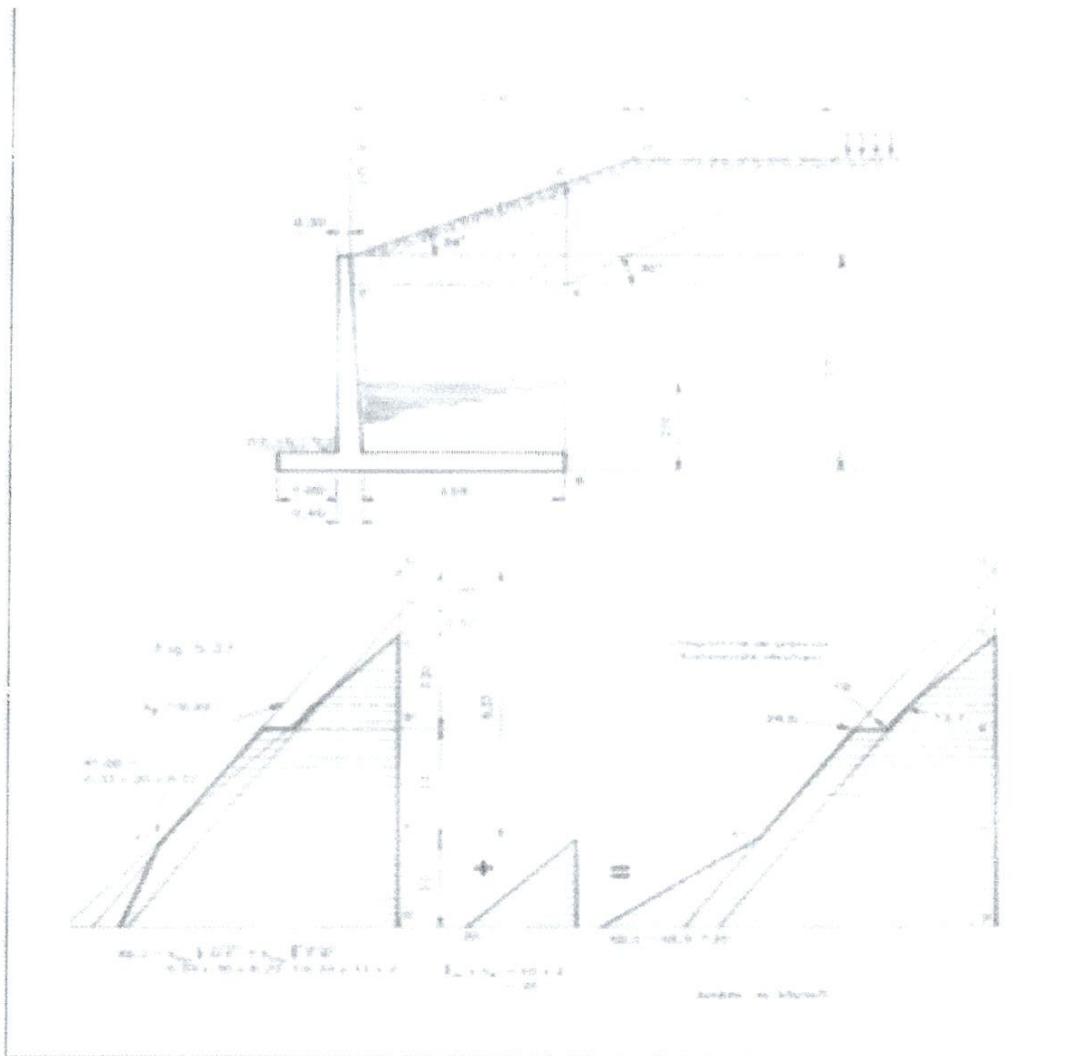


Fig.III.17 : Nappe aquifère

III.3- JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ EXTERNE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT :

III.3. 1- REMARQUES PRÉLIMINAIRES :

-L'application aux murs de soutènement des principes de sécurité qui régissent le calcul aux états-limites Se heurte à un certain nombre de difficultés. Ces principes conduisent en effet à tenir compte dans les Calculs des différentes causes d'incertitude qui affectent les caractéristiques (poids volumique, \square angle de Frottement interne φ , cohésion C, ...) du remblai et du terrain d'assise du mur. Ces caractéristiques, Déduites d'essais géotechniques, peuvent présenter des écarts très sensibles par rapport à leur valeur Moyenne. En outre, elles interviennent souvent combinées dans une même formule. Pour définir la Combinaison d'action la plus défavorable, il serait peu réaliste d'envisager que chacune d'elles puisse Indépendamment des autres, atteindre une valeur soit maximale, soit minimale. Par exemple, pour vérifier la stabilité externe d'un mur de soutènement comportant un patin avant, on Devrait théoriquement, en application de l'article A3.1, 2.2 des Règles BAEL, considérer deux valeurs g_{\min} Ou g_{\max} du poids volumique et deux valeurs indépendantes $k_{a_{\max}}$ ou $k_{a_{\min}}$ du coefficient de poussée – Correspondant à deux valeurs φ_{\max} et φ_{\min} de l'angle de frottement interne – à combiner pour obtenir L'effet le plus défavorable faudrait donc considérer :

- deux valeurs pour le poids du remblai :

L'une G_{\min} calculée avec la valeur \square_{\min} (et sans remblai sur le patin avant) : $G_{\min} =$ fonction de \square_{\min} .

L'autre G_{\max} calculée avec la valeur \square_{\max} (et avec remblai éventuel sur le patin avant) :

$G_{\max} =$ fonction de \square_{\max} .

- quatre valeurs P_{11} , P_{12} , P_{21} , P_{22} de la poussée due à l'action du remblai, ces valeurs étant obtenues en combinant de toutes les manières possibles $k_{a_{\min}}$, $k_{a_{\max}}$, \square_{\min} , \square_{\max} :

$$\left. \begin{array}{l} P_{11} = \text{fonction de } (k_{a_{\min}} \square_{\min}) \\ P_{12} = \text{fonction de } (k_{a_{\max}} \square_{\min}) \end{array} \right\} \text{ associées à } G_{\min}$$

$$\left. \begin{array}{l} P_{21} = \text{fonction de } (k_{a_{\min}} \square_{\max}) \\ P_{22} = \text{fonction de } (k_{a_{\max}} \square_{\max}) \end{array} \right\} \text{ associées à } G_{\max}$$

En appelant G_0 le poids propre du mur, Q les charges variables sur le terre-plein et en remarquant que le poids volumique doit nécessairement intervenir avec la même valeur (minimale ou maximale) dans L'évaluation du poids du remblai et dans celle de sa poussée,

la stricte application des Règles BAEL Conduirait donc à considérer, rien que pour l'état-limite ultime et en l'absence d'actions d'accompagnement, la série de combinaisons suivante :

$$G_0 + G_{\min} + P_{11}$$

$$1,35 (G_0 + G_{\max}) + P_{21}$$

$$G_0 + G_{\min} + P_{12} + 1,5 (Q \text{ ou } 0)$$

$$1,35 (G_0 + G_{\max}) + 1,35 P_{22} + 1,5 (Q \text{ ou } 0)$$

Les pressions sur le sol correspondant à chaque combinaison, calculées à partir d'un diagramme Conventionnel de répartition, devraient être comparées à une valeur limite, elle-même déduite, par application d'un coefficient de sécurité convenable, d'une contrainte de rupture qu'on obtient, par exemple, à partir d'essais de laboratoire, au moyen d'une formule du type :

$$Q_u = g (C', \varphi', \square', \text{etc. } \dots)$$

Comme on peut le constater, cette fonction, qui est aussi largement dépendante des hypothèses faites sur le comportement du sol de fondation, contient les paramètres aléatoires C' , φ' et \square' relatifs à ce dernier.

Là réside toute la difficulté d'une application correcte de la méthode des états-limites à l'étude de la Stabilité des murs de soutènement, puisque des paramètres aléatoires de même nature interviennent simultanément dans la sollicitation agissante et dans la sollicitation résistante.

De plus, en cherchant à appliquer strictement les principes du calcul aux états-limites, on arrive à montrer que de nombreux murs actuellement en service, et dont le comportement est, et a toujours été Satisfaisant, devraient être étayés ou démolis car ne présentant pas le coefficient de sécurité requis pour Leur stabilité.

C'est pour éviter une telle absurdité qu'un projet ajourné de « Règles de calcul des soutènements » [5.5] Préconisait pour les vérifications relatives à la stabilité externe (problème de sol) l'emploi des méthodes « Traditionnelles » en prenant pour les paramètres aléatoires leurs valeurs « les plus probables »

En revanche, pour les vérifications relatives à la résistance interne, c'est-à-dire celle des différents éléments constitutifs (problème de béton armé), la méthode des états-limites - Règles BAEL - restait, Bien entendu applicable.

Dans ce qui suit, nous avons adopté les deux modes de vérification, de la stabilité d'une part, et de la résistance interne d'autre part, que ce projet souhaitait préconiser. Toutefois, l'attention est appelée sur le fait que leur application doit rester strictement limitée aux murs :

- de hauteur au plus égale à 8 m
- non soumis à des poussées d'eau, ce qui implique que des précautions convenables soient prises pour assurer un drainage efficace à l'arrière du mur (voir 6.2).

III.3.2- COMBINAISONS D'ACTIONS

Compte-tenu de ce qui précède, pour les vérifications relatives à la stabilité externe, les combinaisons d'actions à considérer sont de la forme symbolique :

$$G_0 + G_1 + G_2 + Q + P_G + P_Q$$

Avec :

G_0 poids propre du mur lui-même, évalué à partir des volumes théoriques définis par les dessins d'exécution et d'un poids volumique théorique de 25 kN/m^3 .

G_1 , G_2 , respectivement, poids des remblais amont et aval, évalués à partir de leurs volumes théoriques et du poids volumique le plus probable (le cas où le remblai aval serait retiré, soit $G_2 = 0$, doit être également envisagé). Q charge d'exploitation sur le terre-plein, prise avec sa valeur nominale ou avec la valeur zéro.

P_G , P_Q poussées dues respectivement à l'action du remblai amont et à celle de la charge d'exploitation sur le remblai, si elle existe, évaluées en prenant en compte les valeurs les plus probables des caractéristiques des remblais (g , j , C ...; par sécurité, on prend toujours $C = 0$)

III.3.3- VÉRIFICATION DU NON-POINÇONNEMENT DU TERRAIN D'ASSISE

-Les sollicitations de calcul (résultantes des forces verticales et horizontales, moment résultant de ces forces autour de l'arête aval A) correspondant aux combinaisons d'actions définies en 3.1 permettent la détermination des contraintes verticales appliquées par la semelle du mur sur le terrain d'assise.

Celui-ci est supposé élastique, et la semelle infiniment rigide. Il en résulte que le diagramme des Contraintes sur le sol peut valablement être supposé linéaire. Selon l'intensité et la direction de la résultante R (de composantes R_H horizontalement et R_V verticalement) ce diagramme peut être soit un Trapèze, soit un triangle.

a) Cas du diagramme trapézoïdal

$$e_A = M_G / R_V \quad e_G = M_G / R_V$$

(G centre de gravité de la section

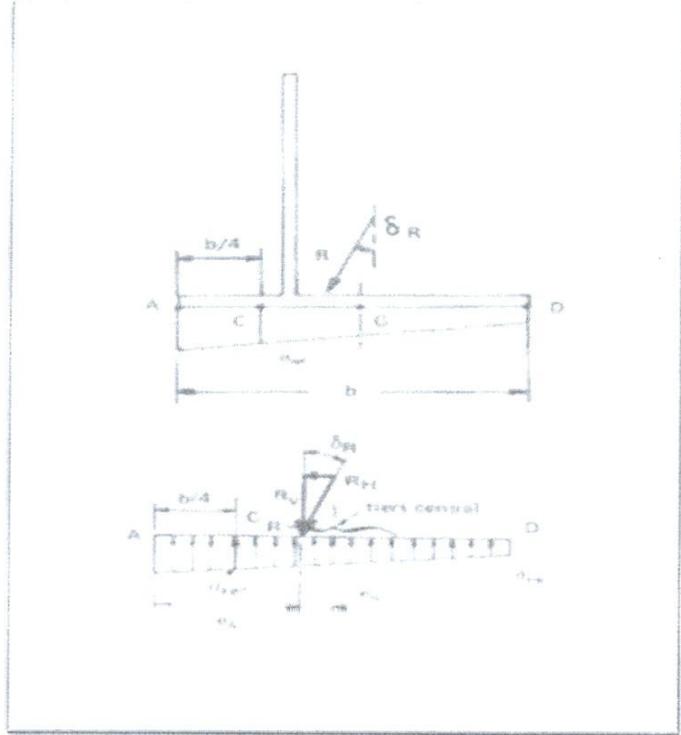
De basse de la semelle)

Le diagramme est trapézoïdal si

$$e_A > b/3 \text{ ou } e_G > b/6$$

On a :

$$\text{Tg } \delta_R = R_H / R_V$$



b) Cas du diagramme triangulaire

$$e_A = \frac{M_A}{R_V} \quad e_G = \frac{M_G}{R_V}$$

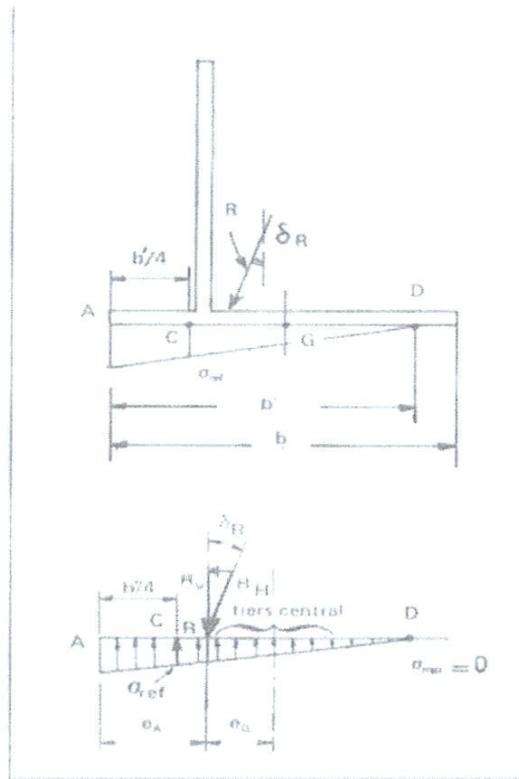
Le diagramme est triangulaire si

$$e_A \leq \frac{b}{3} \quad \text{ou} \quad e_G \geq \frac{b}{6}$$

On a :

$$b' = 3e_A \quad \text{ou}$$

$$b' = \frac{3}{2} (b - 2e_G)$$



Remarque

Bien qu'une répartition triangulaire de la contrainte soit admise, il est préférable, dans la mesure du possible, de dimensionner la semelle pour avoir une répartition trapézoïdale. Dans leur *Traité de Mécanique des Sols* [5.1], MM. CAQUOT et KÉRISSEL préconisent même une répartition rectangulaire sous charges permanentes. La justification du non-poinçonnement consiste à s'assurer que la contrainte verticale de référence q_{ser} au quart de la largeur comprimée est au plus égale à la contrainte de calcul q_{ser} , évaluée comme indiquée en annexe, et convenablement corrigée pour tenir compte de l'excentricité et de l'inclinaison δR sur la verticale de la résultante R des actions appliquées.

Les coefficients de réduction I_c, I_q, I_{\square} donnés en annexe, dus à Meyerhof, sont pessimistes. Le setra (dossier FOND 72, [5.3]) propose un coefficient de réduction de forme exponentielle

Qui conduit à une valeur limite :

$$\bar{\sigma}_{ser} = \bar{q}_{ser} [e^{-(1-0,156C)\delta_R}]$$

Formule [III .10]

C étant la cohésion. Lorsque celle-ci est considérée comme nulle :

$$\bar{\sigma}_{ser} = \bar{q}_{ser} . e^{-\delta_R}$$

Formule [III .11]

(δ_R en radians)

Selon que le moment est évalué à l'arête aval A de la semelle ou au centre de gravité G de celle-ci, la contrainte de référence serf s'évalue comme suit (unités MPa, m, MN/m):

- pour le diagramme trapézoïdal :

$$\sigma_{ref} = \frac{5R_V}{2b} (1 - 1,2 \frac{e_A}{b})$$

$$[\text{ou } \sigma_{ref} = \frac{R_V}{b} (1 + 3 \frac{b_G}{b})]$$

(e_A en valeur Absolue)

Formule III .12]

$$\sigma_{ref} = \frac{R_V}{2e_A}$$

$$[\text{ou } \sigma_{ref} = \frac{R_V}{b - 2e_G}]$$

Formule [III .13]

III.3. 4-VÉRIFICATION DU NON-GLISSEMENT DU MUR SUR LE TERRAIN D'ASSISE :

-En l'absence d'une bêche d'ancrage, il convient de vérifier que la composante horizontale R_H correspondant à la plus défavorable des combinaisons d'actions définies au paragraphe 3.1 est au plus égale à la valeur R_H définie par : avec

$$\bar{R}_H = \frac{C'b' + R_V \operatorname{tg} \phi'}{\gamma_m}$$

Formule III .14]

Avec :

R_V : composante verticale des actions de calcul correspondant à la combinaison pour laquelle R_H a été déterminée,

b' : largeur de sol comprimée sous la semelle ($b' = b$ dans le cas d'un diagramme trapézoïdal des réactions du sol).

ϕ' , C' : angle de frottement interne et cohésion du terrain d'assise, déterminés à partir d'essais drainés.

\square_m : coefficient de sécurité vis-à-vis du glissement on prend habituellement $C' = 0$ et $\square_m = 1,50$. La condition de non-glissement s'écrit alors :

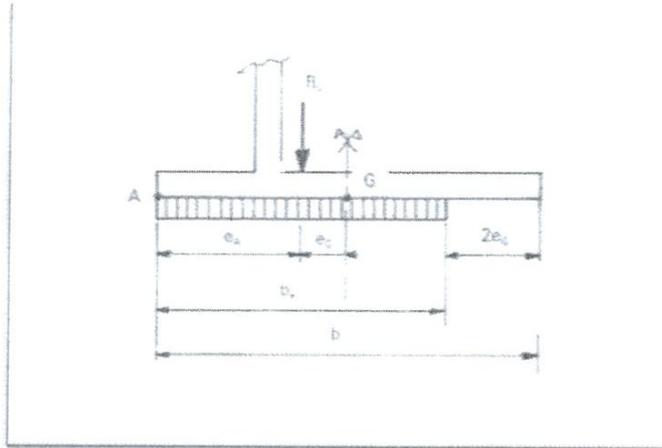
$$R_H \leq \bar{R}_H = \frac{R_V \operatorname{tg} \phi'}{1,50}$$

Formule [III .15]

Si $\phi \approx 30^\circ$ cette condition devient $R_H/R_V \leq 0,4$.

Remarque

1. Si la section de base de la semelle n'est pas horizontale, les valeurs de R_H et R_V entrant dans les Formules 5.14 et 5.15 sont à remplacer respectivement par les composantes normales R_n et tangentielle R_t des actions de calcul de la combinaison considérée.
2. Il est rappelé (voir titre 1.2, 1) que la stabilité au glissement des murs de soutènement peut être améliorée au moyen d'une bêche d'ancrage. En ce cas, la vérification au glissement peut être conduite en ne considérant que le bloc compris entre le plan fictif de poussée active et un plan de rupture passant par la base de la bêche (**fig. III.19**) la butée sur le plan AA' étant toujours négligée par mesure de sécurité.



Le tassement en chacune des deux sections considérées est calculé suivant la méthode exposée en annexe titre A 3.2. L'évaluation de ce tassement permet de déterminer l'ouverture utile à donner aux Joints entre plots. Il est prudent de multiplier le résultat trouvé par 2, ou même 3.

Dans tous les cas, il convient de prévoir des joints transversaux équidistants (voir titre 6.1). La semelle Peut-être coulée continue.

- Calcul du tassement différentiel dans le sens transversal

Pour ce calcul, on peut opérer comme suit : le tassement en un point est supposé proportionnel à la contrainte appliquée en ce point. Connaissant la contrainte de référence s_c dans la section C ainsi que la contrainte minimale s_D à l'extrémité D du diagramme des réactions du sol ($s_D = 0$ si le diagramme est triangulaire), on calcule les tassements s_C et s_D dans les sections C et D (méthode en annexe titre A.3.2), en fonction de la contrainte du sol en ces sections.

Le tassement différentiel Δs a pour valeur : $\Delta s = (s_C - s_D)$

L'évaluation de ce tassement permet de déterminer l'ordre de grandeur de la rotation globale du mur en Cas de sol sensible aux tassements. Il est conseillé de donner un fruit au parement vu, de façon que, après tassement, le mur ne paraisse pas en surplomb et ne donne pas l'impression désagréable de « Basculer ».

III.3.7- GRAND GLISSEMENT

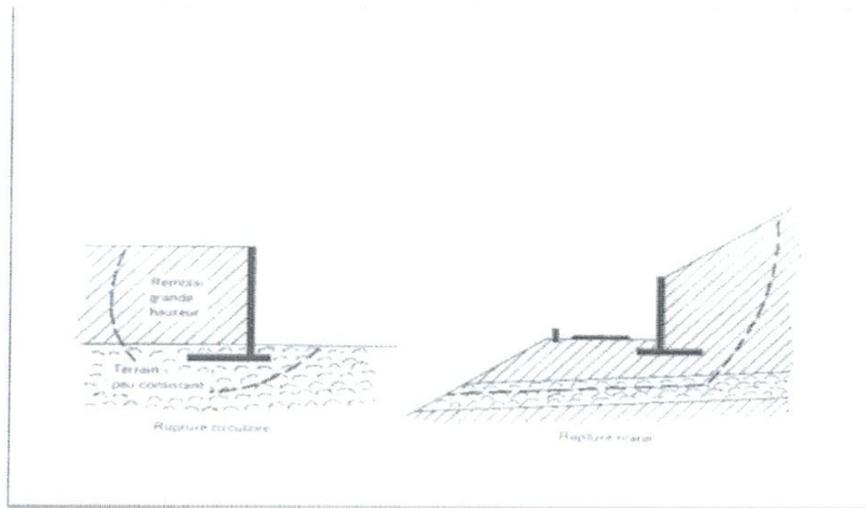


Fig.III.19 : GRAND GLISSEMENT

-Un mur de soutènement forme avec son terrain d'assise un ensemble. Dans certains cas, il risque de se Produire un glissement général de cet ensemble, en particulier si des couches de qualité médiocre existent sous la fondation.

Vis-à-vis de ce phénomène, les méthodes de calcul sont basées sur le fait que la rupture se produit selon une ligne de glissement assimilable à un arc de cercle ou à un arc de cercle prolongé par une droite.

Le lecteur intéressé par la vérification de cet équilibre général pourra se reporter aux ouvrages spécialisés. En bref, la sécurité au grand glissement consiste à vérifier que la résistance au cisaillement mobilisable est supérieure à l'effort de cisaillement le long de la surface de rupture en prenant un coefficient de sécurité de 1,5.



Chapitre IV
exemple de Calcule

CHAPITRE

VI EXEMPLE DE CALCUL

SOMMAIRE

1-Etude de sol réservé a notre ouvrage	64
VI.1-INVESTIGATIONS	64
VI. 2-INTERPRETATION DES ESSAIS.....	65
VI.3 -Estimation du taux de travail Qad.....	66
VI.5-Conclusions	66
VI.2.1-Etude du sol réscvie à notre ouvrage suite	67
VI.2.2-INVESTIGATIONS	67
VI.2.3-INTERPRETATION DES ESSAIS	67
VI.2.4-ESTIMATION DU TAUX DE TAUX DE TRAVAIL Qad	68
VI.3- Note de calcul des murs	68
VI.3.1Calcule des efforts	69
VI 3.3-Calcule les moments	70

INTRODUCTION

Après avoir reçu les résultats géotechniques des sols à soutenir nous avons choisi un mur de longueur $l=28.00\text{m}$ de hauteur totale variable de 3.00 à 7.00m.

Soit :

1. Une partie en équerre A-B-C

Le mur A-B avec une hauteur $h=7.00\text{m}$ et une longueur $l=8.50\text{m}$

Le mur B-C avec une hauteur variable de 7.00 à 6.00m

2. une deuxième partie linéaire avec un joint de dilatation avec le mur A-B-C

Le mur C-D avec une hauteur h varie de 6.00 à 3.00m et de longueur $l=15.00\text{m}$

Derrière la partie B-C-D nous proposons un accès de la voie de circulation ou de stationnement, aux habitations plus basses, des escaliers le long du mur à projeter.

Ces escaliers de largeur 2.00m seront réalisés sur une couche drainante d'une épaisseur de 40cm, avec une canalisation recevant les eaux superficielles récoltées par un caniveau couvert d'une grille à des escaliers.

A l'aval cette conduite, est liée au réseau des eaux usées.

La projection de cet ouvrage est impérative pour les raisons suivantes :

1-stabiliser la voie d'accès (route) du côté de mur A-B

2-Eviter les éboulements sur les lots propriétés en faces des murs B-C-D qui peuvent avoir des conséquences fâcheuses sur les vies de leurs occupants

3- Prévoir un aménagement ou autre derrière le mur B-C-D

1-Etude de sol réservée à notre ouvrage :

Suite à la demande du service technique de l'APC de Annaba (bon de commande Réf. : BS/FH/DTE/763/05/2004 du 30/05/2004), le laboratoire des travaux publics de l'Est-Direction Régionale de Annaba a procédé à l'étude de sol du site réservé à l'exécution d'un mur de soutènement sis à cité Gassiot II

2-procédure de cette étude

VI.1-INVESTIGATIONS :

A- in-situ

Il a été procédé à l'exécution :

- 02 sondages carottés S1 et S2 de 10.00m et 6.00 m de profondeur respectivement avec prélèvement d'échantillons des différentes couches traversées.
- 04 essais au pénétromètre dynamique lourd battus jusqu' au refus (p1 à p4)

(Voir schéma d'implantation des essais in-situ).

B- Au Laboratoire :

Les échantillons prélevés à différentes profondeurs des sondages ont été soumis aux :

1)-Essais d'identification :

-Analyse granulométrique.

-Equivalent de sable.

VI. 2-INTERPRETATION DES ESSAIS

A-Essais pénétrométriques :

1. Principe (voir en annexe)

2. R résultats :

Sur les quatre premiers mètres, les résistances de pointe R_p oscillent entre des valeurs faibles et des valeurs très fortes, ce qui explique la présence d'un remblai.

Au-delà de cette profondeur, les valeurs des résistances de pointe R_p augmentent uniformément pour atteindre le refus.

Les refus de pénétration dynamique ont été tous atteints entre 3.80m et 4.40m.

(Voir Pénétrogrammes joints en annexe).

B-Nature géologique :

La nature géologique des sols traversés est la suivante :

Sondage N°1 Réalisé sur le talus

Profondeur en m	Nature du terrain
0.00-1.00	Remblai hétérogène.

Sondage N°2 Réalisé au bas du talus

Profondeur en m	Nature du terrain
0.00	Remblai hétérogène.
1.00-3.60	Remblai d'origine gneissique sous forme de sable Grossier graveleux
3.60-6.00	Micaschiste altéré.

B-Nature géologique

La nature géologique des sols traversés est la suivante :

Sondage N 1 Réalisé sur le talus

Profondeur en m	Nature du terrain
0.00-10.00	Remblai hétérogène

Sondage N2 Réalisé au bas du talus

Profondeur en m	Nature du terrain
0.00-1.00	Remblai hétérogène
1.00-3.60	Remblai d'origine gneissique sous forme de sable grossier graveleux.
3.60-6.00	Micaschiste altéré.

VI.2.4-ESTIMATION DU TAUX DE TAUX DE TRAVAIL Qad

Calcul de Qad a' partir des essais Pénétrométriques

Nous formulons le taux de travail pour des fondations superficielles par la relation suivante

$$Q_{ad} = R_p / F$$

VI.3- Note de calcul des murs :

Dimensionnement des murs :

Pr : le poids du rideau

Ps : le poids de la semelle

Pt : le poids du remblai supporté par la semelle

Pq : le poids des surcharges sur le remblai

H : la hauteur de mur

Béton $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

$\gamma_s = 1.15$

Φ : l'angle de frottement interne du sol

$\Phi=35^\circ$

δ : le poids volumique de sol

$\delta=1800\text{N/m}^3$

Les murs seront dimensionnés comme suit :

$1/12 \leq H \leq 1/10 H$

$0.083(3) \leq e \leq 0.1(3)$

$0.249 \leq e \leq 0.3$

Alors $e=0.3\text{m}$

$2/5 H \leq B \leq 2/3 H$

$0.4(3) \leq B \leq 0.66(3)$

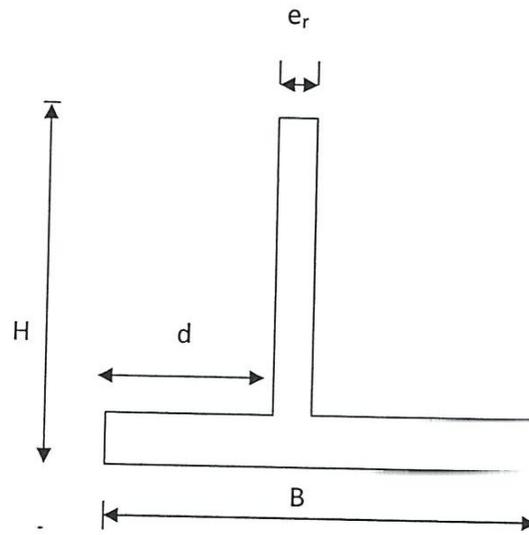
$1.2 \leq B \leq 2.05$

Alors $B=2$

$1/10 H \leq d \leq 1/8$

Alors $d=0.7$

1-mur de 3m



VI.3.1 Calcul des efforts :

➤ Le poids du rideau : $P_r = e \cdot h \cdot \gamma_b$

$P_r = 0.25 \cdot 2.70 \cdot 2.5 = 1.69\text{t/ml}$

$P_r = 1.69\text{t/ml}$

➤ Le poids de la Semelle : $P_s = b \cdot e \cdot d$

$P_s = 0.30 \cdot 2.05 \cdot 2.5 = 1.538\text{t/ml}$

$P_s = 1.538\text{t/ml}$

$$M_t = 5.10 * 1.525$$

$$M_t = 7.77 \text{ tm/ml}$$

➤ Calcule le Moment de surcharge

$$M_q = 1.05 * 1.525$$

$$M_q = 2.575 \text{ tm/ml}$$

➤ Moment de la surcharge horizontale

$$Q_{hq} = 3/2 * 0.813$$

$$Q_{hq} = 1.21$$

$$Q_{ht} = 1/3 * 3 * 1.5$$

$$Q_{ht} = 1.57$$

calcul M_G

$$M_G = P_t l / l.1 + (6 M_g / l^3 * 1)$$

$$M_G = 1.47$$

État limite de stabilité :

➤ **GLISSEMENT :**

$$N = P_r + P_s + P_t + 1.5(P_q)$$

$$N = 9.91 \text{ t/ml}$$

$$V = 1.35 Q_{ht} + 1.5 Q_{hq}$$

$$V = 4.18 \text{ t/ml}$$

$$N/H = 2.37 > 1.5$$

➤ **RENVERSEMENT :**

$$M_r/a = 1.35(2.20 * 1) + 1.5(0.813 * 1.5) = 4.80 \text{ t/ml}$$

$$M_s/a = (1.69 * 0.875 + 1.54 * 1.025 + 5.103 * 1.525 + 1.5 * (1.05 * 1.025)) = 12.45 \text{ m/ml}$$

$$M_s/M_r = 2.59 > 1.5$$

Détermination des armatures pour ELS :

- contrainte au sol

$$N = 1.35(P_r + P_s + P_t) + 1.5(P_q) = 12.82 \text{ t/ml}$$

$$M_r/0 = 1.35(P_r * 0.15 + Q_{ht} * 1) + 1.5(Q_{hq} * 1.5) = 5.14 \text{ tm/ml}$$

$$M_{s/0} = 1.35(Pt \cdot 0.5) + 1.5(Pq \cdot 0.5) + 5.81t/ml$$

$$M_G = M_r - M_s = 0.66$$

$$M_G/N = 0.05 < B/6$$

VI.3.5-ferraillage :

Section 1-1

$$M = 0.0171 \text{ MN.m}$$

$$V = 0.044 \text{ MN}$$

$$A_s = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\square_s = V/bd = 0.176 < 0.05f_c$$

Section 2-2

$$M = 0.017 \text{ MN.m}$$

$$V = 0.034 \text{ MN}$$

$$\square = v/bd = 0.138 < 0.05f_c$$

$$A_s = 1.98 \text{ cm}^2$$

Détermination des armatures pour ELS :

-contrainte au le sol

$$N = 9.38 \text{ t/ml}$$

$$M_{r/0} = 3.67 \text{ tm}$$

$$= 3.076 \text{ tm}$$

$$M = M_{s/0} - M_{r/0} = 0.59$$

$$\sigma_{\max} = 0.0542 \text{ Mpa} < 0.15$$

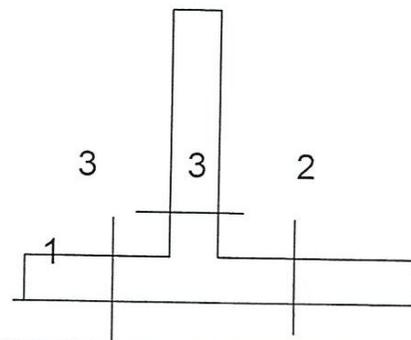
$$\sigma_{\min} = 0.0373 \text{ Mpa}$$

3-ferraillage

Section 1-1

$$M = 0.013 \text{ MN.m}$$

$$\mu = 0.00084$$



$A_s=2.28\text{cm}^2$ on adopte 5T12

1

2

$\sigma_b=2.82<15\text{Mpa}$

2Section 2-2

$M=0.017\text{MN.m}$

$\mu=0.00083$

$A_s=2.28\text{cm}^2$ on adopte 5T12

$\sigma_b=2.82<15\text{MPA}$

SECTION 3-3

$M_1=0.0302\text{MN}$.

$\mu=0.0031$

$A_s=6.90\text{cm}^2$ on adopte 5T 14

$\sigma_b=6.06<15\text{Mpa}$

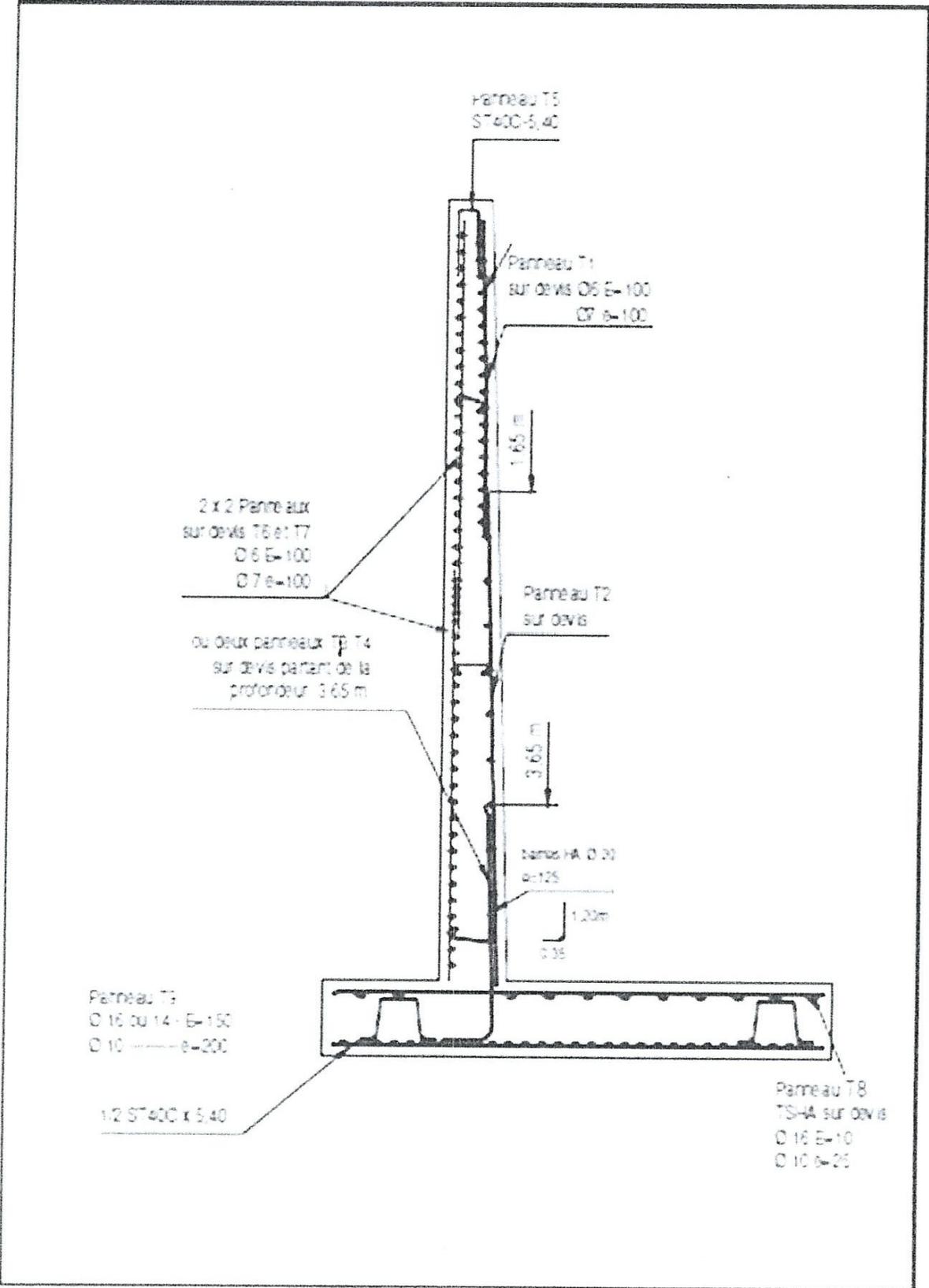


Fig.VI.1 :armatures des murs de soutènement H=3

NOTE DE CALCULE DES MURSFERRAILLAGE DES MURS :3-mur de 5m

*calcul des efforts

rideau	P_r	$0.32 \times 4.55 \times 2.5$	$= 3.70 \text{ t/ml}$
semelle	P_s	$3.35 \times 0.40 \times 2.5$	$= 3.35 \text{ t/ml}$
poind des terres	P_t	$1.85 \times 4.55 \times 1.8$	$= 15.15 \text{ t/ml}$
poind de la surcharge	P_q	1×1.85	$= 1.85 \text{ t/ml}$
poussé des terres horizontale		$Q_{ht} = 0.271 \times 1.8 \times 5^2 / 2$	$= 6.10 \text{ t/ml}$
		$Q_{ht} = 0.271 \times 1.8 \times 4.55^2 / 2$	$= 5.05 \text{ t/ml}$
poussé de la surcharge horizontale		$Q_{hq} = 0.271 \times 1 \times 5$	$= 1.355 \text{ t/ml}$
		$Q_{hq} = 0.271 \times 1 \times 4.55$	$= 1.23 \text{ t/ml}$

*état limite de stabilité :

1- GLISSEMENT :

$$N = P_r + P_s + P_t + 1.5 (P_q) = 25.40 \text{ t/ml}$$

$$V = 1.35 Q_{ht} + 1.5 Q_{hq} = 10.28 \text{ t/ml}$$

$$N/H = 2.47 > 1.5$$

2-RENVERSEMENT :

$$M_{r/A} = 1.35(6.1 \times 1.67) + 1.5 (1.36 \times 2.5) = 18.85 \text{ tm /ml}$$

$$M_{s/A} = (3.7 \times 1.34 + 3.77 \times 1.1675 + 15.15 \times 2.425 + 1.5 \times (1.85 \times 2.425)) = 54.74 \text{ tm/ml}$$

$$M_s/M_r = 2.90 > 1.5$$

*détermination des armatures pour ELU :

-contrainte au sol

$$N = (P_r + P_s + P_t) + 1.5 (P_q) = 32.75 \text{ t/ml}$$

$$M_{r/o} = 1.35 (P_r \times 0.15 + Q_{ht} \times 1) + 1.5 (Q_{hq} \times 1.5) = 20.58 \text{ ml}$$

$$M_{s/o} = 1.35 (P_t \times 0.5) + 1.5 (P_q \times 0.5) = 17.28 \text{ tm/ml}$$

$$M_G = M_r - M_s = 3.3$$

$$M_G / N = 0.1 \text{ m} < B / 6$$

$$\sigma_{max} = 11.01$$

$$\sigma_{min} = 8.53$$

4- ferrailage:

section 1-1

$$M = 0.06 \text{ MN.m}$$

$$V = 0.11 \text{ MN}$$

$$A_s = 4.36 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = V/bd = 0.275 < 0.05 f_{c28}$$

Section 2-2

$$M = 0.079 \text{ MN.m}$$

$$V = 0.00 \text{ MN}$$

$$\tau_u = V/bd = 0.225 < 0.05 f_{c28}$$

$$A_s = 5.78 \text{ cm}^2$$

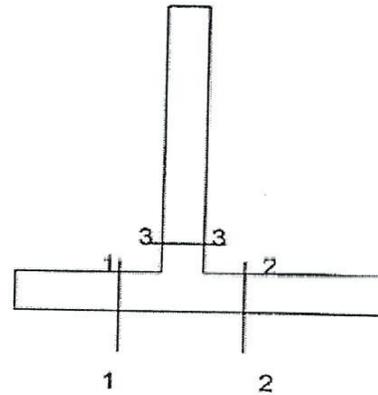
Section 3-3

$$M_1 = 0.0145 \text{ MN.m}$$

$$V = 0.867 \text{ MN}$$

$$\tau_u = V/bd = 1.4 < 0.05 f_{c28}$$

$$A_s = 14.89 \text{ cm}^2$$



*détermination des armatures pour ELS

-contrainte au le sol

$$N = 24.47 \text{ t/ml}$$

$$M_{r/o} = 314.86 \text{ tm}$$

$$M_{s/o} = 12.66 \text{ tm}$$

$$M = M_{s/o} - M_{r/o} = 2.20$$

$$\sigma_{max} = 8.48 \text{ Mpa} < 0.15$$

$$\sigma_{min} = 6.13 \text{ MPa}$$

4- ferrailage:

section 1-1

$$M = 0.048 \text{ MN.m}$$

$$\mu = 0.00125$$

$$A_s = 5.32 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 5T14$$

$$\sigma_b = 3.5 < 15 \text{ MPa}$$

Section2-2

$$M = 0.057 \text{ MN.m}$$

$$\mu = 0.00148$$

$$A_s = 6.35 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 5T14$$

$$\sigma_b = 9.24 < 15 \text{ MPa}$$

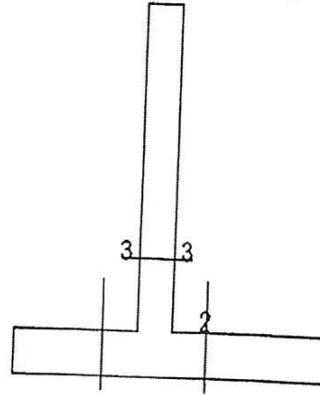
Section3-3

$$M_1 = 0.105 \text{ MN.m}$$

$$\mu = 0.00486$$

$$A_s = 16.38 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 5T25$$

$$\sigma_b = 7.88 < 15 \text{ MPa}$$



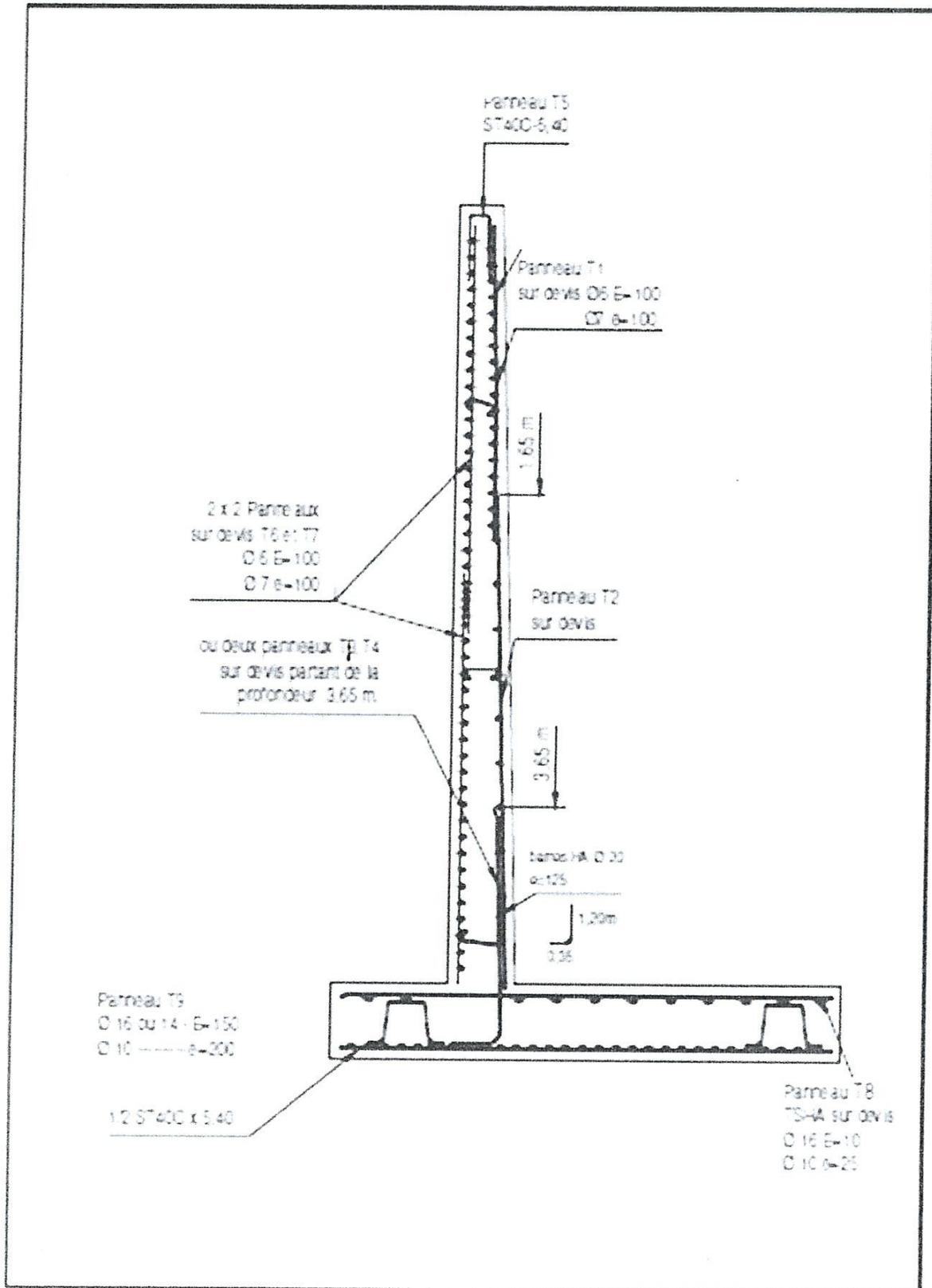


Fig.VI.3 :armatures des murs de soutènement H= 5 m

NOTE DE CALCULE DES MURSFERRAILLAGE DES MURS :4-mur de 6m

*calcul des efforts

rideau	P_r	$0.32 \times 3.65 \times 2.5$	= 4.81 t/ml
semelle	P_s	$3.35 \times 0.35 \times 2.5$	= 4.50 t/ml
poind des terres	P_t	$1.45 \times 3.65 \times 1.8$	= 22.28 t/ml
poind de la surcharge	P_q	1×1.45	= 2.25 t/ml
poussé des terres horizontale	Q_{ht}	$0.271 \times 1.8 \times 5.5^2 / 2$	= 8.78 t/ml
		$0.271 \times 1.8 \times 4.05^2 / 2$	= 7.3 t/ml
poussé de la surcharge horizontale	Q_{hq}	$0.271 \times 1 \times 5.5$	= 1.63 t/ml
		$0.271 \times 1 \times 4.05$	= 1.49 t/ml

*état limite de stabilité :

1- GLISSEMENT :

$$N = P_r + P_s + P_t + 1.5 (P_q) = 35.46 \text{ t/ml}$$

$$V = 1.35 Q_{ht} + 1.5 Q_{hq} = 11.22 \text{ t/ml}$$

$$N/H = 3.14 > 1.5$$

2- RENVERSEMENT :

$$M_r/A = 1.35(8.78 \times 2) + 1.5(1.63 \times 3) = 31.04 \text{ tm/ml}$$

$$M_s/A = 4.8 \times 1.58 + 5(2) + 22.28(2.875) + 1.5(2.25(2.875)) = 91.36 \text{ tm/ml}$$

$$M_s/M_r = 2.94 > 1.5$$

*détermination des armatures pour ELU :

-contrainte au sol

$$N = (P_r + P_s + P_l) + 1.5 (P_q) = 46.02 \text{ t/ml}$$

$$M_G = M_r - M_s = 4.49$$

$$M_G / N = 0.097 \text{ m} < B / 6$$

$$\sigma_{\max} = 13.55$$

$$\sigma_{\min} = 9.8$$

4- ferrailage:**section 1-1**

$$M = 0.0995 \text{ MN.m}$$

$$V = 0.18 \text{ MN}$$

$$A_s = 7.31 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = V/bd = 0.515 f_{c28}$$

Section 2-2

$$M = 0.13 \text{ MN.m}$$

$$V = 0.129 \text{ MN}$$

$$\tau_u = V/bd = 0.369 < 0.05 f_{c28}$$

$$A_s = 9.60 \text{ cm}^2$$

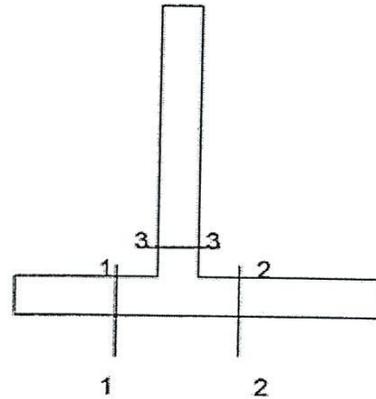
Section 3-3

$$M_1 = 0.243 \text{ MN.m}$$

$$V = 0.143 \text{ MN}$$

$$\tau_u = V/bd = 0.47 < 0.05 f_{c28}$$

$$A_s = 21.30 \text{ cm}^2$$



***détermination des armatures pour ELS**
-contrainte au le sol

$$N = 34.34 \text{ t/ml}$$

$$M = M_s / 0 - M_r / 0 = 3$$

$$\sigma_{\max} = 9.71 \text{ Mpa} < 0.15$$

$$\sigma_{\min} = 7.46 \text{ MPa}$$

4- ferrailage:

section 1-1

$$M = 0.076 \text{ MN.m}$$

$$\mu = 0.00155$$

$$A_s = 7.54 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 5T14$$

$$\sigma_b = 3.94 < 15 \text{ MPa}$$

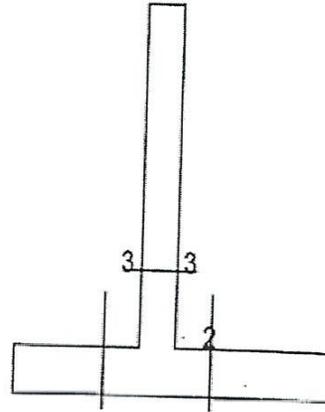
Section 2-2

$$M = 0.098 \text{ MN.m}$$

$$\mu = 0.0020$$

$$A_s = 9.80 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 5T16$$

$$\sigma_b = 4.64 < 15 \text{ MPa}$$



Section 3-3

$$M_1 = 0.176 \text{ MN.m}$$

$$\mu = 0.00598$$

$$A_s = 22.82 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 5T25$$

$$\sigma_b = 8.99 < 15 \text{ MPa}$$

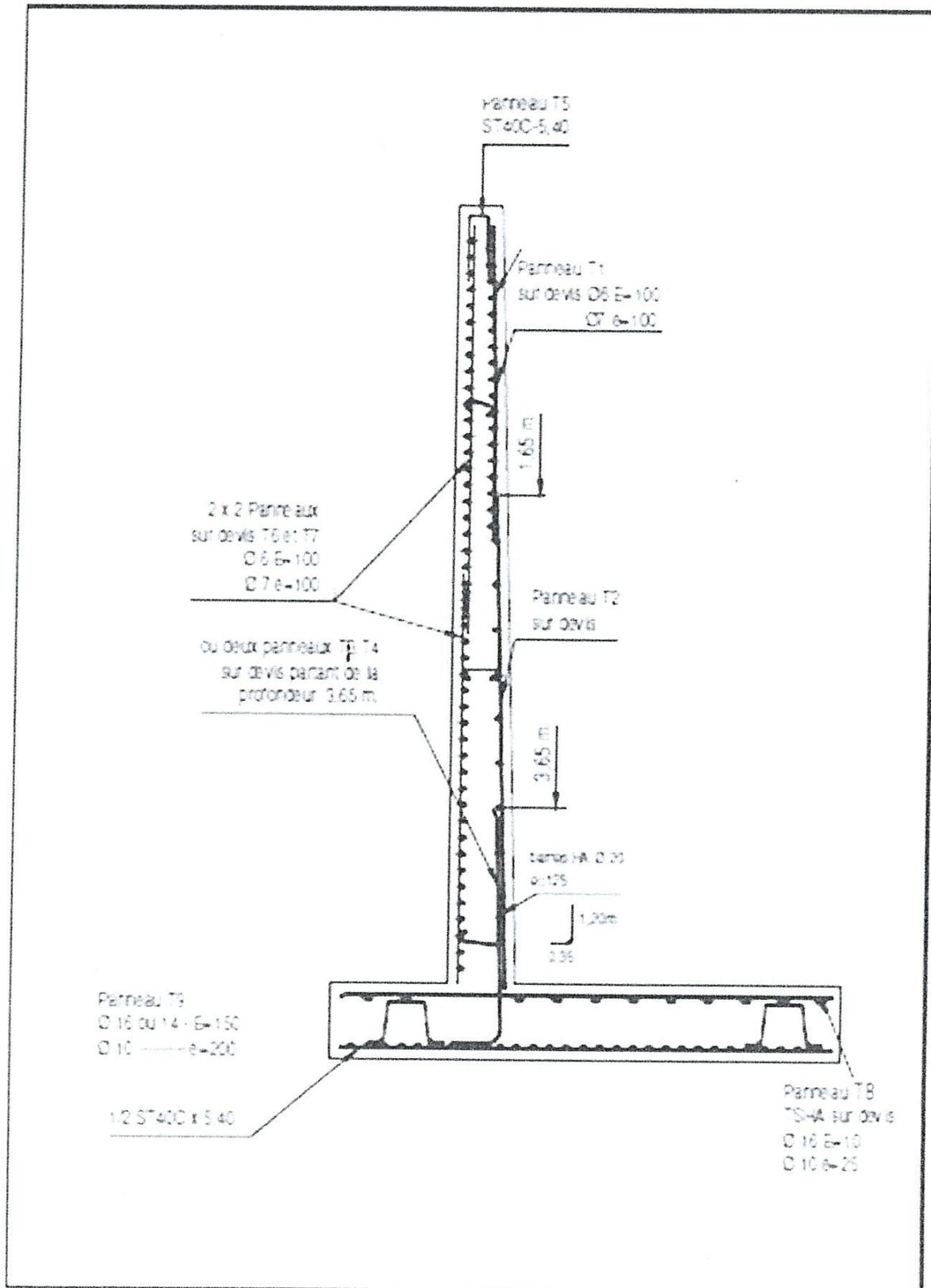
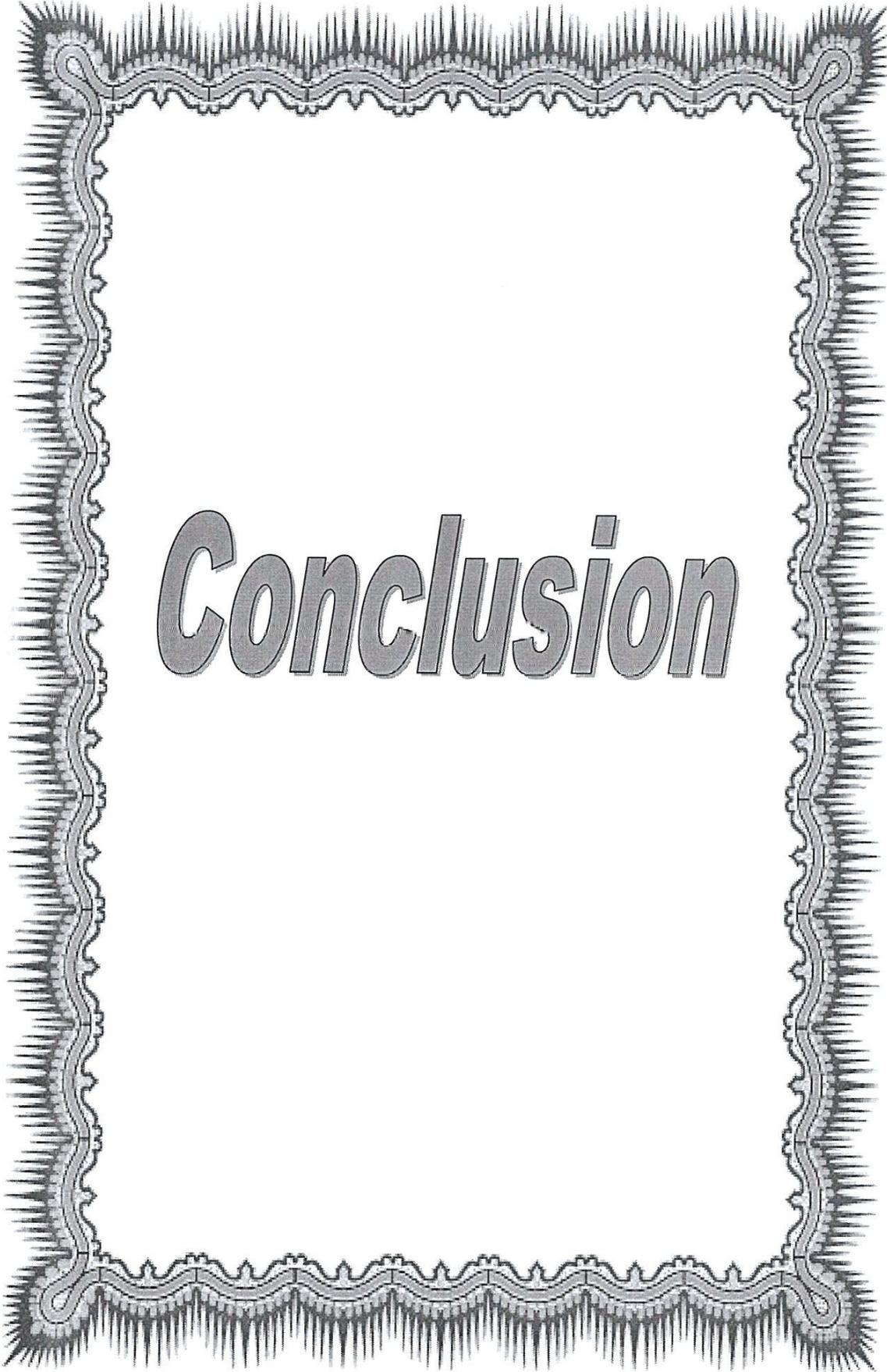


Fig.VI.4 :armatures des murs de soutènement H= 6 m



Conclusion

- [1] A BRAHMA LE BETON
- [2] CORDARY MECANIQUE DES SOLS
- [3] J COSTET COUR PRATIQUE DE MECANIQUE DES SOLS
- [4] J P MOUGIN COUR DE BETON ARME
- [5] M BELAZOUGUI COUR BETON ARME T II CALCUL DES OUVRAGE
- [6] M BELAZOUGUI CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME
- [7] M E L T EXCUTION DES OUVRAGES EN BETON ARME
- [8] WWW.OUVRAGE DE SOUTENEMENT .COM /KENZEDDIN
- [9]COURS BELABED LAZHEL .COUR M.S.D CHAPITRE LES MUR DE SETENEMENT MASTER 1 2010.2011 UNIVERSITES DE GUELMA
- [10] A.P.C D'ANNABA
- [11]WWW.Terre-armè.com

CONCLUSION

Dans notre projet l'étude menée sur les murs de soutènement en béton armé, nous a permis de définir les différents types de murs : mur en «T renversé» classique, mur a contreforts et les Murs divers. Le calcul de ces murs vis-à-vis des différentes sollicitations a été aussi l'objet de cette étude dont les étapes suivantes ont été respectées et prises en compte :

- Calcul des poussées sur un mur de soutènement
- Exemples de calcul de détermination des poussées
- Justification de la stabilité externe d'un mur de soutènement
- Justification de la résistance interne d'un mur de soutènement
- Prédimensionnement (des épaisseurs et de la semelle)
- Recommandations diverses (joints, dispositifs de drainage et d'évacuation des eaux et mise en œuvre du remblai)
- Extrait des tables de Caquot-Kerisel pour les cas courants
- Caractéristiques moyennes de terrains.
- Calcul d'un exemple concret de murs de soutènement implanté dans la ville de Annaba.