REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil
Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment R+7+Entresol à usage d'habitation et commercial
Contreventée par des voiles en béton armée avec application d'ETABS V9.7



Dirigé par :
M^me^: ALI AHMED

Etudié par :
M^elle^ : DRIF THINHINANE
M^elle^ : CHAOUADI TERKIA

Année 2015/2016

Remerciements

Le temps passe plus vite que l'on imagine, et nous voilà presque à la fin de notre parcours de master. On tient à remercier toutes personnes qui ont contribué de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.

Nos remerciements les plus profonds vont à notre promotrice, Madame Ali Ahmed, pour nous avoir confié ce travail, pour son soutien et son aide tout au long du projet.

Elle a fait preuve de patience, de disponibilité, d'écoute et de confiance, pour cela nous lui exprimons notre respect le plus profond.

Bien évidement, l'étape finale de ces années de travail ne pourra être complétée que suite à l'avis des membres de jury. On tient à les remercier pour nous avoir fait l'honneur d'accepter d'évaluer ce travail.

Nos remerciements vont également

A l'entreprise MAPA et BET DUNE ARCHITECTURE qui nous ont donné la chance de faire un stage pratique pour mieux élaborer nos connaissances au niveau du stade omnisport de TIZI-OUZOU.

On tient à remercier sincèrement, M^{r} TALMAT JUGURTA et M^{elle}ZOBIRI ROZA, pour leur aide et leur soutien tout au long de la réalisation de ce mémoire.

Nos derniers remerciements et non les moindres vont à nos parents et à nos frères et sœurs pour leurs encouragements depuis le commencement, pour leur soutien et leurs implications. Enfin, on doit souligner le fait que ce mémoire n'aurait pas vu le jour sans leur soutien moral et leur encouragement pendant toutes ces années d'études. On ne pourra jamais les remercier assez mais :

«Merci d'être là pour nous tous les jours et on espère vous rendre éternellement fiers de nous ».

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À ma mère, à la mémoire de mon père,

À mes frères : Tahar et Samir.

À mes sœurs : Chafiaa, Ouassila et son mari et leurs enfants

Amon mari Salah

À ma belle famille

A toute la famille CHAOUADI

À tous mes amis.

À tous mes camarades.

Terkia

Terkia

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes parents si chers et précieux, qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mes frères Mohamed et Youva et mes sœurs Taoues et Hayet, veuillez trouver dans ce travail un modeste témoignage de mon admiration et toute ma gratitude, de mon affection la plus sincère et de mon attachement le plus profond.

A mes neveux : Rayan, Cyrine, Meriem, Khaled, Ayman, Adam, Soumaya et Maroua, ma plus grande source de bonheur ; je vous souhaite un avenir plein de joie, de bonheur, de réussite et de sérénité.

A mes très chers amis(es), chacun en son nom et à toute ma famille.

Et enfin merci à tous ceux qui ont croisé mon chemin, et dont la liste serait ici beaucoup trop longue, mais qui ont contribué à faire passer ces années finalement tellement vite, et dans les meilleures conditions qui soient.

Thinhinane

Thinhinane

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques mécaniques des matériaux……..1

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments……...15

Chapitre III : Calcul des éléments :

- Acrotère…….…….....29
- Calcul des planchers……..……..…….....40
- Calcul des escaliers…….…….....56
- Calcul de la poutre palière……...…….....74
- Calcul de la dalle pleine…….80
- Calcul de la salle machine……..……90

Chapitre IV : modélisation de la structure ……99

Chapitre V : vérification des exigences du RPA……..…118

Chapitre VI Ferraillage des poteaux…….....131

Chapitre VII Ferraillage des poutres……....145

Chapitre VIII Ferraillage des voiles…….159

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure ……...168

Chapitre X : Etude du mur plaque…….. ……180

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction générale

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs.

En effet, les tremblements de terres ont souvent été meurtriers, les sources historiques et l'actualité en témoignent. La possibilité de s'attendre à une telle catastrophe pourrait bien nous éviter les pertes des vies humaines, mais il est malheureusement certain que l'action sismique continuera à surprendre l'homme car elle est inévitable. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proche du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments neufs et le confortement préventif concernant les constructions existantes. Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas. Pour cela, nous disposons de connaissances scientifiques, techniques et de mise en œuvre qui permettent, quelle que soit la région de construction parasismique, de limiter les conséquences d'un séisme. Dans notre pays, nous utilisons, en plus des autres règlements, le règlement parasismique Algérien 99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

Afin de mettre en pratique toutes les connaissances acquises lors de notre formation, nous allons étudier un bâtiment en (E/sol, RDC+7 étages) à usage d'habitation et commercial, contreventé par voiles en béton armé.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règles parasismique Algériennes (RPA 99 modifiées 2003) et les règles de conception et du calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL99) afin d'assurer au mieux la stabilité de la bâtisse ainsi que la sécurité des usagers. En plus du calcul statique qui fera l'objet des trois (03) premier chapitres, la structure sera soumise à des actions sismiques par l'introduction du spectre de calcul du RPA2003. La réponse à cette simulation sera évaluée par le logiciel de calcul ETABS version 9.7.0.

Le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil, doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après sa réalisation avec un coût optimal.

I.1 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui nous à été confié par un bureau d'étude, consiste en le calcul d'un immeuble composé d'un entre sol à usage commercial, d'un rez de chaussée (RDC) à usage de service et de 7 étages à usage d'habitation. Il est recouvert d'une terrasse inaccessible et à contreventements mixte : portiques et voiles en béton armé. Il est implanté dans la commune de Baghlia, wilaya de Boumerdes. Elle est classée selon le RPA 99 (modifier en 2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone II-b) et d'importance moyenne (groupe d'usage 2).

Cet ouvrage est composé donc :

→D' un entre sol à usage commercial ;

→D'un (01) RDC à usage de service ;

→De sept (07) étages à usage d'habitation ;

→D'une (01) cage d'escalier ;

→D'une (01) cage d'ascenseur.

I-2- L'étude géotechnique du sol :

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont permet d'évaluer :

• La contrainte admissible du sol à σ= 2 bars, située à une profondeur de 2 m ;

• Et de classer le site comme étant un site meuble.

I-3- Caractéristiques de l'ouvrage :

I-3-1 Caractéristiques géométriques :(voir plans d'architecture) : les différentes caractéristiques géométriques du bâtiment sont les suivantes :

-**En plan :** - Longueur totale du bâtiment :….....27,70 m ;

- Largeur totale du bâtiment :……..…..…..17,45 m.

-**En élévation:** - Hauteur totale du bâtiment :……..…….…...28,48 m ;

- Hauteur de l'entre sol ……...……..4,00 m ;
- Hauteur d'étages courants et de service(RDC)……..3,06 m ;
- Hauteur de l'acrotère…….……...…..….0,60 m.

I-3-2- Eléments constitutifs de l'ouvrage :

-**Ossature** : L'immeuble est à ossature mixte, il est composé :

- De poutres et poteaux formant un système de portique dans les deux sens ; ils sont destinés à reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales ;
- D'un ensemble de voiles en béton armé, disposés dans les deux sens, constituant un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

-Planchers : Les planchers sont des éléments infiniment rigides qui servent à délimiter les niveaux d'un bâtiment. Ils ont comme principales fonctions, de transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs et d'assurer l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

-Escaliers : Notre bâtiment est doté d'un seul type d'escaliers à deux volées, permettant d'accéder aux différents étages. Ils sont identiques pour tous les niveaux et constitués d'une paillasse et d'un palier en béton armé, coulé sur place.

-**Consoles :** Le bâtiment comporte des balcons en corps creux.

-Cage d'ascenseur : Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur réalisé en béton armé, munie d'une dalle pleine, supportant la machine.

-Remplissage (maçonnerie) :

Murs extérieurs : Ils seront réalisés en double cloison composée de deux murs en brique creuse de 10 cm d'épaisseur, séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur, qui assure l'isolation thermique.

Murs intérieurs (de séparation) : Ils seront réalisés en brique creuse d'épaisseur égale à 10 cm pour les murs de séparation des pièces et de (10+10) cm pour les murs de séparation des appartements.

- **Revêtements :**

- En mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façade ;
- En plâtre d'une épaisseur de 2 cm pour les murs intérieurs et les voiles ainsi que les plafonds ;
- En carrelage pour le sol des étages et des escaliers ;
- En céramique pour les cuisines et les salles d'eau.

- Acrotère : Il sera réalisé en béton armé sur toute la périphérie du plancher terrasse.

-Coffrage : On opte pour un coffrage métallique dans le but de limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

-Fondations : Les fondations transmettent les charges et les surcharges de la superstructure au sol.

Le choix des fondations se base sur l'importance de l'ouvrage, la contrainte du sol et les surcharges.

I-4 La réglementation :

L'étude de présent ouvrage sera menée suivant les réglementations suivantes :

I-4-1 Document technique réglementaire DTR.- B.C.2.2 :

C'est un document qui traite les charges permanentes et les charges d'exploitation des bâtiments, leurs modes d'évaluation, et leurs valeurs à introduire dans les calculs.

I-4-2 Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 modifié en 2003 - DTR B.C.2.48):

C'est un document technique réglementaire fixant les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques. Ces règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des sollicitions sismiques, par une conception et un dimensionnement approprié.

I-4-3 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des Etats Limites (BAEL 91 modifié 99) :

Règles de calcul applicables à tous les ouvrages en béton armé, présentant les méthodes de calcul des éléments simples et des structures de base d'un bâtiment en béton armé.

I-4-4 Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) :

Document technique réglementaire D.T.R B.C 2.41 ayant pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuelles devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et il s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

I-5 Définition d'un état limite (CBA 93 – chapitre A-4) :

On appelle un état limite, un état particulier, au-delà duquel une structure cesse de remplir la fonction pour laquelle elle a été conçue.

On distingue :

- **Les états limite ultime (ELU) :** Correspondant à la limite soit de :

- L'équilibre statique ;

- La résistance de l'un des matériaux ;

- La stabilité de forme.

- **Etats limites de service (ELS) :**

Etats au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites. Ils correspondent à :

- L'état limite de service d'ouverture des fissures ;

- L'état limite de service de déformation.

I-6 Hypothèses de calcul

✓ **ELU :**

- La section plane avant déformation reste plane après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton ;
- Le béton tendu est négligé ;
- Déformation relative limites :

  - De l'acier le plus tendu : 10 ‰

  -Du béton comprimé par : Flexion simple 3,5 ‰.

  Compression centrée 2 ‰.

- comportement élastique des matériaux, loi de Hooke $\sigma = E.\varepsilon$.

✓ **ELS :**

- La section plane avant déformation reste plane après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton ;
- Le béton tendu est négligé ;
- Comportement élastique des matériaux, loi de Hooke $\sigma = E.\varepsilon$.
- Le coefficient d'équivalence fixé à $n = 15$.
- La contrainte de compression du béton σ_{bc} est limitée à $\sigma_{bc} = \overline{0,6}.fc28$
- La contrainte de traction de l'acier est limitée suivant le type de fissuration

  « *FPP ; FP ou FTP* ».

I-7 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, à savoir le béton, l'acier, le mortier, le carrelage et la brique, qui doivent tous satisfaire la réglementation en vigueur.

I-7-1 Béton :

Le béton est le mélange d'un liant hydraulique qui est le ciment, de granulat (sable, gravier), d'eau de gâchage et d'adjuvants. Il présente une résistance à la compression assez élevée, mais sa résistance à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

I-7-1-1 Constituants du béton :

Les matériaux constituant le béton doivent satisfaire certaines exigences pour donner un béton de bonne qualité.

Le choix des granulats doit être fait dans le but d'obtenir une compacité optimale. Pour confectionner un béton de bonne qualité, il faut que les courbes granulométriques des différents granulats soient continues.

- **Les sables :**

On nomme sables, les matériaux de petite dimensions issus de la désagrégation des roches, les sables comprennent l'ensemble des grains passant à travers un tamis à trous ronds de 8 mm, ou à trous carrés de 6 mm de côté.

- **Les graviers :**

Les graviers ont des origines semblables à celles des sables, ils proviennent de la désagrégation des roches. La dimension maximale des agrégats est conditionnée d'une part par l'épaisseur des ouvrages à réaliser, et d'autre part par la distance minimale entre les différentes armature de l'ouvrage.

En Algérie, on fabrique de gravier de fraction 3/8, 8/15, 15/25.

- **les ciments :**

Les ciments (liants) utilisés en béton armé doivent avoir les qualités suivantes :

- Résistances mécaniques élevées et principalement les résistances initiales ;

- Retrait de durcissement pas trop élevé pour diminuer les contraintes parasites initiales ;

- Onctuosité de la pâte à l'eau pour permettre une mise en œuvre correcte et facile dans les moules ferraillés ;

Les ciments les plus utilisés sont :

- Le CPA, Ciment Portland Artificiel, surtout celui de la classe 32.5 (résistance à la compression exprimée en bars à 28 jours) ; il existe aussi les classes 42.5 et 52.5 ;

- Les ciments Portland avec constituants secondaires, laitiers, cendres, pouzzolanes etc. ;

- Les ciments spéciaux tels que les ciments sulfatés ou alumineux ;

Le choix du ciment, la classe et la qualité est fonction de la nature de l'ouvrage à construire, de sa destination et des diverses qualités requises, en tenant compte des conditions climatiques locales : temps chaud ou froid, présence d'eaux agressives etc.

Pour les ouvrages courants en béton armé on peut employer un ciment CPA de la classe 32,5.

- **Eau de gâchage :**

L'eau de gâchage doit être propre et ne pas contenir plus de 5 grammes par litre de matières en suspension (vases, limons etc.) ou plus de 35 grammes par litre de matières et sels solubles (sulfates, acides, sels corrosifs, matières organiques).

I-7-1-2 Dosage :

L'étude de la composition d'un béton consiste à définir le mélange optimal des différents granulats dont on dispose, ainsi que le dosage en ciment et en eau afin de réaliser un béton de bonne qualité selon le critère recherché, résistance ou étanchéité, ouvrabilité et compacité, etc.

- **Dosage en ciment :**

Le dosage en ciment dépend de la résistance visée, on adopte couramment pour les travaux courants : planchers, poteaux,…. 350 kg/m^3.

- **Dosage en eau :**

La quantité d'eau contenue dans un mètre cube de béton sert pour la moitié à peu près à l'hydratation et à la prise du ciment, tandis que l'autre moitié, sous forme d'eau de mouillage et interstitielle confère au béton ses qualités de plasticité et d'ouvrabilité, que l'on vérifie par des mesures d'affaissement au cône d'Abrams, une partie de l'eau pouvant être absorbée par les granulats plus au moins poreux.

En général, il faut compter en eau de 8 à 9 % du poids des matières sèches ciment compris. Cela s'exprime par le rapport E/C, qui doit varier entre $0.35 \leq E/C \leq 0$, cela dépendra de la consistance désirée et des conditions de mise en œuvre.

- **Dosage des gravillons :**

Les quantités de graviers sont calculées par l'une des méthodes suivantes :

- La méthode de Bolomey.

- La méthode d'Abrams.

- La méthode Vallette.

- La méthode de Faury.

- La méthode de Dreux-Gorisse.

Poids volumique du béton : Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m^3 s'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m^3 s'il est armé.

I-7-1-3 Résistance caractéristique du béton :

- **A la compression :**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté (f_{c28}). Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours , sa résistance à la compression est calculée comme suit :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ Mpa → (ART A.2.1.11, BAEL 91)

$C_{fj} = [j/(4,76 + 0,83j)] \times fc_{28}$ ……..si j ≤60jours

$C_{fj} = 1,1\ fc_{28}$ ……..... si j > 60jours

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ Mpa → (ART A.2.1.11, BAEL 91)

$C_{fj} = [j/(1,40 + 0\ ,95j)] \times fc_{28}$……si j< 28 jours

$C_{fj} = fc_{28}$…….si j > 28 jours

Le béton à utiliser dans la confection de cet ouvrage est supposé présenter une résistance de $f_{c28} = 25$[MPa].

- **A la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante :

$f_{tj} = 0,6 + 0,06\ f_{cj}$…… si $f_{cj} \leq 60$ [MPa] **……. …. (BAEL91 / Art A.2.1, 12)**

$f_{t28} = 0,6 + 0,06\ f_{c28}$

f_{t28}= 0, 6 + 0, 06 × 25 = 2, 1 [MPa].

I-7-1-4 Module de déformation du béton :

- **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inferieure à 24 heures.

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPA). (ART A.2.1.21, BAEL 91).

Pour f_{c28} =25 MPA. On a : E_{i28} =32164.2 MPA.

- **Module de déformation longitudinale différé du béton :**

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilise le module différé qui prend en compte les déformations de fluage du béton.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$…….. si $f_{c28} \leq 60$MPa (Art -2.1, 2, BAEL91)

Pour notre cas : $E_{vj}= 3700(f_{cj})^{1/3} = E_{v28}$

$E_{v28} = 3700(25)^{1/3}$ = 10818, 86563MPa.

- **Module de déformation transversale:**

Le module d'élasticité transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante : **G = E / 2(1 + ν)**.

Avec : **E** : Module de Young (module d'élasticité)

ν : Coefficient de poisson

I-7-1-5 Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale (**Δd/d**) et la déformation relative longitudinale (**Δl/l**)

$$\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta L / L}$$

Il est pris égal à :

ν =0 : à l'ELU, pour le calcul des sollicitations. (ART-2.1.3, BAEL 91).

ν = 0,2 : à l'ELS, pour le calcul des déformations **(**ART-2.1.3, BAEL 91).

I-7-1-6 comportement en compression du béton :

- **A l'E.L.U:**

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton f_{bu} est donnée par :

$\mathbf{f_{bu} = 0,85.f_{cj}/\ \theta.\gamma_b}$ MPa ou $\mathbf{f_{bu}}$: est la contrainte admissible du béton à la compression.

γ_b: est le coefficient de sécurité { 1.5 Situation durable «courante » ; 1.15 Situation accidentelle

θ : est le coefficient de la durée d'application de la combinaison d'action

{ 1 si la durée d'application est > 24h ; 0.9 Si la durée d'application est entre 1h et 24h ; 0.85 Si la durée d'application est <1h

Pour f_{c28}= 25 MPa : γ_b=1.5 : **θ** =1 ; on aura f_{bu}=14.2MPa

La déformation ultime du béton est de 3.5 **‰.**

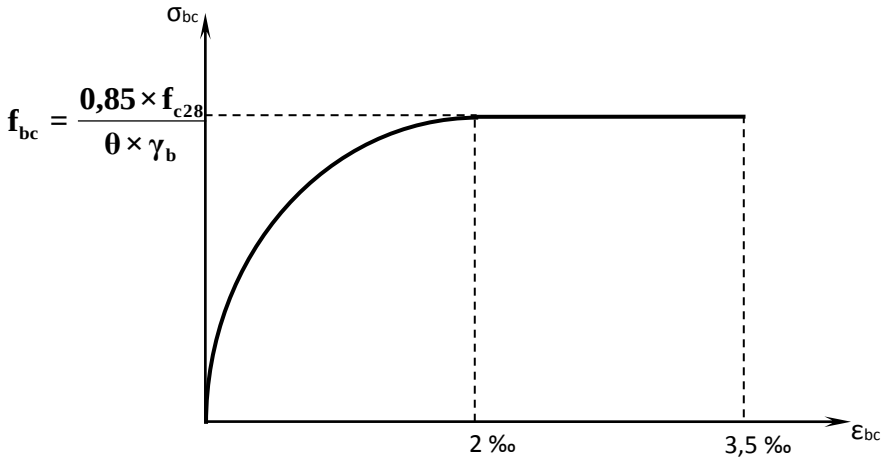


Figure I-1 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à L'E.L.U.

- **A l'E.L.S :**

La contrainte ultime du béton est donnée par $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6\, f_{c28}$.

Les déformations nécessaires pour atteindre l'E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique, on adopte alors la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'E.L.S avec , pour des charges de longue durée $\mathbf{E_b = E_{vj}}$ et $\boldsymbol{\nu = 0,2}$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée (Art -4.5. 1, BAEL 91)

De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égal à 1/15 de celle de l'acier (E_b =13333MPa).

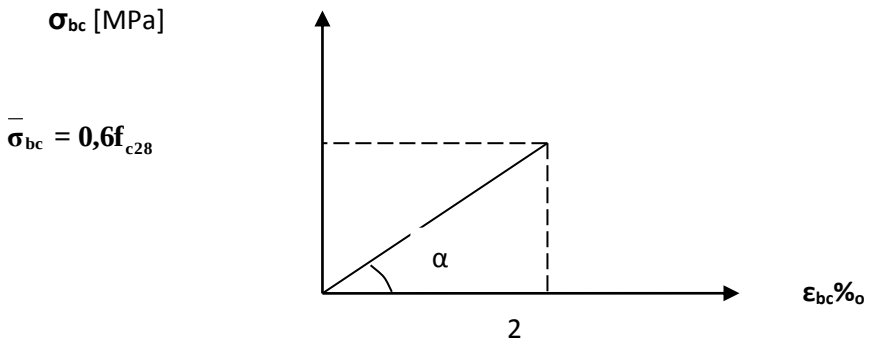


Figure I-2 : Diagramme contrainte – déformation du béton à la compression (ELS).

I-7-2- Acier :

Les aciers sont des alliages de fer et de carbone, le pourcentage de carbone variant entre 0,08% et 1,67%. Il présente une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression, leur rôle et de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton, ils sont caractérisés par leur limite d'élasticité et leur module d'élasticité.

On distingue 4 types d'aciers pour armatures,

- **Les aciers doux :**

Ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235 MPa. Ce sont les ronds lisses (ce type est interdit sur le marché).

- **Les aciers durs, type I :**

Ce sont les aciers à haute adhérence ayant une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de14%

- **Les aciers durs, type II :**

Ce sont les aciers à haute adhérence ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture à la rupture de 12%

•Les aciers fortement écrouis :

Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8% Ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur bobines.

Les caractéristiques des différents types d'acier sont données dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la rupture MPa	Allongement relatif à la rupture (%)	Coefficient de scellement Ψ	Coefficient de fissuration η
Aciers en barres haute adhérence	FeE 400	HA	400	480	14%	1.5	1.6
	FeE 500	HA	500	550	12%	1.5	1.6
Aciers en treillis soudés	520(ϕ<6)	TS	520	550	8%	1	1.3
	520($\phi\geq$6)	TS	520	550	8%	1.5	1.6

Tableau 1: Les caractéristiques des types d'aciers pour armatures.

❖ **Module d'élasticité :**

Le module d'élasticité longitudinal E_s est pris égal à : $\mathbf{E_s=2.10^5\ MPa}$.

(Art -2.2.1, BAEL 91).

❖ **Contrainte limite des aciers :**

Contrainte limite ultime: $\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$ (Art A.4.3, 2, BAEL 91)

γ_s: Coefficient de sécurité partiel qui est égal à: γ_s**= 1, 15** → Situation courante.

γ_s **= 1,00** → Situation accidentelle**.**

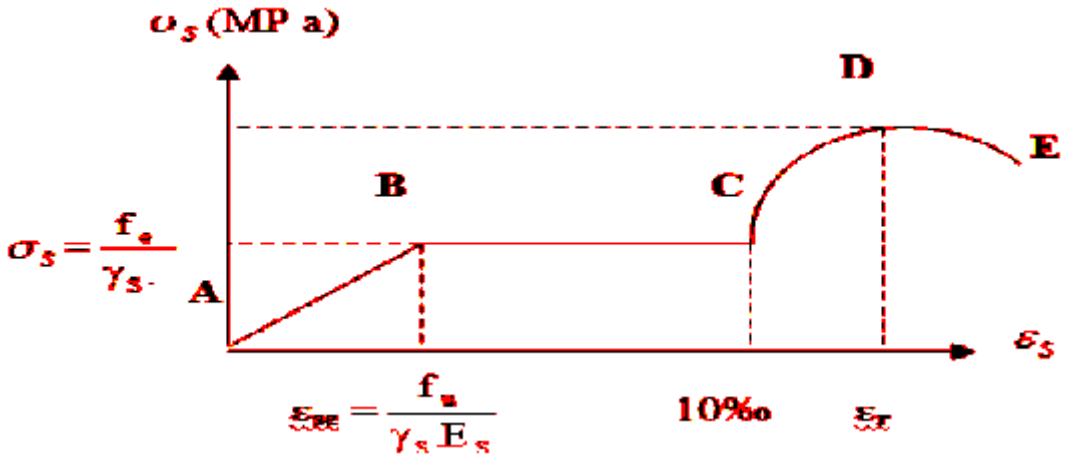


Figure I-3 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à l'E.L.U.

Zone AB : Domaine élastique linéaire.

Zone BC : Domaine plastique.

Zone CD : Domaine de raffermissement (protection).

Zone DE : Domaine de striction (rétrécissement) rupture.

On distingue deux cas : $\begin{cases} \text{Si } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \rightarrow \sigma s = E_s \ \varepsilon_s \\ \text{Si } \varepsilon_{se} \leq \leq 10‰ \rightarrow \sigma s = f_s / \gamma_s \end{cases}$

Contrainte limite de service : à l'E.L.S on suppose que :

- L'acier reste dans son domaine élastique.
- On limite la contrainte dans les barres d'aciers afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton.

La contrainte limite de service de l'acier est :

$\overline{\sigma s} = f_e$……Fissuration peu nuisible (Art.A.4.5.32 BAEL 91).

$\overline{\sigma s} = \min \{2/3\ f_e ; 110\}$……..Fissuration préjudiciable. (Art.A.5.34 BAEL 91).

$\overline{\sigma s} = \min 0,8\{0,5\ f_e ; 90\}$.....Fissuration très préjudiciable. (Art.A.5.34 BAEL 91).

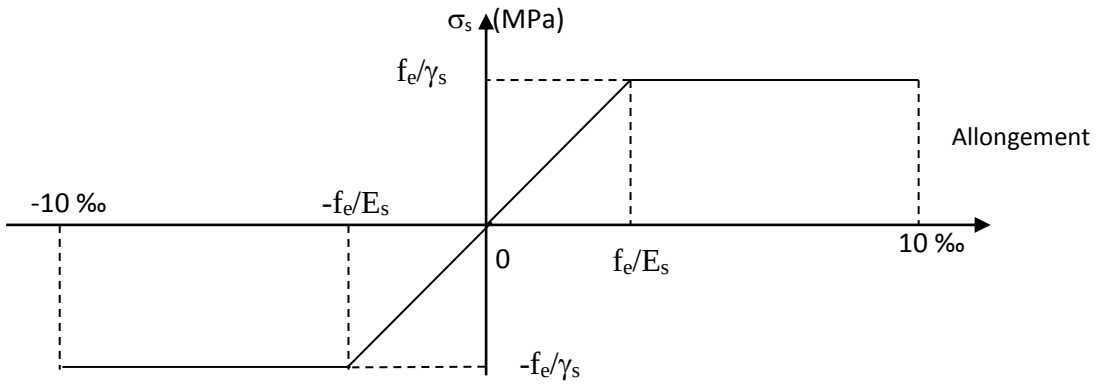


Figure I-4 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S

Contrainte limite de cisaillement : Elle est donnée par la formule : (Art A.5.1.1/BAEL91 modifié 99).

Fissuration peu nuisible $\tau_u = \left\{\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}\ ,5\ MPa\right\}$ → F.P.N

Fissuration préjudiciable $\tau_u = \left\{\frac{0.15\, f_{c28}}{\gamma_b}\ ,4\ MPa\right\}$ → F.P ou F.T.P

❖ **Protection des armatures :**

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage. On adopte les valeurs suivantes (: Art A-7.2 /BAEL91modifié 99).

- 5cm : → Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).

- 3cm : → Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.

- 1cm : → Pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations. En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (A-7.2, 4) afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins 5cm (A-7.2, 8).

Dans notre cas on prend :

C = 2 pour les éléments intérieurs.

Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré-calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements **RPA99** (version 2003) et **BAEL91** (modifié 99).Ce calcul préliminaire concerne les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

II-1 PLANCHERS :

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonction de :

•Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau. Ils doivent aussi transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leur tour aux poteaux, puis aux fondations ;

•Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux ;

•Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité ;

•Protéger contre les incendies ;

•Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre bâtiment nous avons un seul type de planchers : Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres), ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

II-1-1Plancher en corps creux :

Il s'agit de planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées, le tout complété par une dalle de compression, ferraillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- ✓ 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante

$$\mathbf{ht \geq (L_{max}/22.5)}$$…… (Art B 6-8-423/BAEL91 modifié99).

$\mathbf{L_{max}}$: étant la longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

ht: épaisseur de la dalle.

On a : L_{max}= 425 - 35 = 390 cm.

D'où : ht = 390 /22.5 = 17.33 cm.

→On optera pour un plancher de hauteur **20 cm,** soit **(16 +4) cm**

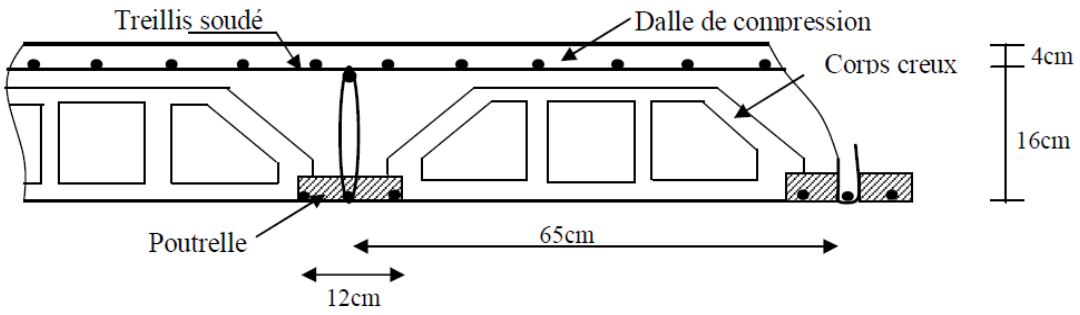


Figure II-1 : Schématisation d'un plancher à corps creux.

II-1-2Dalle pleine :

Les dalles pleines sont des pièces minces et planes, dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur.

Pour notre bâtiment, on aura à réaliser une dalle pleine au niveau de la salle machine de l'ascenseur qui prend appuie sur quatre (04) côtés. L'épaisseur d'une dalle pleine est en fonction de plusieurs paramètres tels que :

- ✓ Ses dimensions (la résistance à la flexion) ;
- ✓ La résistance au feu ;
- ✓ L'isolation acoustique.

Les dimensions de la dalle sont : → Lx = 1.70 m $L\,y$ = 1.80 m

Elle a une surface totale de : →S = 1.70 x 1.80 = 3.06 m²

- **La résistance à la flexion :**

➢ Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux sens :

$$0.4 \leq \rho_x = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \Rightarrow h_t \geq \frac{L_x}{30}$$

➢ Panneau rectangulaire isolé portant dans un seul sens :

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} < 0.4 \Rightarrow h_t \geq \frac{L_x}{20}$$

L_x : est la petite portée du panneau.

L_y : est la grande portée du panneau.

$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{170}{180} = 0{,}94 \Rightarrow \rho_x < 1$ ⇒La dalle porte suivant les deux sens.

$h_t \geq \frac{L_x}{30}$ $\Rightarrow h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{170}{30} = 5.67\ cm$

- **La résistance au feu :**

Pour deux (02) heures d'exposition au feu, et pour une meilleure sécurité, l'épaisseur de la dalle pleine doit être au moins de **11 cm**.

- **L'isolation acoustique :**

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse surfacique du plancher.

La protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque sa masse surfacique *MDP* est supérieure à 350 Kg/m2.

On a: $MDP = \rho_{béton} \times e_p \Rightarrow e_p = \frac{MDP}{\rho}$

A.N: $e_p = \frac{350}{2500}$ $\Rightarrow \boldsymbol{e_p = 0.14m = 14cm}$

• **Conclusion :** Afin de satisfaire aux conditions citées ci-dessus, on adopte pour la dalle pleine, une épaisseur $\boldsymbol{e_p}$**=15 cm.**

II-2Pré dimensionnement des portiques et voiles :

II-2-1Les portiques :

Le système des portiques est constitué d'éléments horizontaux (les poutres) et d'éléments verticaux (les poteaux).

a- Les poutres : Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).Elles assurent aussi la fonction de chainage des éléments.

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques préconisées par le **BAEL 91modifié 99** et vérification selon le **RPA 99 version 2003** ;
- Vérification de la flèche pour la section choisie ;
- Condition de rigidité.

✓ **Les formules empiriques BAEL 91 modifiées 99 :**

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

Avec **h** : La hauteur totale de la poutre.

b: Largeur de la poutre.

L : La portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré.

✓ **Vérification selon le RPA 99 version 2003 / Art 7.5.1**

D'après les prescriptions préconisées par le RPA 99, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :(Zone sismique II.b)

1. Largeur: b ≥ 20cm.
2. Hauteur: h ≥ 30cm.
3. Le rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$

(RPA99. Art 7.5.1)

4. $b_{max} \leq 1.5\ h + b$

✓ **Condition de rigidité :** On doit vérifier que : $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

- **Les formules empiriques BAEL 91 modifié 99 :**

Poutres principales: Ce sont les poutres qui supportent les poutrelles, du fait qu'elles sont disposées perpendiculairement au sens de ces dernières :

On a: $L_{PP} = 643 - 35 = 608$ cm

$\Rightarrow \frac{608}{15} \leq h \leq \frac{608}{10} \Rightarrow 40.53 \leq h \leq 60.8$

On adopte **h** = **50 cm**

Pour la largeur **b** on aura : $0{,}4 \times 50 \leq b \leq 0{,}7 \times 50$

$20 \leq b \leq 35$

On prend **b** = **35cm**

Finalement, la section de la poutre principale à considérer est **: (35 x 50) cm²**

Poutres secondaires (sens longitudinal) :

On a: L_{PS}= 425 - 35 = 390 cm

$\Rightarrow \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \Rightarrow 26 \leq h \leq 39$ $\Rightarrow$ On adopte **h** = **40 cm**

Pour la largeur **b** on aura : $0{,}4 \times 40 \leq b \leq 0{,}7 \times 40$

$16 \leq b \leq 28$

Pour plus de sécurité, on prend **b** = **30cm**

Finalement, la section de la poutre secondaire à considérer est **: (30 x 40) cm²**

- **Vérification au coffrage selon le RPA 99/ Art 7.5.1 :** Pour les poutres, les résultats obtenus doivent satisfaire les conditions suivantes :
  - ✓ **Les poutres principales :**

$b = 35 > 20$

$h = 50 > 30$

$\frac{h}{b} = \frac{50}{35} = 1.42 < 4$ Conditions vérifiées

$b_{max} \leq 1.5(50) + 35 = 110$

  - ✓ **Les poutres secondaires :**

$b = 30 > 20$

$h = 40 > 30$

$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$ Conditions vérifiées

$b_{max} \leq 1.5\ (40) + 30 = 90$

- **Condition de rigidité :** On doit vérifier que : $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
  - ✓ **Les poutres principales :**

$\frac{h}{L} = \frac{50}{608} = 0.0822 > \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition vérifiée.

  - ✓ **Les poutres secondaires :**

$\frac{h}{L} = \frac{40}{390} = 0.1025 > \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition vérifiée.

Remarque :

Pendant l'adoption des dimensions les éléments et en particulier dans le cas les poutres, il est nécessaire des penser à d'autres aspects tels que l'architecture et la facilité d'exécution dont la réalisation des coffrages.



Poutre principale Poutre secondaire

Figure II-2 : Coupes verticales dans les poutres.

b- Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Leurs pré dimensionnement se fait conformément à l'article : [7.7.1 du RPA99 version 2003]. Les éléments considérés comme voiles doivent satisfaire la condition suivante:

$\mathbf{L \geq 4\ e_p}$

Avec e_p : épaisseur des voiles

L : portée min des voiles.

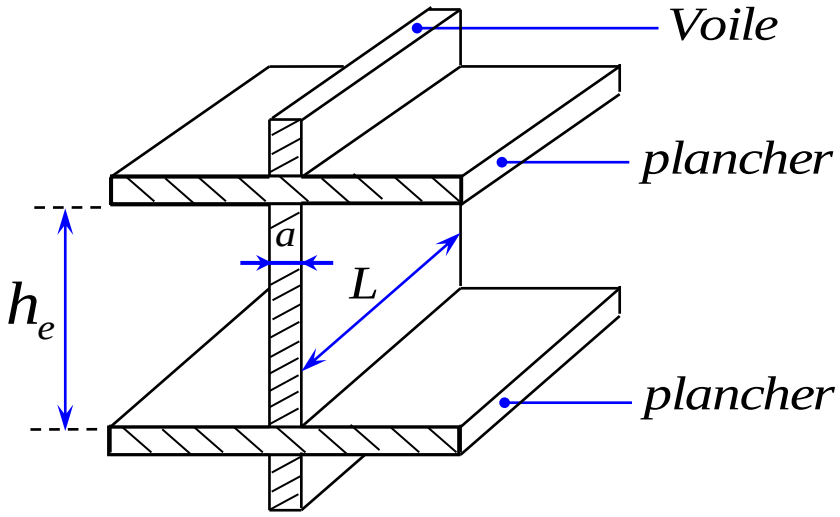


Figure II-3 : Coupe de voiles en élévation.

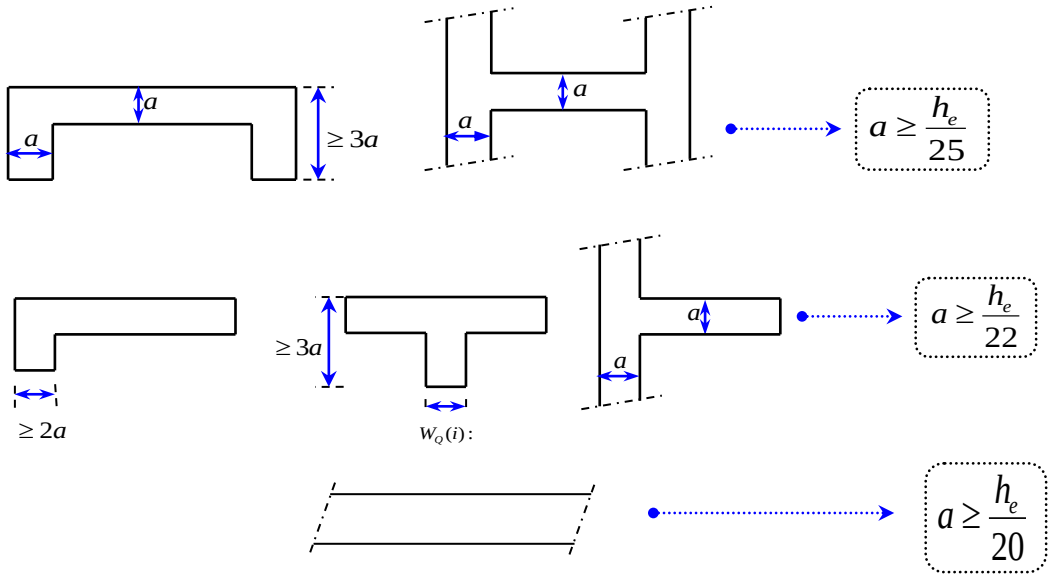


Figure II-4 : Coupe de voile en plan.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **h_e** et des conditions e de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm.

Dans notre cas on a :

Pour **l'étage courant et l'étage de service :** he = $h_{étage}$- e_{dalle}= 306 – 20 = 286 cm

$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20}$ = 14.3 cm

Pour **l'entresol à usage commercial**: $h_e = h_{étage} - e_{dalle}$ = 400 – 20 = 380 cm

$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20}$= 19 cm

- **Conclusion :**

On adopte pour tous les voiles et suivant toute la hauteur de la structure une épaisseur :

a = 20cm

- **Vérification du RPA *:***

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur L doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur (ART 7.7.1) RPA99 VERSION 2003.

$L_{min} \geq 4e$

1.7m ≥4 (0.20) = 0.8 m→ condition vérifiée.

•L'ouvrage sera implanté à Baghlia zone de moyenne sismicité (II_b)

•L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

e = 20 cm $\geq e_{min}$= 15 cm condition vérifiée.

C- Les Poteaux :

C-1 Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils travaillent en flexion composée, et constituent les points d'appuis pour les poutres.

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal NS, tel que : **Ns= G+Q**

Avec : **Ns :** Effort normal repris par le poteau.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

L'effort normal Ns sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. Dans notre cas le poteau H3 est le plus sollicité.

La section S est donnée par la formule suivante **S = Ns/** σ_{bc}.

Avec : σ_{bc} contrainte de compression admissible du béton, qui est égale à 15 MPa.

Selon l'article (B8.4.1) de CBA93, tout en vérifiant les exigences du RPA, pour un poteau rectangulaire de la zone II_b, on a :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq h_e / 20 \end{cases}$$

$1/4 \leq (b_1 / h_1) \leq 4$

C-2Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2**.

- **Charges permanentes :**

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le **DTRB.C.2.2 [2].**

Plancher corps creux :

➢ **Terrasse inaccessible :**

N°	composition	Epaisseur (cm)	G (KN/m²)
01	Protection gravillons	5	0.85
02	Etanchéité	2	0.12
03	Forme de pente	12	2.1
04	Film pare-vapeur	-	-
05	Isolation thermique	25	0.25
06	Film pare-vapeur	-	-
07	Plancher corps creux	16+4	2.8
08	Enduit plâtre	2	0.2
	Charge permanente	G = 6.32	
	Surcharge d'exploitation	Q = 1.00	

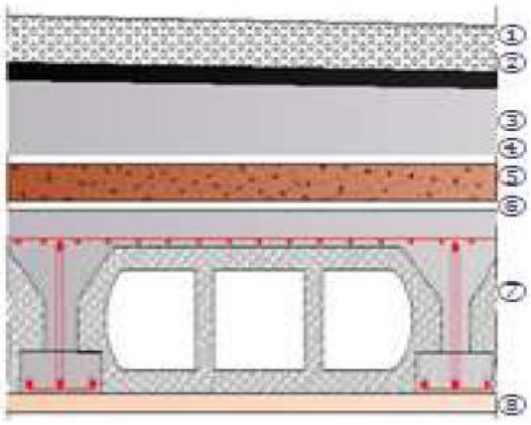


Figure II-5 : Coupe vertical du plancher

➢ **Plancher d'étage courant:**

N°	composition	Epaisseur (cm)	G (KN/m²)
01	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	0.90
02	Carrelage	2	0.44
03	Mortier de pose	2.5	0.5
04	Lit de sable	2	0.36
05	Plancher en corps-creux	16+4	2.8
06	Enduit plâtre	2	0.2
	Charge permanente	G = 5.2	
	Surcharge d'exploitation	Q = 1.5	

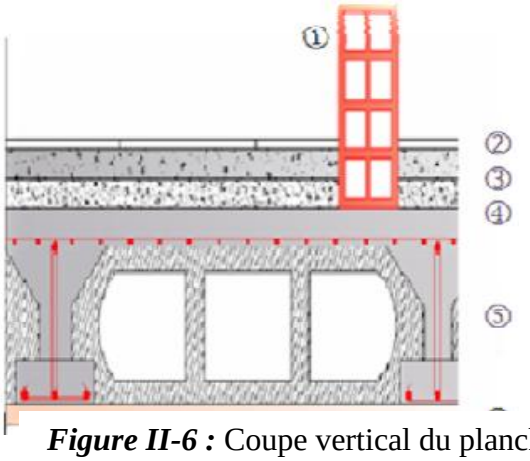


Figure II-6 : Coupe vertical du plancher étage courant

•**Mur intérieur :**

N°	composition	Epaisseur (cm)	G (KN/m²)
01	Cloison en briques creuses 8	10	0.90
02	Enduit de plâtre sur la face intérieur	2x2	0.40
	Charge permanente	G = 1.3	

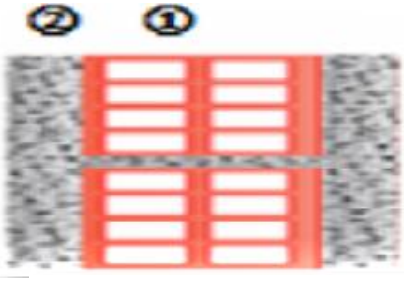


Figure II-7:Mur intérieur

Remarque: La charge de la cloison intérieure (1 KN) est par mètre carré de**lasurface horizontale**

•Mur extérieur :

N°	composition	Epaisseur (cm)	G (KN/m²)
01	Enduit au mortier de ciment	3	0.54
02	Cloison en briques creuses 8 trous	10	0.90
03	Lame d'air	5	-
04	Cloison en briques creuses 8 trous	10	0.9
05	Enduit de plâtre sur la face intérieur	2	0.2
	Charge permanente	G = 2.54	

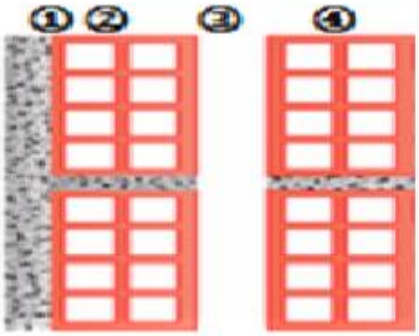


Figure II-8:Mur extérieur

Remarque: La charge du mur extérieur est par mètre carré de **la surface verticale.**

- **Surcharges d'exploitation :**

Plancher sous-sol à usage locaux…… 4 KN/m²

Plancher étage de service ……..…….... 2.5 KN/m²

Plancher étages courants a usage d'habitation..……...1.5 KN/m²

Plancher terrasse non accessible ……..……...….1 KN/m²

Escalier ……..……2.5 KN/m²

C- 3) La descente de charge :

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments qui composent la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations)

- **Surface d'influence :**

Nos calculs seront effectués sur le poteau le plus sollicité en compression **(poteau H3).** Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité **H3 :**

S nette= S1 + S2 + S3 + S4.

S nette= (1.25 +1.95)*(3.04+2.615) = 3.2*5.65 = **18.095 m²**

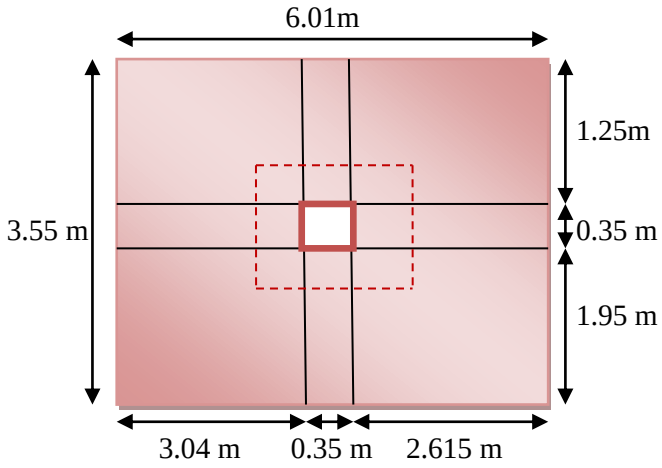


Figure II-9:Poteau sollicité

Poids propre des éléments :

Plancher terrasse :

$PP_t = G_{pt} x\ S_{nette}$= 6.32 x 18.095 =**114.36 KN**

Plancher étage courant :

PPC= $G_{péc}$*S_{brute}= 5.2 x 18.095 =**94.094 KN**

Poutres :

- Poutres principales :

PP_{pp}= 0.50 x 0.35 x (3.04+2.615) x 25 = **24.74 KN**

- Poutres secondaires :

PP_{ps} = 0.40 x 0.30 x (1.25+1.95) x 25 = **9.6 KN**

$PP_{poutres}$ = 24.74 + 9.6 = **34.34 KN**

Poteaux :

Poteau de l'entresol: PP_{ES}= (0.35 x 0.35 x 4.00) x 25 =**12.25 KN**

Poteaux d'étage courant et RDC : $PP_{étage\ c+RDC}$ = (0.35 x 0.35 x 3.06) x 25 = **9.37 KN**

- **Principe de calcul :**

Avant de commencer le calcul de la descente de charges, il est nécessaire d'établir un principe de structure, niveau par niveau avec le sens de portée de la charpente et des planchers, les balcons, les poteaux, les poutres, etc.

Ensuite, on détermine les caractéristiques des éléments porteurs : Type de plancher, revêtement de sol (épaisseur et nature), type de toiture (tuile, ardoise, possibilité de neige,...), cloisons, type et épaisseur des murs (briques, parpaing, béton). Ce sont les charges permanentes (en daN/m ou daN/m²). Puis, on définit le type d'utilisation des pièces (logements, circulation, bureaux,....) pour choisir les surcharges d'exploitation à appliquer au plancher (en daN/m ou daN/m²). Ce sont des charges qui prennent en compte les mobiliers, les personnes et autres objets. On peut y inclure des cloisons qui peuvent être enlevées ou déplacées. Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

La loi de dégression est : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i$ pour $n \geq 5$

Q_0: surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i (i = 1 à 7)

n: numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n: surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

- **<u>Surcharge d'exploitation</u> :**

Plancher terrasse : Q_0= 1 * 18.095 = 18.095 KN

Plancher étage courant : $Q_1 = Q_2$ = ...= Q6 =1.5 *18.095 = 27.14 KN

Plancher étage de service $Q_7 = Q_{RDC}$= 2.5 x 18.095 =45.24KN

Plancher entresol à usage commercial: Q_8= 4 x 18.095 = 72.38 KN

7eme →Q_o= 1*S brute = 1* 18.095 = **18.095 KN**

6eme →Q_1= $Q_o + Q_1$= 18.095 +27.14 = **45.24 KN**

5eme →Q_2= Q_o + 0, 95 ($Q_1 + Q_2$) =18.095 + 0.95 (2*27.14) =**69.66KN**

4eme → Q_3= Q_o + 0, 90 ($Q_1 + Q_2 + Q_3$) = 18.095 +0.9 (3*27.14) =**91.37 KN**

3eme → Q_4= Q_o + 0, 85 ($Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4$) = 18.095 +0.85 (4*27.14) =**110.37 KN**

2eme → Q_5= Q_o + 0, 80 ($Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5$) =18.095 +0.80 (5*27.14)**= 126.66 KN**

1ier → Q_6= Q_o + 0, 75 ($Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6$) = 18.095+0.75(6*27.14) =**140.23 KN**

RDC→ Q_7=Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_{RDC})=18.095+0.714(6*27.14+45.24)

=**166.66KN**

E-SOL→ Q_8=Q_0+0,687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_{RDC}+Q_{E-S})=

18.095+0.687(6*27.14+45.24+72.38)=**210.77 KN**

Charges permanentes (KN)						Charges d'exploitations (KN)		Efforts tranchants (KN)	Section du poteau (cm2)	
Niv	**poids des planchers**	**poids des poteaux**	**poids des poutres**	**G_{totale}**	**$G_{cumulée}$**	**Qi**	**$Q_{cumulée}$**	**Ni=Gc+ Qc**	**$S_{trouvée}$**	**$S_{adoptée}$**
7	114.36	0	34.34	148.7	148.7	18.095	18.095	166.79	111.19	30X35
6	94.09	9.37	34.34	137.8	286.5	45.24	45.24	331.74	233.23	30X35
5	94.09	9.37	34.34	137.8	424.3	69.66	69.66	493.96	371.53	30X35
4	94.09	9.37	34.34	137.8	562.1	91.37	91.37	653.47	522.31	40X40
3	94.09	9.37	34.34	137.8	699.9	110.37	110.37	810.27	689.76	40X40
2	94.09	9.37	34.34	137.8	837.7	126.66	126.66	964.36	866.07	40X40
1	94.09	9.37	34.34	137.8	975.5	140.23	140.23	1115.73	1051.42	45X50
RDC	94.09	9.37	34.34	137.8	1113.3	166.66	166.66	1279.96	1254.39	45X50
E/S	94.09	12.25	34.34	140.68	1253.98	210.77	210.77	1464.75	1488.69	45X50

Tableau I: Récapitulatif de la descente de charge

C-4 Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

-Min (b_1, h_1) 30 cm En zone II_b et III.

- Min (b_1, h_1) $\geq h_e/20$ ……..(1)

- $1/4 < b_1/h_1 < 4$……..(2)

- La 1ere condition : En zone II_b le Min (b_1, h_1) 30 cm→ condition vérifiée
- La 2eme condition :

  -Étage courant et RDC H=3.06m:

  Min (b_1, h1) $\geq h_e/20$ = 306/20 =15.3 cm.→Condition vérifiée.

  -Entresol : H= 4.00m: Min (b_1, h_1) $\geq h_{ES}$ /20 = 400/20 = 20 cm →Condition vérifiée.
- La 3eme condition : $1/4<b_1/h_1<4$ on a $b_l/h_l=0.9$; $b_2/h_2=1$; $b_3/h_3=0.85$

  0.25 < bi/hi <4 →Condition vérifiée.

  Donc les conditions de RPA sont vérifiées.

C-5 Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier l'élancement des poteaux.

$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$ Avec : L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7\ L_0$)

i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$; L_0 : hauteur libre du poteau ;

S : section transversale du poteau (b*h) ;

I : moment d'inertie du poteau ; ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$); $\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7\ L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7\ L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$

Poteaux (30X35) : $L_0 = 3.06 \Longrightarrow \lambda = 24.73 < 50$.

Poteaux (40X40) : $L_0 = 3.06 \Longrightarrow \lambda = 18.55 < 50$.

Poteaux (45X50) : $L_0 = 3.06 \Longrightarrow \lambda = 16.49 < 50$.

Poteaux (45X50) : $L_0 = 4.00 \Longrightarrow \lambda = 21.55 < 50$.

Tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement.

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a présenté les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera le pré dimensionnement suivant :

- Les planchers : h_t = 20cm
- Les dalles pleine (salle machine) : ht = 15 cm
- Des poutres : Poutres principales : (35 x 50) cm^2
  Poutres secondaires : (30 x 40) cm^2
- Les voiles : e = 20cm
- Les poteaux : l'entresol. le RDC et le 1 er étage : (45x50) cm^2
  le2eme. le 3eme et le 4eme étage : (40 x40) cm^2
  le5eme. le 6eme et le 7eme étage : (30 X 35) cm^2

Ces résultats nous servirons de base dans la suite de nos calculs dans les prochains chapitres.

Introduction :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux comme l'acrotère, les escaliers et des éléments structuraux comme les planchers.

III-1 L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort (G) dû à son poids propre et à un effort horizontal (Q= 1KN/ml) du à la main courante provoquant un moment de renversement (M) dans la section d'encastrement.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée.

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables

- **Dimensions de l'acrotère :**

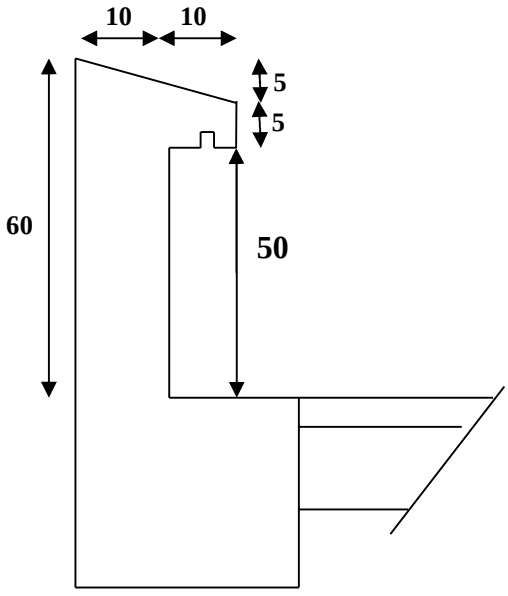


Figure III-1-a : Coupe verticale de l'acrotère

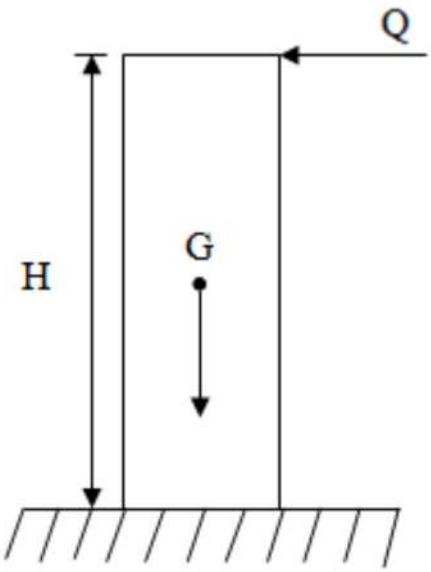


Figure III-1-b : Schéma statique.

III-1-1Détermination des sollicitations pour une bande unitaire :

- **Poids propre de l'acrotère :**

  $\mathbf{G}_{acr}= \rho_{béton}$ x S_{acr}x 1 ml

$$G = 25\left[(0.5\times 0.1) + (0.2\times 0.05) + \frac{0.05\times 0.2}{2}\right] = 1.625 KN/ml.$$

$\mathbf{G}_{acr}$ = 1.625 KN/ml

Avec :

ρ: Masse volumique du béton

S : Section transversale.

- **Surcharge d'exploitation** : Qacr = 1KN /ml

➢ Moment de renversement M dû à l'effort horizontal

M_Q=Q × H = 1 × 0.6 = 0.6 KN.m

III-1-2 Combinaison de charges :

a) L'ELU : La combinaison est : **1.35G +1.5Q**

➢ Effort normal de compression :

Nu=1.35 G +1.5 Q = 1.35×1.625+0 = 2.193 KN

➢ Moment de reversement :

Mu=1.35 M_G +1.5 M_Q =0+1.5×0.6 = 0.9 KN.m

➢ Effort tranchant :

Vu = 1,5.Q = 1,5.1 = 1,5 KN

b) L'ELS : La combinaison est : **G +Q**

➢ Effort normal de compression :

Ns=G +Q =1.625+0 = 1.625 KN

- Moment de reversement :

$Ms=M_G+M_Q=0+0.6=0.6$ KN.m

- Effort tranchant :

Vs = Q = 1 KN

III-1-3 Diagrammes des efforts internes

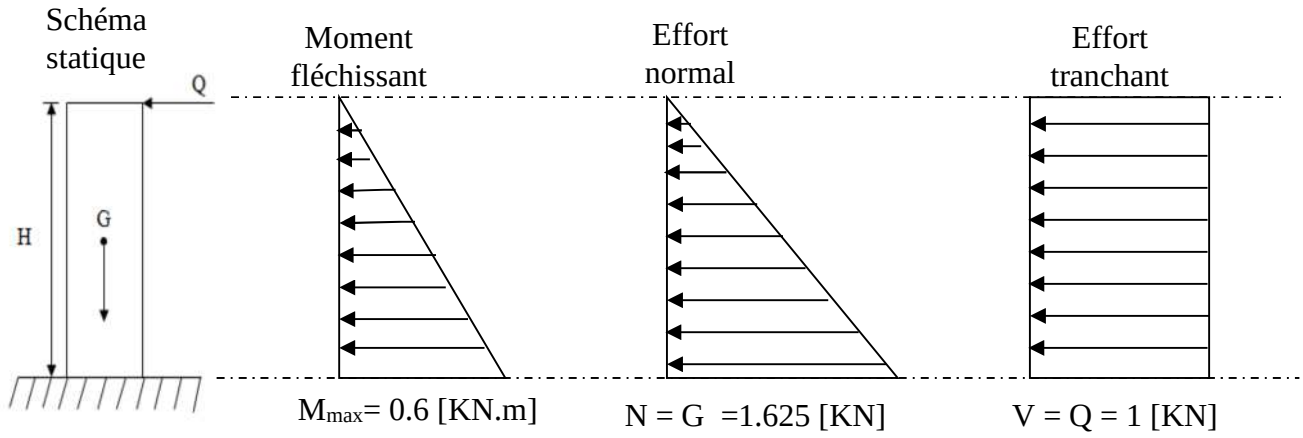


Figure III-2 : Diagrammes des efforts internes. (M.N.T).

III-1-4 Détermination du ferraillage :

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section (b x h) cm^2 soumise à un effort normal ≪N≫ et un moment de renversement ≪M≫.

h = 10 cm; → hauteur de la section ;

b= 100 cm; → largeur de section ;

c = **c'** = 3 cm; → la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton ;

d = h – c = 10 – 3 = 7 cm;→ hauteur utile ;

$\mathbf{e_u}$: Excentricité ;

$\mathbf{M_f}$: Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

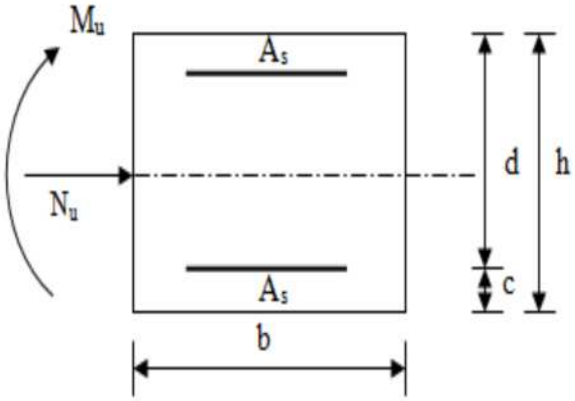


Figure III-3-a : Section soumise à la flexion Composée

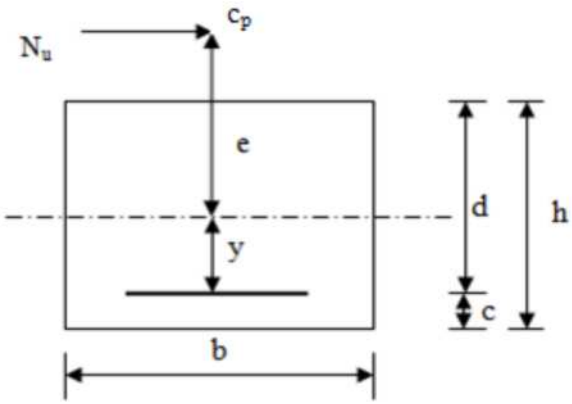


Figure III-3-b : Section soumise à la flexion Composée

III-1-5 Calcul à l'ELU :

III-1-5-1 Calcul de l'excentricité :

$$\begin{cases} e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,193} = 0,41\text{m} = 41\text{ cm}. \\ (\frac{h}{2}) - c = (\frac{10}{2}) - 3 = 2\text{ cm}. \end{cases}$$

e_u > [h/2-c]→41 cm>3cm :d'où le centre de pression (point d'application de l'effort normal) à l'extérieur de la section limitée par les armatures, l'effort normal «Nu» est un effort de compression.

Donc la section est partiellement comprimée (SPC), elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif «**M_f**».

III-1-5-2Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

- **Moment fictif :**

$M_f = N_u \times g$; $g = e_u + (\frac{h}{2}) - c = 41 + 2 = 43$ cm

$M_f = N_u \times g = 2,193 \times 0.43 = 0,943$ KN.m

$M_f = 0.943$ KN.m

$e_u\ [(\frac{h}{2}) - c]$: la distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures inferieures tendues.

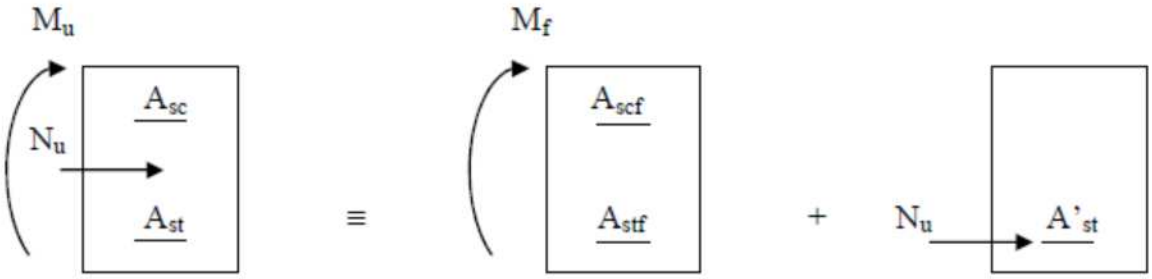
- **Moment réduit :**

$\boldsymbol{\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}}$ avec :

$f_{bu} = \frac{0.85\, f_{c28}}{\theta\, .\gamma}$. → $f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1.5}$ = 14,17Mpa.

$\mu_u = \frac{0.943}{(1\times(0,07)^2 .14,17.10^3)}$ = 0,014.

$\boldsymbol{\mu_u \leq \mu_l}$=0,392=> la section est simplement armée (SSA) => les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.



$A_{st} = A_{stf} - A'_{st}$ sachant que : $A'_{st} = \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

- **Calcul des armatures fictives en flexion simple (A_{stf}):**

$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$= 348 MPa : contrainte limite d'élasticité de l'acier.

μ_u =0,014 → β= 0,993. (Du tableau)

$\boldsymbol{A_{stf} = \frac{0.943 \times 10^6}{0,993\times 70\times 348\times 10^2}}$= 0, 3898cm² → A_{stf} = 0.3898 cm²

III-1-5-3Calcul des armatures réelles en flexion composée (A_{st}):

$A_{st} = A_{stf} - A'_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

$A_{st} = 0.3898 - \frac{2,193\, .10^3}{348\, .10^2}$ = 0.327 cm²

A_{st}= 0.327 cm² et A_{sc} = 0

III-1-6 Vérification à l'ELU:

III-1-6-1 Condition de non fragilité du béton (BAEL91/ Art A.4.2.1) :

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

Le ferraillage de l'acrotère doit satisfaire la **CNF** : $\mathbf{A_s \geq A_{min}}$

$$A_{\min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{es - 0{,}455 \times d}{es - 0{,}185 \times d}\right]$$

Avec :

$$\begin{cases} f_{t28} = 0{,}06 f_{c28} + 0{,}6 = 0{,}06.\ (25) + 0{,}6 = 2{,}1\ \text{MPa} \\ e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0{,}6}{1{,}625} = 36{,}92\text{cm} \end{cases}$$

$$A_{\min} = \frac{0{,}23 \times 100 \times 7 \times 2{,}1}{400} \times \left[\frac{36{,}92 - 0{,}455 \times 7}{36{,}92 - 0{,}185 \times 7}\right]$$

$A_{min} = 0{,}800\ cm^2 = 80\ mm^2$

$A_{min} > A_s = 0{,}327\ cm^2$ => la section n'est pas vérifiée.

$$\left.\begin{matrix} A_{\min} = 0{,}8 cm^2 \\ A_{st} = 0{,}327 cm^2 \end{matrix}\right\} \rightarrow A_{\min} \geq A_{st} \rightarrow A_s = \max(A_{\min}; A_{st}) \rightarrow A_s = 0{,}8 cm^2$$

Conclusion :

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU.

Donc on adoptera une section : $A_s \geq A_{min} = 0.8\ cm^2$

Soit : **4HA8→As=2,01cm²**

Avec un espacement de : $S_t = \frac{100}{4}$ → St=**25cm**

- **Les armatures de répartition:**

$\mathbf{A_r} = \frac{\mathbf{A_s}}{\mathbf{4}} = \frac{2{,}01}{4} = 0{,}50 cm^2/ml.$

Soit **4HA8** =>$\mathbf{A_r}$= 2.01 cm² repartie sur 60 cm de hauteur, avec un espacement de $S_t = \frac{60}{4}$

→ S_t **=15cm**.

- **Espacement des barres :**

  Fissuration est préjudiciable, St ≤ min {2.h ; 25} cm.

  Avec : h : épaisseur de la section d'acrotère.

  h = 10 cm. Soit: St = 20 cm.

Espacement adopté est de 20 cm → Condition vérifiée.

III-1-6-2Vérification au cisaillement : (BAEL91 art 5.1.1)

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0{,}15\, f_{C28}}{\gamma_b};\ 4\right) = \min(2{,}5\ MPa; 4MPa) = 2.5MPa$$

$$\overline{\tau_U} = 2.5MPa$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \qquad v_U = 1{,}5\, kN/ml$$

$$\tau_U = \frac{1500}{1 \times 0{,}07 \cdot 10^6} = 0{,}0214\ MPa$$

$\tau_U < \overline{\tau_U} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement **(Condition est vérifiée).**

⇒ Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-1-6-3 Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)

Il est important de connaitre le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\ \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0{,}9.d.\sum U_i}$$

Avec :

- ψ_s : Coefficient de scellement, il prend les valeurs de :

  { 1.5 : Pour les barres à haute adhérence (HA)
  { 1.0 : pour les barres rondes lisse (R.L)

- τ_{se} : Contrainte d'adhérence
- ΣU_i : Somme des périmètres utiles des armatures

$\Sigma U_i = 4 \times \pi \times \Phi \rightarrow \sum U_i = 4 \times 3{,}14 \times 8 = 100{,}48\ mm$.

$\tau_{se} = \frac{1500}{0{,}9 \times 70 \times 100{,}48} = 0.237$ MPa

$\tau_{se} = 0{,}237$ MPa $< \tau_{se} = 3{,}15$ MPa $\Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Conclusion :

Il n'y a pas de risque d'entrainement des barres (Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement) donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-1-6-4 Ancrage des armatures :

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (L_S).

$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}}$ et $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$ MPa

$\rightarrow L_s = \frac{0{,}8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.21$ cm On adoptera **: L_s = 30cm.**

III-1-7 Vérification à L'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

Il faut vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

$\boldsymbol{\sigma_{sc} \leq \overline{\sigma_{sc}}}$ **:** Il n y a pas lieu de vérifier car il n y a pas acier comprimée. (SSA)

Avec :

$\boldsymbol{\sigma}_{bc}$: contrainte dans le béton comprimé ;

$\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{\mathbf{bc}}$ **:** contrainte limite dans le béton comprimé ;

$\boldsymbol{\sigma}_{st}$: contrainte dans les aciers tendus ;

$\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{st}$: contrainte limite dans les aciers tendus ;

$\boldsymbol{\sigma}_{sc}$: contrainte dans les aciers comprimés ;

$\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{\mathbf{sc}}$: contrainte limite dans les aciers comprimés.

- **Dans l'acier :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}fe\ ,\ 110\sqrt{\eta.f_{t28}}\right\}$$

Avec : $\eta = 1{,}6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA) $\phi \geq 6mm$.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}\times 400\ ,\ 110\sqrt{1{,}6\times 2{,}1}\right\} = \min\left\{\ 266{,}6\ ,\ 201{,}63\right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201{,}63\ \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

On a : $\rho_1 = \dfrac{100\times A_{st}}{b\times d} = \dfrac{100\times 2{,}01}{100\times 7} = 0{,}287$

$\rho_1 = 0{,}253 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}920 \Rightarrow K_1 = 47{,}50$

D'où : $\sigma_{st} = \dfrac{0{,}6\times 10^3}{0{,}920\times 7\times 2{,}01} = 46{,}35\ MPa$.

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ **La condition est vérifiée**

- **Dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6\times f_{c28} = 0{,}6\times 25 = 15\ \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1}\times\sigma_{st} = \frac{1}{47{,}50}\times 46.35 = 0{,}976\ MPa$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ **La condition est vérifiée**

Conclusion :

Le Ferraillage adopté :

- Armatures principales : **4HA8/ml = 2.01 cm^2** avec : **S_t = 25 cm.**
- Armatures de répartition : **4 HA8/ml = 2.01 cm^2** avec : **S_t= 15 cm.**

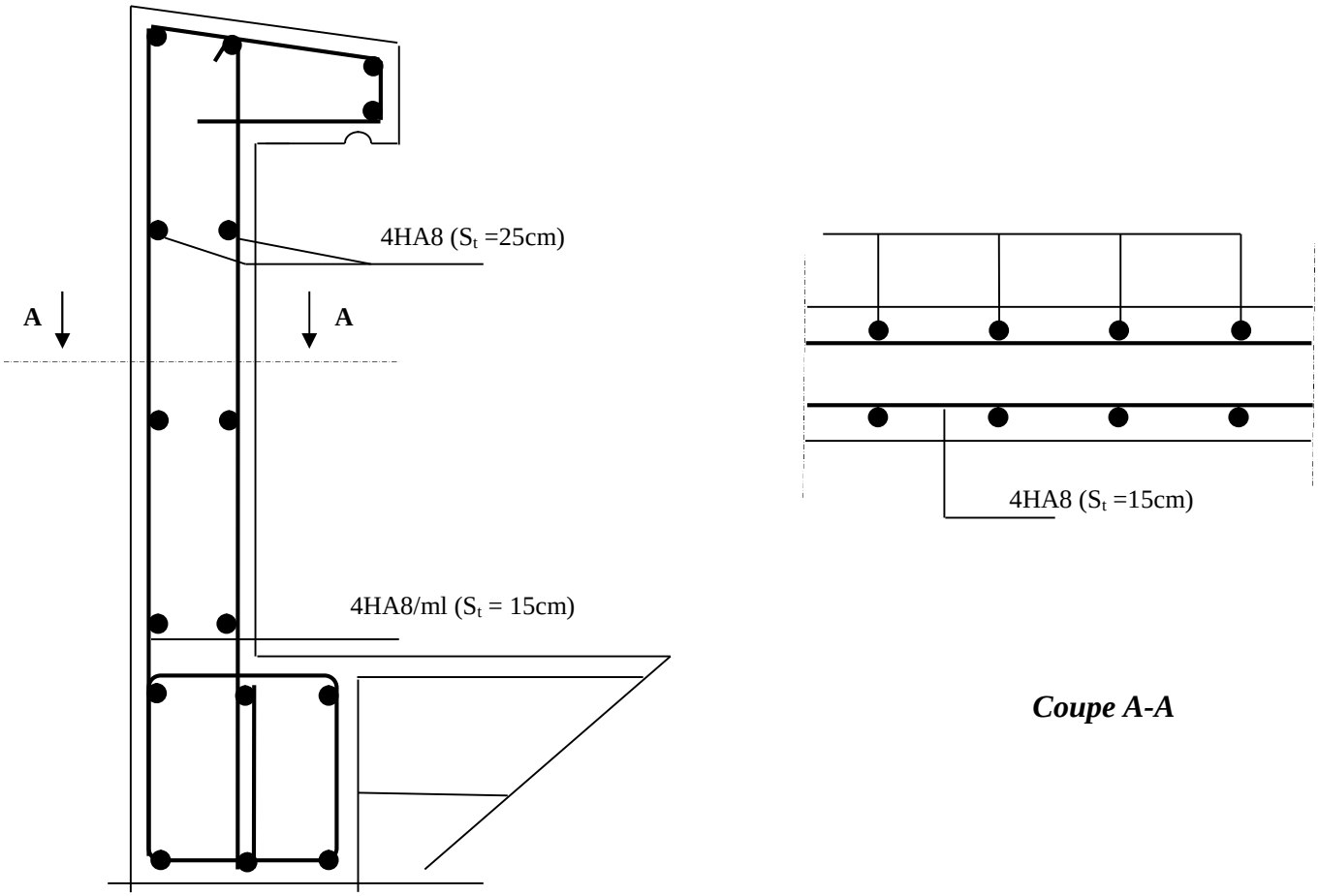


Figure III-4 : Ferraillage de l'acrotère.

III-2- Planchers :

III-2-1- Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de "4 cm" d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TLA 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas excéder :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures

❖ **Calcul des armatures :**

L_a : Longueur de l'hourdis

L : Entre axe des poutrelles ($50\ cm \leq L \leq 80\ cm$)

➢ **Armatures ⊥ aux nervures :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{fe} = \frac{4 \times 65}{520} = 0{,}5\ cm^2/mL$$

Soit : $A_{\perp} = 5T5 = 0{,}98 cm^2/mL$; e = 20 cm

➢ **Armatures // aux nervures :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0{,}98}{2} = 0{,}49\ cm^2/mL$$

Soit : $A_{//} = 4T4 = 1{,}18\ cm^2/mL$; e = 25 cm

III-2-2- Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes :

Etape1 : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est assimilée à une poutre reposant sur deux appuis, soumise aux sollicitations suivantes :

- Poids propre de la poutrelle :

  $G_1 = 0{,}12 \times 0{,}04 \times 25 = 0{,}12\ KN/mL$

- Poids du corps creux :

  $G_2 = 0{,}65 \times 0{,}95 \times 25 = 0{,}62\ KN/mL$

$\Rightarrow G = G_1 + G_2 = 0{,}12 + 0{,}62 = 0{,}74\ KN/mL$

- Surcharge de l'ouvrier : Q = 1 KN/ mL

a- Calcul à L'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

- Combinaison de charges :

$$q_u = 1{,}35.G + 1{,}5.Q = (1{,}35 \times 0{,}74) + (1{,}5 \times 1) = 2{,}5 \text{ KN/mL}$$

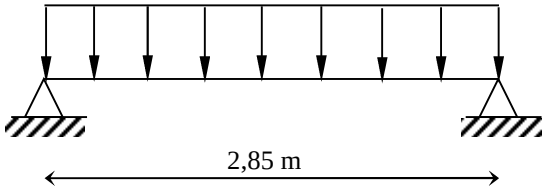
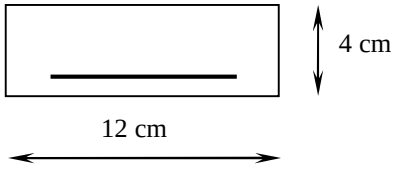


Fig III-2.1 : Schéma statique

- Calcul du moment en travée :

$$M_u = q_u \times \frac{\ell^2}{8} = 2{,}5 \times \frac{2{,}85^2}{8} = 2{,}54 \ KN.m$$

b- Ferraillage :



Soit : c =2 cm

d: La hauteur utile (d =h-c = 4-2 = 2 cm)

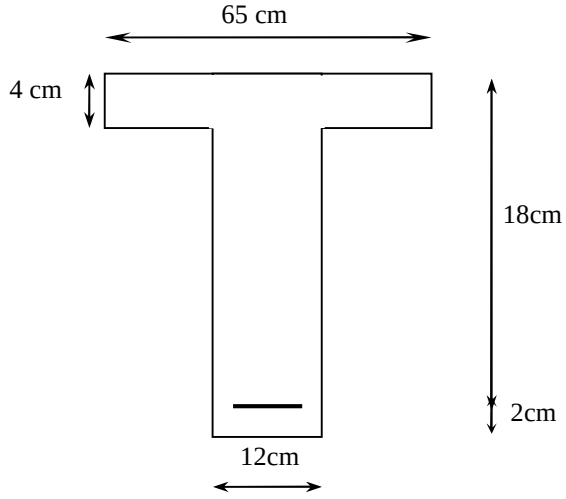
$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2{,}54 \times 10^3}{12 \times (2)^2 \times 14{,}2} = 3{,}72$$

$\mu > \mu_L = 0{,}392 \rightarrow$ La section est doublement armée

La section de la poutrelle est petite, car on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des était intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qu'elles lui sont appliquées, et de manière à ce que les armatures comprimées ne seront pas utiles.

Etape2 : Après coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis. Les charges et surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.



a- Dimensionnement de la poutrelle :

h = 16+4 cm, hauteur de la poutrelle

h_0 = 4 cm, hauteur de la dalle de compression

b_0 = 12 cm, largeur de la nervure

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 8h_0 \right\}$$

L_0 : Distance entre deux poutrelles

L_0 = 65-12 = 53 cm

L : Largeur de la plus grande travée

L = 2,85 m

D'où : $b_1 \leq \min \left\{ 26{,}5 \; ; \; 28{,}5; \; 32 \right\} \Rightarrow b_1 = 26{,}5$

$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26{,}5 + 12 = 65$ cm

b.2 Charges permanentes et les charges d'exploitations :

• Poids propre du plancher : -L'étage courant …...……G= 5.3 x0.65 = 3.45 KN/ml

- La terrasse……..…. G= 6.32 x0.65 = 4.11 KN/ml

• Surcharge d'exploitation : - Usage d'habitation……Q=1.5 x 0.65 =0.98 KN/ml

- Usage de commerce (ES)…..Q= 4 x 0.65 = 2.6 KN/ml

-Usage de service(RDC) …Q = 2.5 x 0.65 =1.63 KN/m l

b.3 Combinaison de charges :

• **Plancher usage d'habitation** :

A l'ELU : qu = 1.35 G+ 1.5 Q = 1.35 x3.45 +1.5x 0.9 8 = 6,13 KN/ml

A l'ELS : qs = G + Q = 3,45 + 0, 98 = 4,43KN/ml

•Plancher à usage commercial (ES):

A l'ELU : q = 1.35 G+ 1.5 Q = 1.35 x 3.45+1.5x 2.6 = 8.56 KN/ml

A L'ELS :qs = G + Q =3,45 + 2.6 = 6,05 KN/ml

•Plancher à usage de service(RDC) :

A l'ELU : qu = 1.35 G+ 1.5 Q = 1.35 x 3.45 +1.5x 1.63 = 7.10 KN/ml

A l'ELS : qs = G + Q =3,45 + 1,63= 5,08 KN/ml

•Plancher terrasse :

A l'ELU : qu = 1.35 G+ 1.5 Q = 1.35 x 4.19 +1.5 x 0.65 = 6.63 KN/ml

A l'ELS : qs = G + Q = 4.19 +0,65= 4.84 KN/ml

b.4.Etude du plancher à usage commercial :

b.4.1Choix de la méthode de calcul :

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que :

- Méthode forfaitaire.

- Méthode de Caquot.
- Méthode de trois moments.

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- **La méthode forfaitaire :**

➢ Domaine d'application : la méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées (constructions courantes). La surcharge d'exploitation sera deux fois plus grande que la charge permanente ou $5KN/m^2$,

c.à.d: $Q \leq \max\{2G ; 5kN/m^2\}$

En effet : $\max\{2G; 5kN/m^2\} = 2G = 2\times3,45 = 6,9KN/m^2$ $2,6 \leq 6,9 \mapsto$ **condition vérifiée ;**

➢ Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées. Comme il n'y a pas de changement de section $\mapsto$ **condition vérifiée** ;

➢ Le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0.80 et 1.25.

C.à.d. : $0.80 \leq \frac{l_i}{l_{l+1}} \leq 1.2$

Donc pour: $l_1=4,25m$; $l_2=2,85m \rightarrow l_1/l_2=4,25/2,85=1,49 \mapsto$ **la condition n'est pas vérifiée** ;

➢ La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements.

Conclusion : Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, ce qui nous conduit à utiliser la méthode des trois moments.

d- Rappel sur la méthode des trois moments :

- Moment aux appuis :

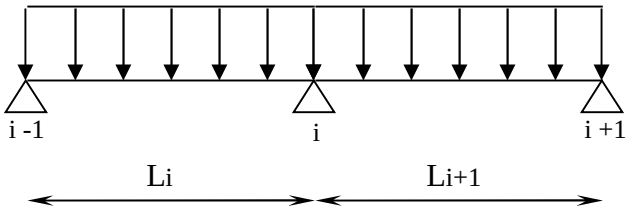
$$M_{i-1}\frac{L_i}{I_{i-1}} + 2M_i\left(\frac{L_i}{I_i} + \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}}\right) + M_{i+1}\frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} = -6E\left(W_i^g + W_i^d\right)$$

Avec : $W_i^g = Q_i \frac{L_i^3}{24EI_i}$

$$W_i^d = Q_{i+1}\frac{L_{i+1}^3}{24EI_{i+1}}$$

W_i^g , W_i^d respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui i

M_{i-1}, M_i , M_{i+1} sont les moments aux appuis, i-1 , i , i+1 respectivement



- Moment en travées :

$$M(X) = \mu(X) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} X \rightarrow \text{Moment à l'abscisse X de la travée (i+1)}$$

$$\mu(X) = q.\frac{L_{i+1}}{2}.X - q.\frac{X^2}{2}$$

M(X) prend la valeur maximale quand T(X) = 0 c'est-à-dire

$$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.L_{i+1}}$$

- Efforts tranchants :

$$T(X) = \frac{d\ M(X)}{dX} = \frac{q.L_{i+1}}{2} - q.X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Pour X = i $\rightarrow$ $T(i) = \frac{q.L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

Pour X = i +1 $\rightarrow$ $T(i+1) = \frac{-q.L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

d-1- Calcul à L'ELU :

❖ **Calcul des efforts :**

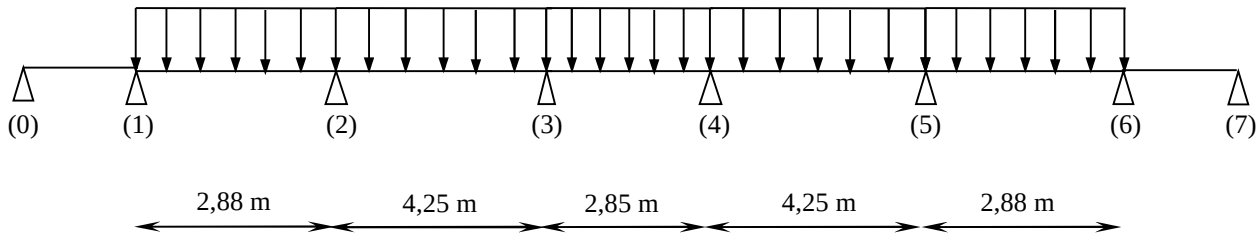


Fig III-2.2 : Schéma statique de la poutrelle

Moment aux appuis :

Pour i=1…….5,75 M1+ 2,88M2 = -51,12KN.m

Pour i=2…….2,88M1+ 14,26M2+4,25M3=-215,40 KN.m

Pour i=3…….4,25M2+ 24,24M3+2,85M4=-213,81 KN.m

Pour i=4…….2,85M3 + 14,26M4+4,25M5=-213,81 KN.m

Pour i=5……4,25M4 + 14,26M5+2,88M6=-215,4 KN.m

Pour i=6..……2,88 M5 + 5,75M=-51,12 KN.m

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

M_1= -3,069 KN.m ,

M_2= -11,61 KN.m,

M_3= -9,64 KN .m,

M_4= -9,64 KN.m,

M_5=-11,64 KN.m,

M_6= -3,069 KN.m

Moments en travée :

$Mt_{(1,2)} = 2{,}08\, KN.m$

$Mt_{(2,3)} = 8{,}72\ KN.m$

$Mt_{(3,4)} = 0{,}93\, KN.m$

$Mt_{(4,5)} = 8{,}72\, KN.m$

$Mt_{(5,6)} = 2{,}08\, KN.m$

La méthode des trois moments surestime les moments sur appuis à l'encontre de ceux en travées, pour cela on réduit les moments sur appui de $⅓$ des valeurs trouvées ainsi qu'on augmente les moments en travée de $⅓$ des valeurs trouvées, de plus on considère un semi encastrement aux niveau des appuis de rive.

On aura donc :

- **Aux appuis :**

$M_1 = -4{,}089\ KN.m$

$M_2 = -15{,}40\ KN.m$

$M_3 = -12{,}85\ KN.m$

$M_4 = -12{,}85\ KN.m$

$M_5 = -15{,}40\ KN.m$

$M_6 = -4{,}089 KN.m$

- **En travées :**

$Mt_{(1,2)} = 2{,}77\ KN.m$

$Mt_{(2,3)} = 11{,}62\ KN.m$

$Mt_{(3,4)} = 1{,}24\ KN.m$

$Mt_{(4,5)} = 11{,}62\ KN.m$

$Mt_{(5,6)} = 2{,}77\ KN.m$

- **Efforts tranchants :**

Travée (1,2) : $\begin{cases} T_w = 8{,}39\ KN \\ T_e = -16{,}24\ KN \end{cases}$

Travée (2,3) : $\begin{cases} T_w = 18{,}79\ KN \\ T_e = -17{,}59\ KN \end{cases}$

Travée (3,4) : $\begin{cases} T_w = 12{,}20\ KN \\ T_e = -12{,}20\ KN \end{cases}$

Travée (4,5) : $\begin{cases} T_w = 17{,}59\ KN \\ T_e = -18{,}79\ KN \end{cases}$

Travée (5,6) : $\begin{cases} T_w = 16{,}24\ KN \\ T_e = -8{,}39\ KN \end{cases}$

Calcul des armatures :

1-Armatures longitudinales :

❖ **En travées :**

Le moment maximal en travée

$M^t_{max} = 11{,}62$ KN.m

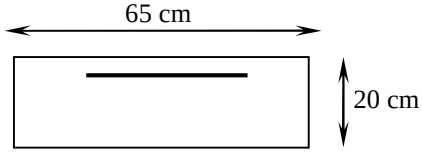
Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0{,}65 \times 0{,}04 \times (0{,}18 - 0{,}1) \times 14{,}2 \times 10^3$$

$M = 29{,}536$ KN.m

$M^t_{max} < M \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b,h)



$$\mu = \frac{M^t_{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11{,}62 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14{,}2} = 0{,}038$$

$\mu = 0{,}0255 < 0{,}392 \rightarrow$ S.S.A

$\mu = 0{,}038 \rightarrow \beta = 0{,}981$

$$A_{st} = \frac{M^{t}_{\max}}{\beta \times d \times \frac{fe}{\gamma_s}} = \frac{11{,}62 \times 10^3}{0{,}987 \times 18 \times 348} = 1{,}89\, cm^2$$

Soit : A_{st} = 3HA10 = 2,3 cm^2

❖ **Aux appuis :**

Le moment maximal aux appuis

$M_a^{\max} = 15{,}4\ KN.m$

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15{,}4 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14{,}2} = 0{,}27 < 0{,}392 \rightarrow S.S.A$$

$\mu = 0{,}27 \rightarrow \beta = 0{,}839$

$$A^a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \frac{fe}{\gamma_s}} = \frac{15{,}4 \times 10^3}{0{,}936 \times 18 \times 348} = 2{,}93 cm^2$$

Soit : A_a = 2HA14 =3,08cm^2

2- Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$Q_t \leq \min\left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \theta_\ell^{\max} \right\} = \min\left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right\} = 0{,}57 \text{ cm}$$

$\theta_\ell^{\max}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisi un cadre Ø6 avec A_t = 2HA6 = 0,67 cm^2

3- L'espacement entre cadre :

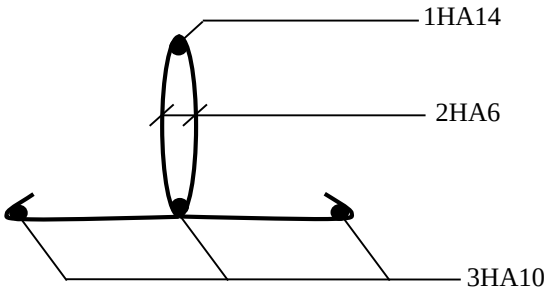
$St1 \leq \min(0{,}9d\ ;\ 40\ cm) = \min(0{,}9 \times 18\ ;\ 40\ cm) = 16{,}2\ cm$

donc on adopte :St=20cm

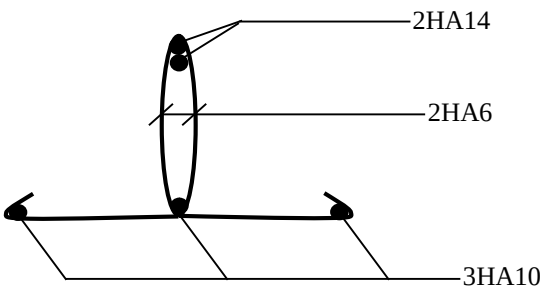
Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante :

$$\frac{At.f_e}{b_0 St} \geq 0.4MPa$$

$\frac{0.67 \times 400}{12 \times 15} \geq 0.4MPa$ 1.48 >0.4MPa (condition vérifiée).



Plan de ferraillage de la poutrelle en travée



Plan de ferraillage de la poutrelle au niveau des appuis

Fig III-2.3 Ferraillage des poutrelles

Les vérifications à l'ELU :

❖ **Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{c28}}{fe} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

- **En travée:** $A_t = 1,89\ cm^2 > 0,26\ cm^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- **Aux appuis:** $A_a = 3,08\ cm^2 > 0,26\ cm^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ **Vérification au cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{18,79 \times 10}{18 \times 12} = 0,869\ MPa$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{ 0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_d} ;\ 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,869\ MPa < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton, (cote travée) (BAEL91/ Art 5.1,313):**

On doit vérifier que: $T_{max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_d} \times a \times b_0$

Avec:

A = 0,9.d: Longueur d'appui de la bielle

$$T_{max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 10^{-1} = 129,6 \text{ KN}$$

$T_{max} = 18,79 \ KN < \ 129,6 \ KN \Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures (BAEL91/ Art 5.1,313):**

- **Au niveau de l'appui intermédiaire:**

$$T_{max} + \frac{M_u}{0,9d} < 0$$

$$\frac{M_u}{0,9d} = \frac{-15,40}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = -95,06 \, KN$$

$$T_{max} + \frac{M_u}{0,9d} = 18,79 - 95,06 = -76,27 < 0$$

$\Rightarrow$ Les armatures longitudinales inférieures suplémentaire ne sont pas nécessaire

❖ **Vérification de l'adhérence (BAEL91/ Art 6.1,3):**

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_S \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1 = 9,42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,79 \times 10}{0,9 \times 18 \times 9,42} = 1,23 \ MPa$$

$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se} \Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ **Calcul des ancrages (BAEL91/ Art 6.1,23):**

$$\overline{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$\psi_s = 1,5 \quad (HA)$

$\overline{\tau}_s = 2,83 \ MPa$

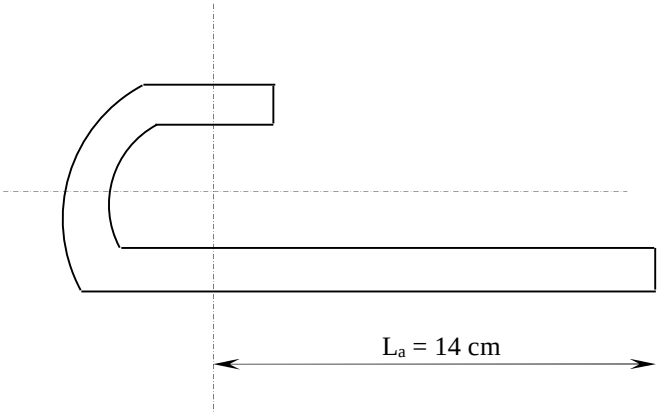
La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91

$$L_s = \frac{\phi \times fe}{4 \times T_s}$$

$\frac{L_s}{\phi} = 35$ pour $f_{c28} = 25$ MPa et Fe400

Pour $\phi = 10$ mm , $L_s = 35$ cm et $L_a = 0{,}4\ L_s = 14$ cm

L_a : Longueur hors crochets normaux adoptés.



d-3- Vérification à L'ELS :

Lorsque la charge est la mêmes sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à L'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à L'ELU par le coefficient q_s/q_u.

$q_s = G+Q = 3{,}45+2{,}6 = 6{,}05$ KN/mL

$q_u = 8{,}56$ KN/mL

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6{,}05}{8{,}56} = 0{,}71$$

❖ **Vérification de la résistance à la compression du béton :**

1- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3{,}08}{12 \times 18} = 1{,}42 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}842 \\ K = 0{,}060 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{sh}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec $M_a^{sh} = 15{,}4 \times 0{,}71 = 10{,}93\ KN.m$

$$\sigma_s = \frac{10{,}93 \times 10^3}{0{,}842 \times 18 \times 3{,}08} = 234{,}14\ MPa$$

La contrainte dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15\ MPa$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0{,}060 \times 234{,}14 = 14\ MPa$

$\sigma_{bc} = 14\ MPa \leq 15\ MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée

2- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2{,}3}{12 \times 18} = 1{,}065 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}857 \\ K = 0{,}050 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{sh}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec : $M_t^{sh} = 11{,}62 \times 0{,}71 = 8{,}25\ KN.m$

$$\sigma_s = \frac{8{,}25 \times 10^3}{0{,}857 \times 18 \times 2{,}3} = 232{,}52\ MPa$$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0{,}05 \times 232{,}52 = 11{,}62\ MPa$

$\sigma_{bc} = 11{,}62\ MPa \leq 15\ MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Nous avons une fissuration peu préjudiciable $\Rightarrow$ aucune vérification n'est nécessaire

❖ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

1) $\frac{h}{\ell} > \frac{1}{16}$

2) $\frac{h}{\ell} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0}$

3) $\frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4{,}2}{fe}$

Nous avons : $\frac{h}{\ell} = \frac{20}{425} = 0{,}047 < \frac{1}{16}$

Donc la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \overline{f} = \frac{L}{500}$$

$\bar{f}$: La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée (E_v = 10818,865 MPa)

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1{,}1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1{,}75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \; ; \; 0\right)$$

$$\lambda_V = \frac{0{,}02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

Avec ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

Calcul des paramètres :

$$S_{XX'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2{,}3 \times 18)$$

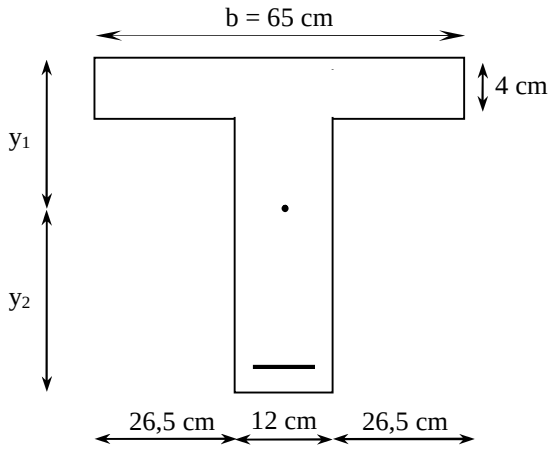
$$S_{XX'} = 3445 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 14 + (15 \times 2{,}3) = 486{,}5 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{3445}{486{,}5} = 7{,}08 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7{,}08 = 12{,}92 \text{ cm}$$



$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = 11913{,}96 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2{,}3}{12 \times 18} = 0{,}0106$$

La contrainte dans les aciers tendus est $\sigma_s = 154{,}08$ MPa

Calcul des coefficients :

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}0106 \times 154{,}08 + 2{,}1} \; ; \; 0\right) = 0{,}574$$

$$\lambda_v = \frac{0{,}02 \times 2{,}1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0{,}0106} = 1{,}55$$

$$I_{fv} = \frac{1{,}1 \times 19913{,}96}{1 + (0{,}574 \times 1{,}55)} = 11591{,}975 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{8{,}25 \times 10^6 \times (2850)^2}{10 \times 10818{,}865 \times 11591{,}975 \times 10^4} = 5{,}34\, mm$$

$$\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{2850}{500} = 5{,}7 \; mm$$

$f < \overline{f} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée

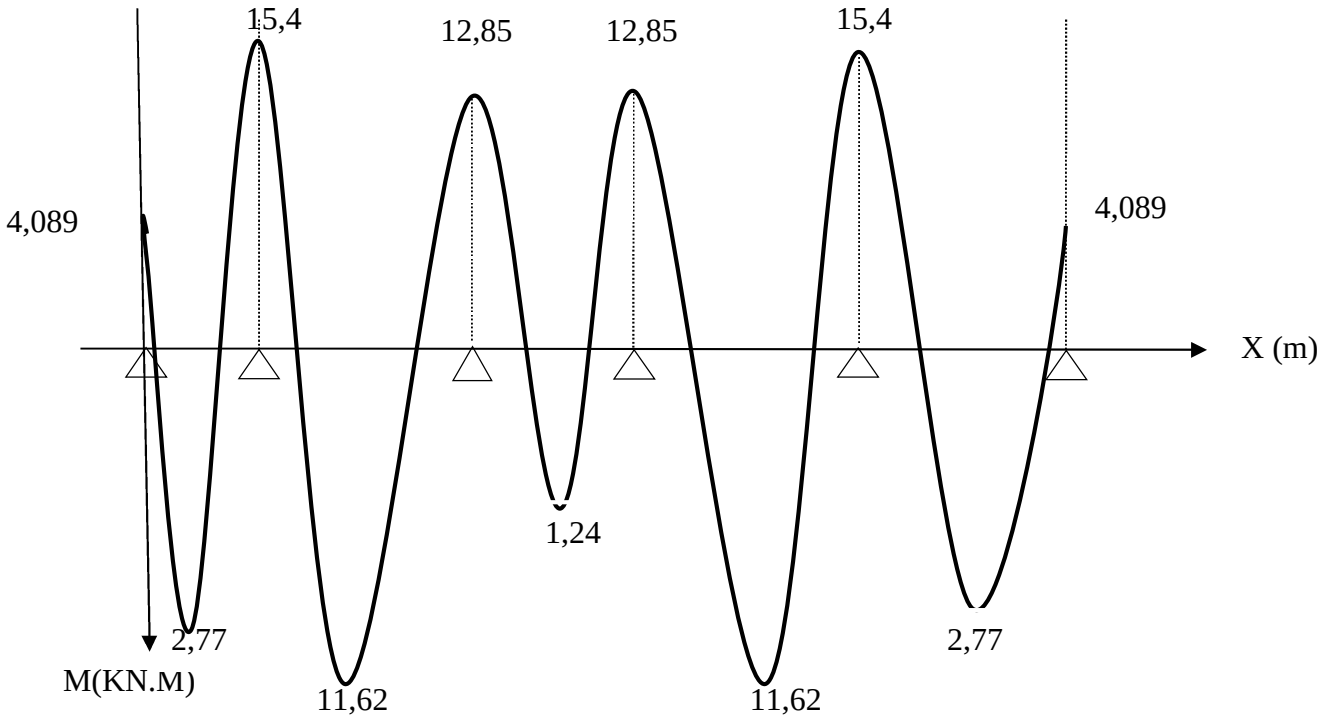
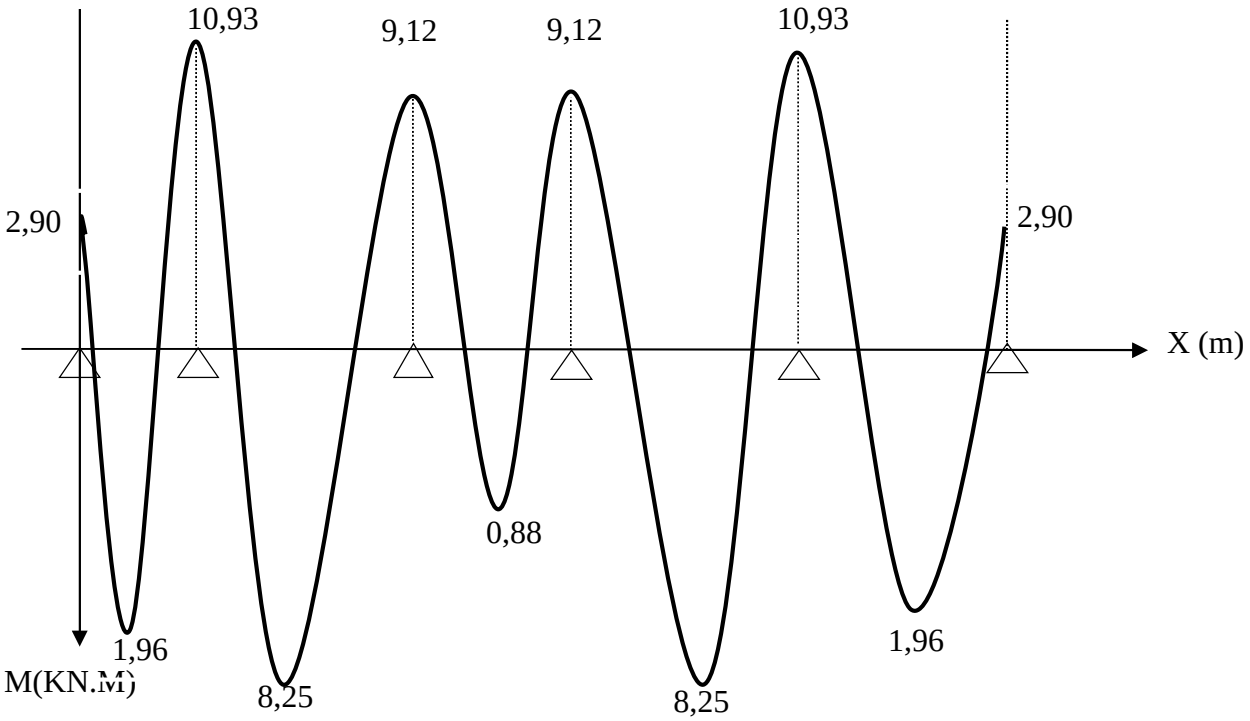
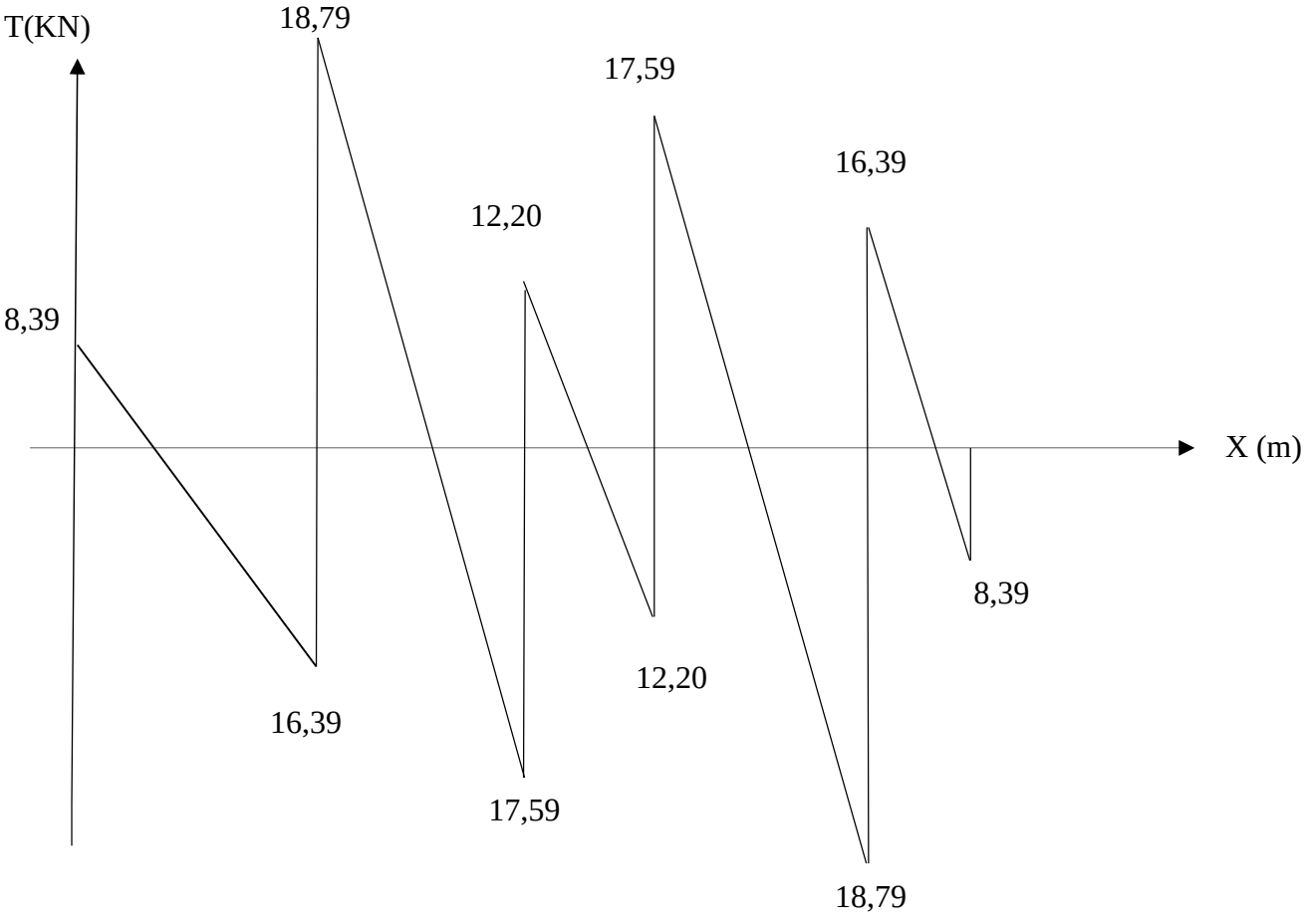


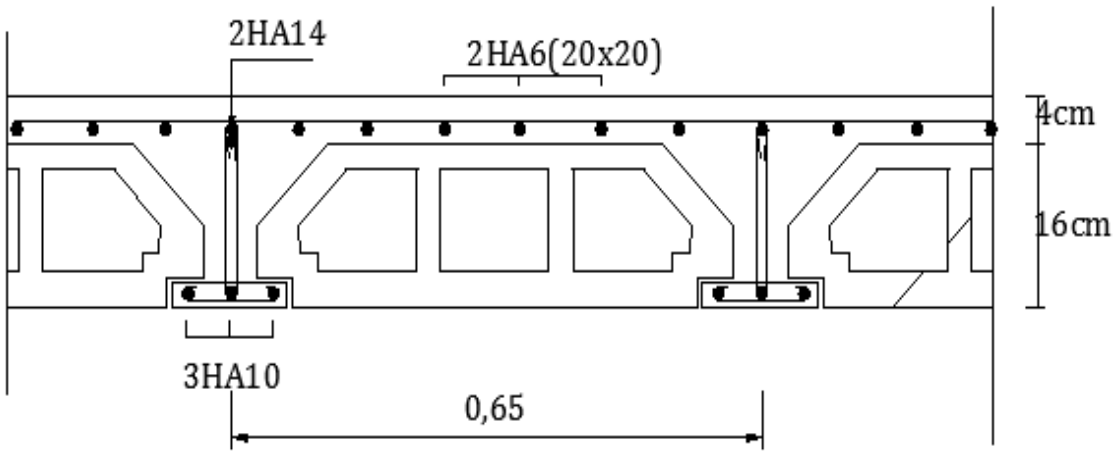
Fig III-2.4 : Diagramme des moments fléchissant à ELU



III-2.5 : Diagramme des moments fléchissant à ELS



III-2.6 Diagramme des efforts tranchants



III-2.7 Schéma de ferraillage du plancher

III.3) Calcul des escaliers :

III.3.1) Définition :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à un autre d'une construction. L'escalier est constitué d'une succession régulière de plans horizontaux. Consistant en des marches et des paliers.

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, L'escalier des étages courant sont à deux volées et un palier intermédiaire, quand aux escaliers du RDC, il est à trois volées et deux paliers intermédiaires. Nous calculerons l'escalier à deux volées et nous adapterons le même ferraillage pour les escaliers à trois volées.

.

III.3.2) Terminologies :

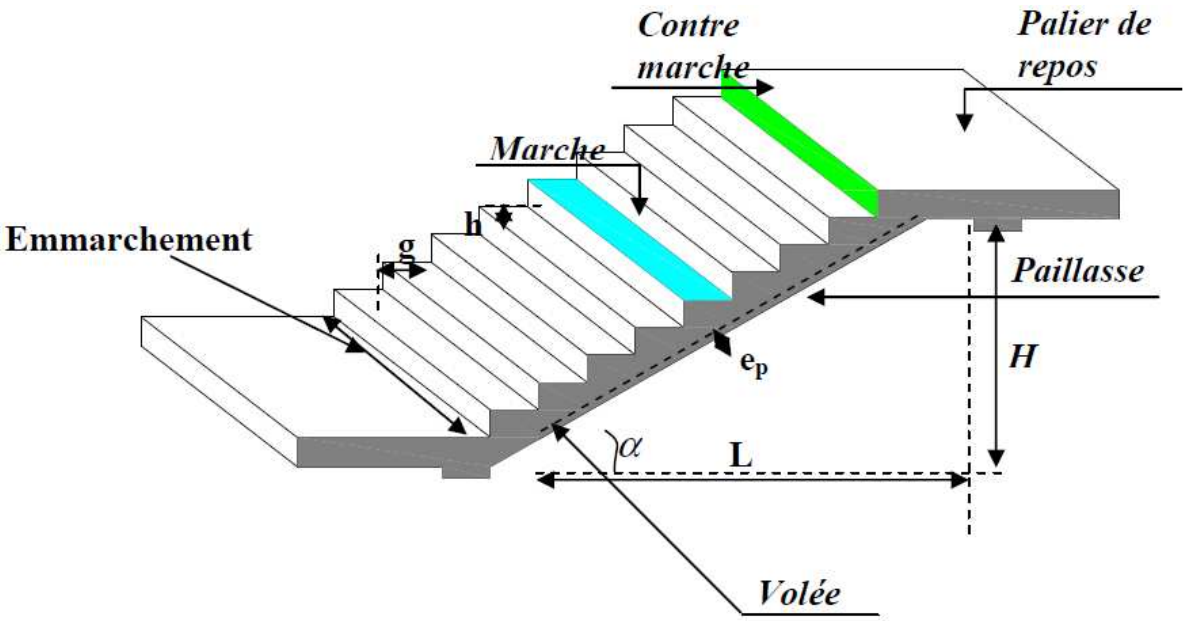


Figure III.3.1) Constituants d'un escalier.

-**La marche :** est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie…etc.

- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14et 18cm.
- **La hauteur de la contre marche (h) :** est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron (g) :** est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.

- **Une volée :** est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier :** est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'emmarchement (E) :** représente la largeur de la marche.
- **La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **La ligne de foulée :** représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

III.3.3 Les différents types d'escaliers

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le coté ;
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La figure III.1.a. Donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la figure III.2. donne quelques exemples.

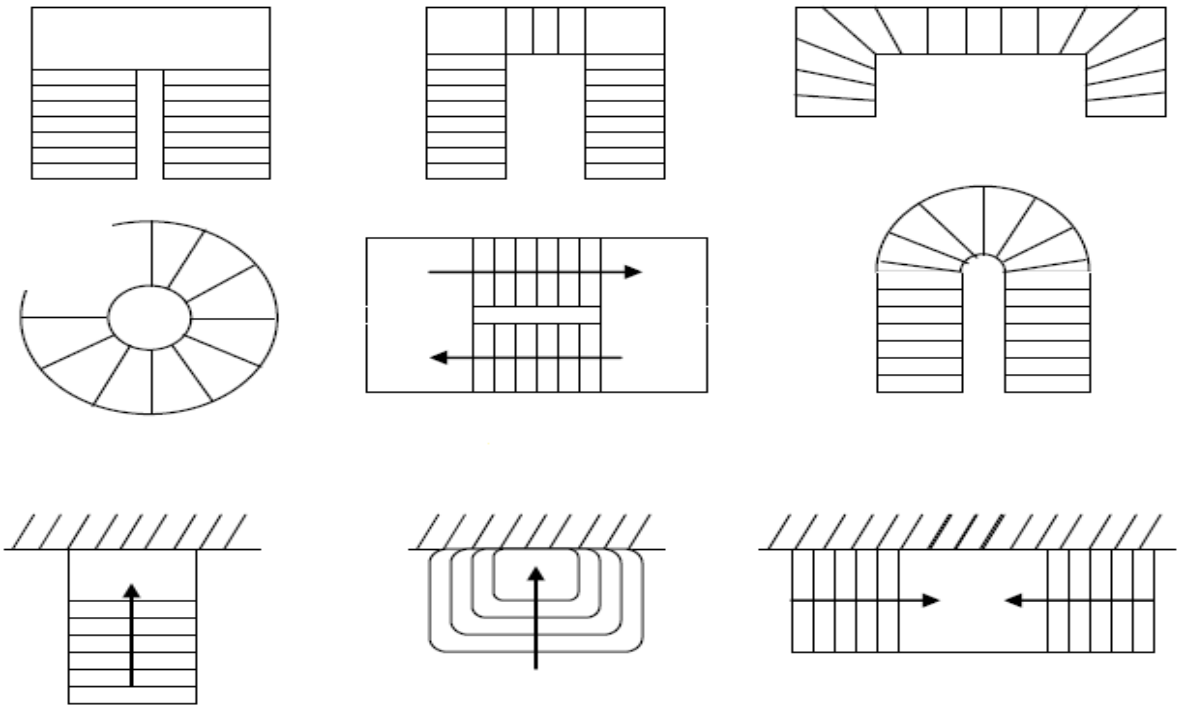


Figure III-3.2 : différents types d'escalier

III.3.4) Pré-dimensionnement de l'escalier :

Les escaliers seront pré dimensionné à l'aide de la formule de BLONDEL en tenant compte des dimensions données sur le plan.

- **Calcul du nombre de marches et contre marches :**

Il comporte 02 volées identiques et 01 palier intermédiaire

Pour que l'escalier soit confortable, il faut que

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \quad \text{on} \quad \text{prend } h = 17\text{cm}$$

Calcul de la hauteur de la contre marche et du giron :

$$n = \frac{153}{17} = 9 \text{ contres marche}$$

$$h = \frac{H}{9} = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$$

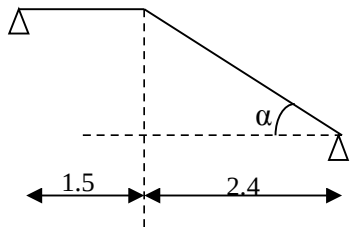


Figure III.3.3): Schéma statique

Vérification de la relation de BLONDEL

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 65\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq 30 + 2 \times (17) = 64 \leq 65\text{cm} \rightarrow \text{La relation est vérifiée.}$$

III.3.5) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

L'épaisseur du palier et de la paillasse (e_p) est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$ Avec L : Longueur du palier et de la paillasse.

$$\tan\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0{,}566 \rightarrow \alpha = 29{,}53°$$

$$L_0 = 1.5\ m \ ; \quad ; \quad L' = \frac{240}{\cos 29{,}53} = 2{,}758\ m$$

$$L = 1.5 + 2{,}758 = 4.26m$$

$$\text{Donc} \quad \frac{426}{30} \leq e_p \leq \frac{426}{20} \quad \rightarrow \quad 14.2\ cm \leq e_p \leq 21.3\ cm$$

$$\text{on prend: } e_p = 20\ cm$$

Conclusion : Nous prenons une épaisseur de 20 cm pour tous les escaliers de notre bâtiment.

III.3.6) Détermination des sollicitations de calcul :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément repartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de1 ml de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple

a) Les Charges permanente :

- **Palier:**

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m³)	G (KN/m²)
Dalle en béton	0.20	25	5
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.025	22	0.55
Couche de sable	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.02	10	0.2
G_{total}			**6.55**

Tableau III.3.1) : Charge totale du palier

- **La volée :**

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m³)	G (KN/m²)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,03	20	0,60
Lit de sable	0,03	18	0,54
Enduit plâtre	0,02	10	0,20
Marches	/	25	$25 \times \frac{0{,}17}{2} = 2{,}125$
paillasse	0,20	25	$25 \times \frac{0{,}20}{\cos \alpha} = 5.75$
Garde corps	/	/	0,20
G_{total}			**9.62**

Tableau III.3.2) : Charge totale de la volée.

b) La charge concentrée :

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur **(P).**

P = (2,4) x 2.36 x1 = 5.664 KN/ml

c) Les surcharges d'exploitation :

Surcharge d'exploitation : selon le **(DTR C2-2)** pour une construction a usage d'habitation **Q = 2.5 KN /m ².**

d) Combinaison des charges :

- **Palier:**

$\text{ELU: } q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35(6.55) + 1{,}5(2{,}5) = 12.59 \text{ KN/ml}$

$\text{ELS: } q_s = G + Q = (6.55) + (2{,}5) = 9.05 \text{ KN/ml}$

- **La volée :**

$\text{ELU: } q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35(9.62) + 1{,}5(2{,}5) = 16.74 \text{ KN/ml}$

$\text{ELS: } q_s = G + Q = (9.62) + (2{,}5) = 12.12 \text{ KN/ml}$

- **Charge concentrée**

$\text{ELU: } q_{Umur} = 1{,}35G = 1{,}35(5.66) = 7.64 \text{ KN}$

$\text{ELS: } q_{Smur} = G = (5.66) = 5.66 \text{ KN}$

III.3.7) calcul à l'ELU :

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

III.3.7.1) Calcul des efforts internes

- **Réactions d'appui**

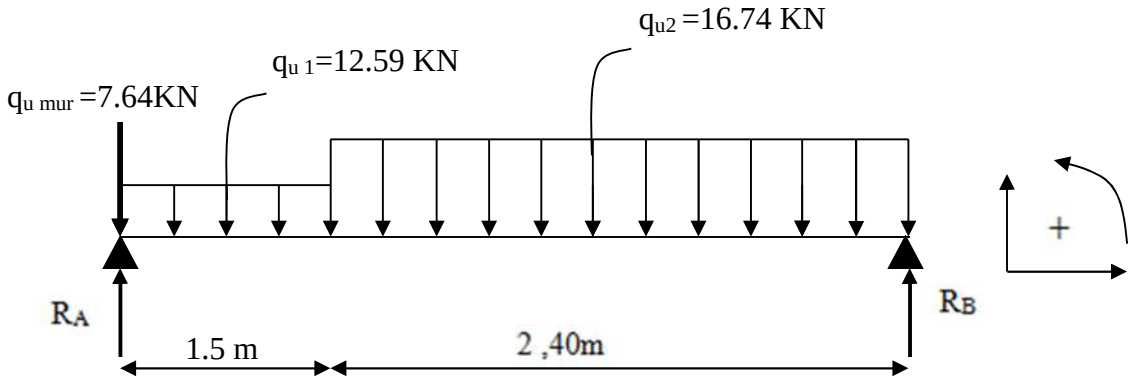


Figure III.3.4.) Schéma statique des volées à l'ELU.

D'après les formules de RDM :

$$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_A + R_B = 7.64 + 12.59 \times (1,5) + 16.74 \times (2,40) = 66.70 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 66.70 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow 7.64 \times (1.5) + 12.59 \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2}\right) - 16.74 \times 2.4 \times \left(1.5 + \frac{2.4}{2}\right) + R_B(2,4) = 0$$

$$\rightarrow -11.46 - 14.16 + 108.47 = R_B(2,4)$$

$$\rightarrow R_B = \frac{82.85}{2,4} = 34.52 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 66.70 \rightarrow R_A = 66.70 - 34.52 = 32.18 \text{KN}$$

$$\mathbf{R_A = 32.18 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{R_B = 34.52 \text{ KN}}$$

- **Efforts tranchants et moments fléchissant**

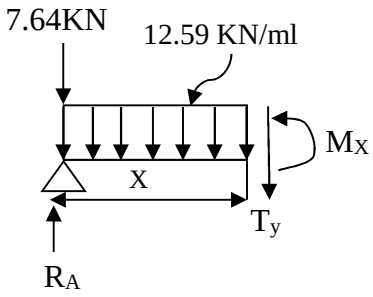
1^{ere} tronçon : $0 \leq X \leq 1.5$m.

$$\sum F/_Y = 0$$

$$T_Y = -12.59\,X + 32.18 - 7.64 \rightarrow \begin{cases} X = 0 \rightarrow T_Y = 24.54 \text{ KN} \\ X = 1.5 \rightarrow T_Y = 5.66 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/_i = 0$$

$$M_Z = -6.295X^2 + 24.54X \rightarrow \begin{cases} X = 0 \rightarrow M_Z = 0 \\ X = 1.5 \rightarrow M_Z = 22.64 \text{KN.m} \end{cases}$$



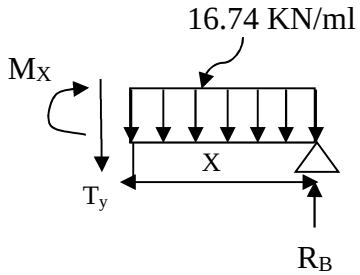
2^{eme} tronçon : $0 \leq X \leq 2.40$m

$$\sum F/_Y = 0$$

$$T_Y = -16.74X + 34.52 \rightarrow \begin{cases} X = 0 \rightarrow T_Y = 34.52 \text{KN} \\ X = 2.4 \rightarrow T_Y = -5.66 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/_i = 0$$

$$M_Z = -8.37X^2 + 34.52X \rightarrow \begin{cases} X = 0 \rightarrow M_Z = 0 \\ X = 2.4 \rightarrow M_Z = 34.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$



- **Détermination du moment max :**

Dans le 2^{eme} tronçon :

$$M_Z = M_{max} \rightarrow T_Y = 0$$

$$T_Y = 0 \rightarrow T_Y = -16.74X + 34.52 = 0 \rightarrow X = 2.06 \text{ m}$$

$$M_t(2.06) = -8.37 \times (2.06)^2 + 34.52 \times (2.06) = 35.6 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux appuis, on porte une correction à

L'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée.

- **Moment en appuis B:**

$$M_a = (-0{,}3)M_{Umax} = (-0{,}3) \times 35.6 = -10.68 \text{ KN.m}$$

- **Le moment en travée**

$$M_t = (0{,}85)M_{Umax} = (0{,}85) \times 35.6 = 30.26 \text{ KN.m}$$

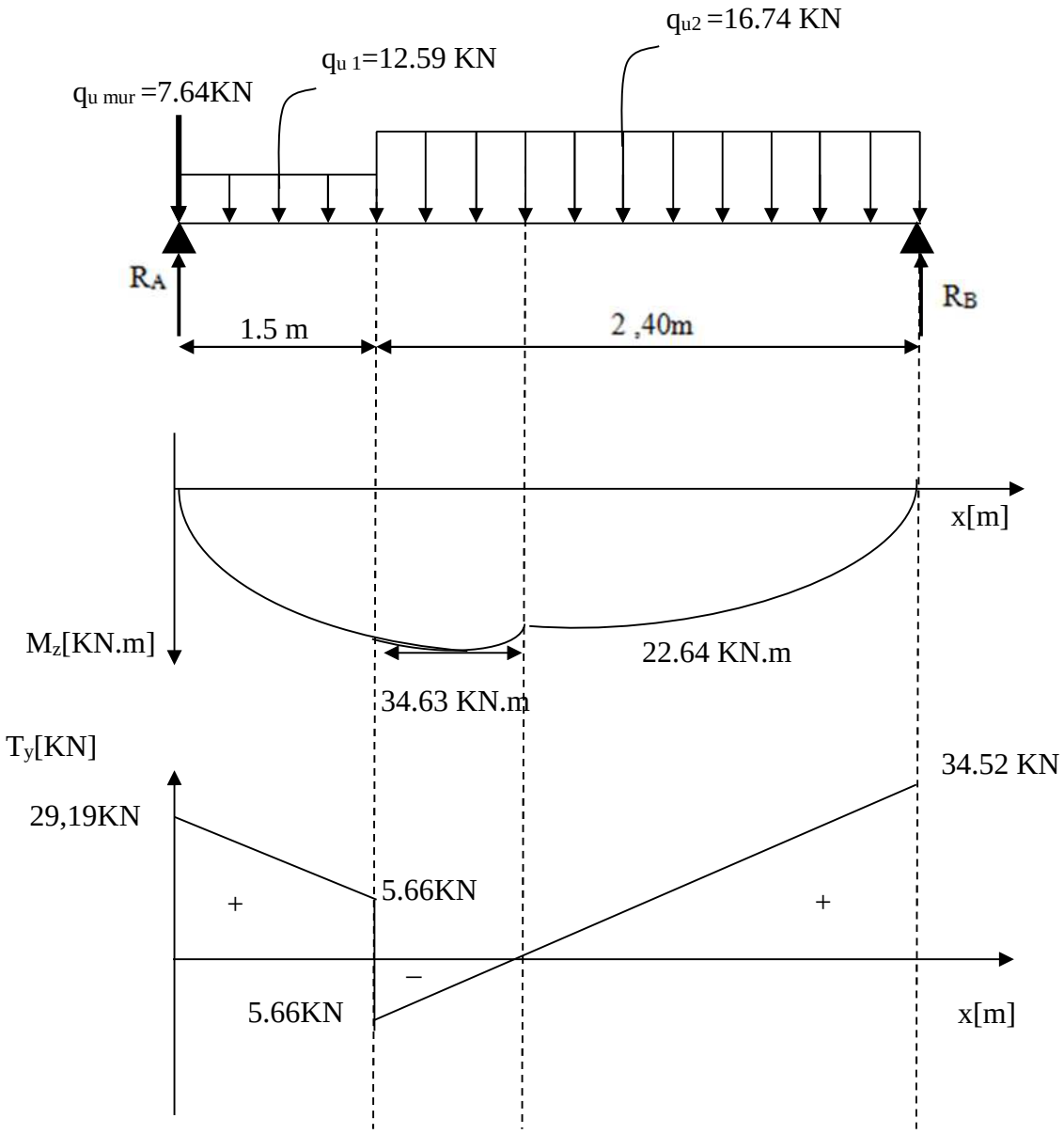


Fig III-3.5): Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

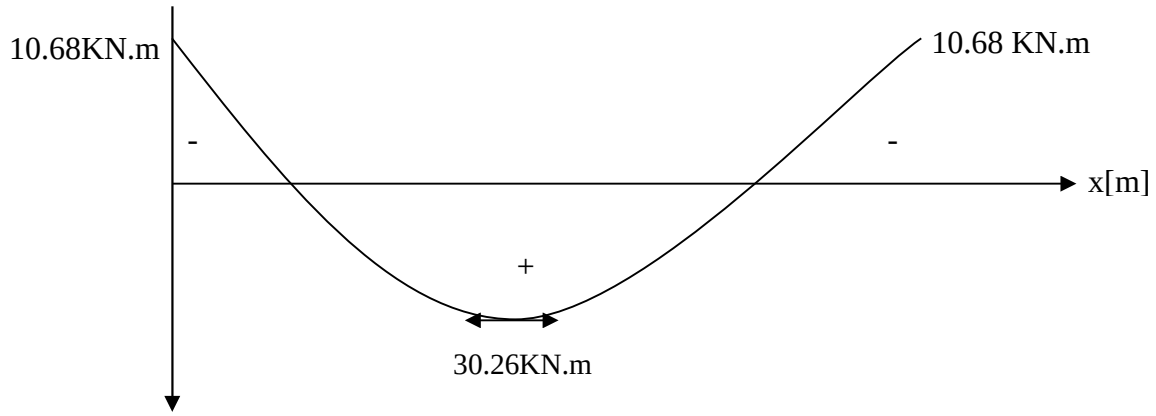
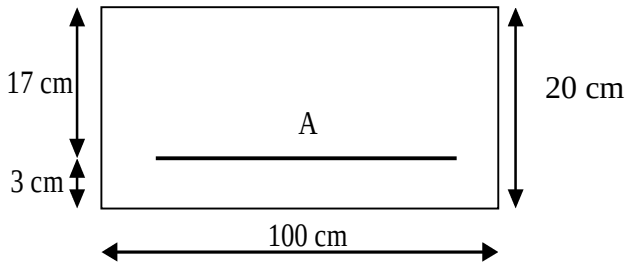


Fig III-3.6): Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en tenant compte de l'encastrement partiel

Ferraillage :

Le calcul se fera à en flexion simple pour section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont : b = 100 cm ; c = 3 cm ; d = 17 cm. et d'épaisseur (e_p=20cm).

- **En travée:**



a) Armature principale :

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14{,}2\text{MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{30.26 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14{,}2} = 0{,}074 < \mu_l = 0{,}392 \text{ la section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0{,}074 \rightarrow \beta = 0{,}962$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta . d . \sigma_{st}} \qquad \text{avec:} \qquad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = 348\text{MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta . d . \sigma_{st}} = \frac{M_t^{max}}{\beta . d . (f_e/\gamma_s)} = \frac{30.26 \times 10^5}{0{,}962 \times 17 \times \frac{400}{1{,}15} \times 10^2} = 5.32\ \text{cm}^2$$

Nous adopterons : 7HA12 **= 7,92 cm²**, avec un espacement St = 15cm

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{7{,}92}{4} = 1{,}98\text{cm}^2$$

Soit

A_r = 7HA10 = 5,50 cm² . Avec S_t = 15 cm

- **Aux appuis :**

a) Armature principale :

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{34.63 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,084 < \mu_l = 0,392$$ la section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,084 \rightarrow \beta = 0,956$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{M_a^{max}}{\beta.d.(f_e/\gamma_s)} = \frac{34.63 \times 10^5}{0,956 \times 17 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 6.12\ cm^2$$

Nous adopterons : 7HA12 = **7,92 cm²**, avec un espacement St = 15 cm

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 cm^2$$

Soit

A_r = 7HA10 = 5,50 cm² . avec S_t = 15 cm

III.3.8) Vérifications à effectuer à l'ELU:

a) Condition de non fragilité : [B.A.E.L91/Art A.4.2 .1] :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{t28} = 2,1\ MPa$$

$$A_{calculée} \geq A_{min} = 0,23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 17 \times 2,1}{400} = 2.05 cm^2$$

A_a =7.92 cm² > A_{min} → Condition vérifiée

A_t = 7,92 cm² > A_{min} → Condition vérifiée

b) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art 5.1.2)

$$V_u^{max} = 34.52\ KN$$

Pour une fissuration non préjudiciable:

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min(3{,}33; 5\text{MPa})$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{34.52 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0{,}20\text{MPa}$$

On a : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow$ condition vérifiée.

b) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

- **Dans le béton (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)**

$V_u^{max} = 34.52$ KN

$\overline{V}_u \leq 0{,}4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b = 0{,}4\frac{2{,}5}{1{,}5} \times 0{,}9 \times 17 \times 100 = 1020$ KN avec $a = 0{,}9d$

$V_u^{max} = 34.52$ KN $\leq \overline{V}_u = 1020$ KN $\rightarrow$ Condition vérifiée

- **Les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)**

$$A_a = 7{,}92\ \text{cm}^2 \quad . \quad M_u^a = 30.26\ \text{KN.m}$$

$$A_a \geq \frac{1{,}15}{f_e}\left(V_u^{max} + \frac{M_u^a}{0{,}9d}\right)$$

$$A_a = 7{,}92 \geq \frac{1{,}15}{400}\left(34.52 + \frac{30.26}{0{,}9 \times 17} = 0{,}10\right) \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant (V_u) n'a pas d'influence sur les armatures.

c) Vérification de l'adhérence et d'entraînement : (BAEL91/ A.6.1, 3)

$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}$

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0{,}9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$ Somme des périmètres utiles des barres

Ψ_s: Coefficient de scellement (Aciers haute adhérence $\rightarrow \Psi s = 1.5$)

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 7 \times 3{,}14 \times 1{,}2 = 26{,}38\text{cm}$$

n: Nombre de barres

d'où :

$$\tau_{sc} = \frac{34.52 \times 10^3}{0{,}9 \times 170 \times 26{,}38 \times 10} \rightarrow \tau_{sc} = 0.855 \text{ MPa}$$

$$\left.\begin{matrix} \tau_{se} = 0.855\text{MPa} \\ \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\text{MPa} \end{matrix}\right\} \Rightarrow \tau_{se} = 0.855 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Espacement des barres : [Art : A.8.2.4,2/BAEL91]

L'écartement des barres ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales : $S_{tmax} \leq$** min (3h, 33cm) = 33cm

Appuis : St = 15cm < 33cm
Travée : St = 15cm < 33cm
} Condition vérifiée

- **Armature de répartition : $S_{tmax} \leq$** min (4h, 45cm) = 45cm

Appuis : St = 15cm < 45cm
Travée : St = 15cm < 45cm
} Condition vérifiée

e) Calcul de la longueur d'ancrage :

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{se}}$$

Avec : $\tau_{se} = 0{,}6\Psi_s{}^2 \times f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}825\text{MPa}$

$$L_s = \frac{1{,}2 \times 400}{4 \times 2{,}825} = 42{,}47\text{cm}$$

On prend **Ls = 45cm**

Etant donnée la longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre a laquelle les barres seront ancrée alors le BAEL 91 (Art.6.1.253modifiée 99) admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

pour les aciers H. A $L_c = 0{,}4 \times L_s$

$$L_c = 0{,}4 \times 45 = 18\text{cm}$$

III.3.9) Vérification a l'ELS :

a)- Combinaison de charge a l'ELS :

- **Palier:**

ELS: $q_s = G + Q = (6.55) + (2,5) = 9.05\ KN/ml$

- **La volée :**

ELS: $q_s = G + Q = (9.62) + (2,5) = 12.12\ KN/ml$

- **Charge concentrée**

ELS: $q_{Smur} = G = (5.66) = 5.66\ KN$

III.3.9.1) Calcul des efforts internes

- **Réactions d'appui**

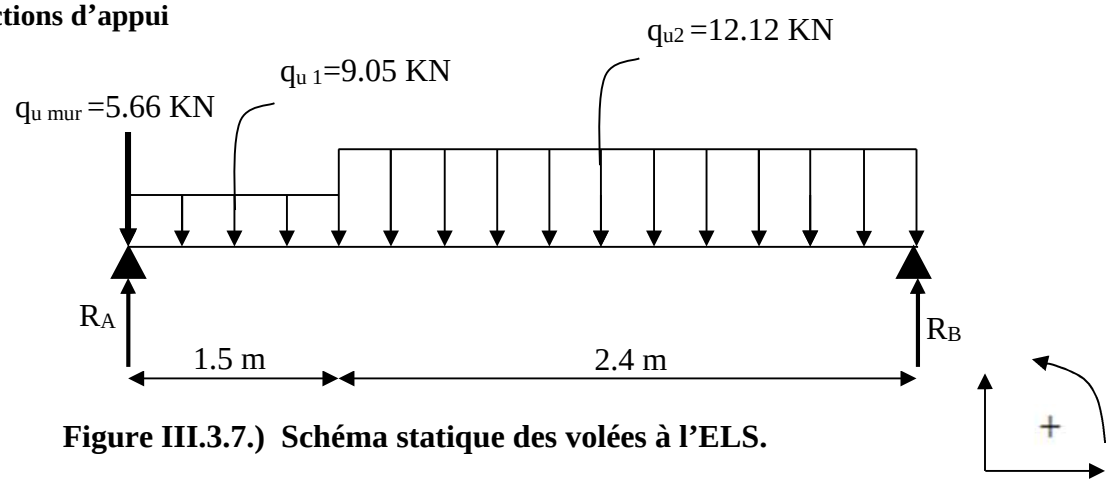


Figure III.3.7.) Schéma statique des volées à l'ELS.

D'après les formules de RDM :

$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_A + R_B = 5.66 + 9.05 \times (1,5) + 12.12 \times (2,40) = 48.32\ KN$

$\rightarrow R_A + R_B = 48,32KN$

$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow 5.66 \times (1,5) + 9.05 \times 1.5 \times \left(\frac{1,5}{2}\right) - 12.12 \times 2.4\left(1.5 + \frac{2.4}{2}\right) + R_B(2,40) = 0$

$\rightarrow -8.49 - 10.18 + 78.54 = R_B(2,40)$

$\rightarrow R_B = \frac{59.87}{2,.40} = 24.94\ KN$

$R_A + R_B = 48.32 \rightarrow R_A = 48.32 - 24.94 = 23.38\ KN$

$\mathbf{R_A = 23.38\ KN}$

$\mathbf{R_B = 24.94\ KN}$

- **Efforts tranchants et moments fléchissant :**

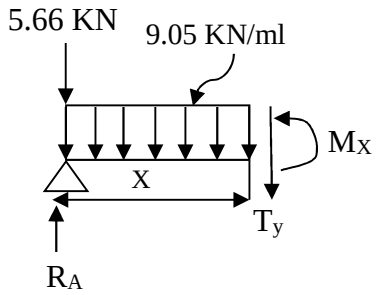
1^{ere} tronçon : $0 \leq X \leq 1.5$m.

$$\sum F/_Y = 0$$

$$T_Y = -9.05\,X + 23.38 - 5.66 \rightarrow \begin{cases} X = 0 \rightarrow T_Y = 17.72\ KN \\ X = 1.5 \rightarrow T_Y = 4.15\ KN \end{cases}$$

$$\sum M/_i = 0$$

$$M_Z = -4.525X^2 + 17.72X \rightarrow \begin{cases} X = 0 \rightarrow M_Z = 0 \\ X = 1.5 \rightarrow M_Z = 19.78 KN.m \end{cases}$$



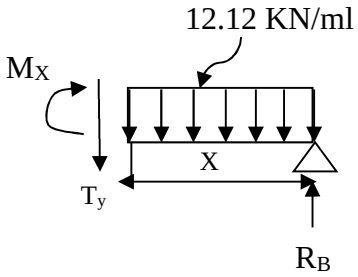
2^{eme} tronçon : $0 \leq X \leq 2.40$m

$$\sum F/_Y = 0$$

$$T_Y = -12.12X + 24.94 \rightarrow \begin{cases} X = 0 \rightarrow T_Y = 24.94KN \\ X = 2.4 \rightarrow T_Y = -4.15\ KN \end{cases}$$

$$\sum M/_i = 0$$

$$M_Z = -6.06X^2 + 24.94X \rightarrow \begin{cases} X = 0 \rightarrow M_Z = 0 \\ X = 2.4 \rightarrow M_Z = 54.09\ KN.m \end{cases}$$



- **Détermination du moment max :**

Dans le 2^{eme} tronçon :

$M_Z = M_{max} \rightarrow T_Y = 0$

$T_Y = 0 \rightarrow T_Y = -12.12X + 24.94 = 0 \rightarrow X = 2.06cm$

$M_t(2.06) = -6.06 \times (2.06)^2 + 24.94X = 25.66\ KN.m$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux appuis, on porte une correction à

L'aide des coefficients réducteurs pour le moment Mmax au niveau des appuis et en travée.

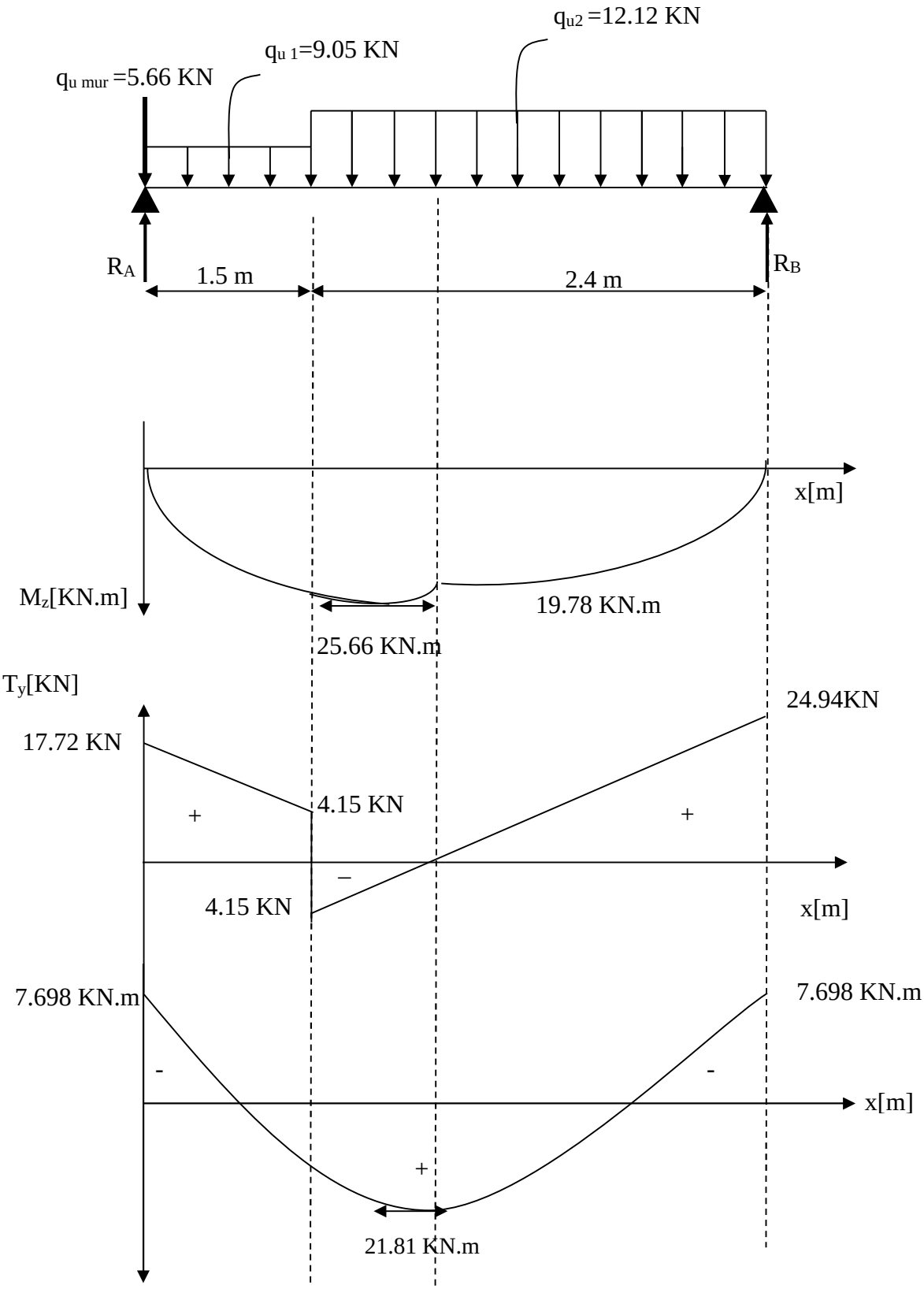
- **Moment en appuis B:**

$$M_a = (-0{,}3)M_{Umax} = (-0{,}3) \times 25.66 = -7.698\ KN.m$$

- **Le moment en travée**

$$M_t = (0{,}85)M_{Umax} = (0{,}85) \times 25.66 = 21.81\ KN.m$$

III.3.9.1,1) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à ELS :



Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont associées sont :

- état limite de résistance de béton à la compression ;
- état limite de déformation ;
- état limite de l'ouverture des fissures.

1) vérification de la résistance du béton à la compression :(BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il ya lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

et $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$ avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$ (contrainte de traction des aciers)

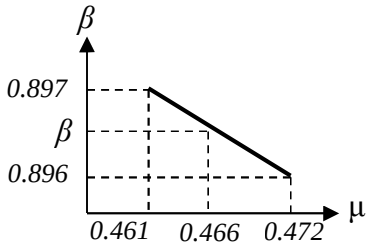
Avec β_1 et k_1 est fonction de ρ_1

- **Aux appuis**

$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 7{,}92}{100 \times 17} = 0{,}466$

Calcul de β par interpolation :

$\frac{\beta - 0.896}{0.897 - 0.896} = \frac{0.472 - 0.466}{0.472 - 0.461}$ →Alors β = 0.8965



La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{54.09 \times 10^6}{0{,}8965 \times 170 \times 7{,}92 \times 10^2} = 448.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{448.12}{33.08} = 13.54\text{MPa}$$

$\begin{cases} \sigma_{bc} = 13.54\text{MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow$ Condition vérifiée.

- **En travée** :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 7{,}92}{100 \times 17} = 0{,}466 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.8965 \\ K_1 = 33.08 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{21.81 \times 10^6}{0{,}8965 \times 170 \times 7{,}92 \times 10^2} = 180.69\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{180.69}{33.08} = 5.46\text{MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 5.46\text{MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

2) Etat limite d'ouverture des fissures

D'après l'article (B.6.3 du BAEL91), 0n admet de ne pas faire de vérification de l'état limite d'ouverture des fissures puisqu'on est dans le cas de fissuration peu préjudiciable, et que notre élément est couvert contre les intempéries.

3) Vérification de la flèche :

On peut se disposer de la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

1) Paillasse :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{240} = 0{,}083 \geq \frac{1}{16} > 0{,}0625 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.083 > \frac{M_{ts}}{10M_{tsmax}} = \frac{21.81}{10 \times 21.81} = 0.001 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{7{,}92}{100 \times 17} = 0{,}0046 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = 0{,}0105 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vu que la 2eme condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche : (Art. B .6.5.2/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5q_{max} \times l^4}{348 \times E_V \times I_0} \leq \bar{f} \rightarrow \quad \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{240}{500} = 0{,}48\text{mm}$$

Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible

E_V: Module de déformation différé

I_0: Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravitée de la section.

- **Module de déformation différé**

$$E_V = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818{,}865\text{MPa}$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée**

$$I_0 = \frac{b \times (y_1^3 + y_2^3)}{3} + 15A_t(y_2 - c)^2$$

avec : $y_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0}$

B_0 Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n.A_t = b \times h + 15A_t$$
$$B_0 = (100 \times 20) + (15 \times 7{,}92) = 2118.8\text{cm}^2$$

S/xx : Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx}= \frac{b \times h^2}{2} + 15A_t \times d$$

$$S/_{xx}= \frac{100 \times (20)^2}{2} + 15 \times 7{,}92 \times 17 = 22019.6\text{cm}^2$$

$$y_1 = \frac{22019.6}{2118.8} = 10.39\text{cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 10.39 = 9.61\ \text{cm}$$

Donc :

$$I_0 = \frac{100 \times [(9.61)^3 + (10.39)^3]}{3} + 15 \times 7{,}92 \times (9.61 - 3)^2$$
$$I_0 = 72161.48\text{cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{5\ q_{max} \times l^4}{348 \times E_V \times I_0} = \frac{12.12 \times (2.4)^4 \times 10^7}{3764965.02 \times 72161.48} = 0.01\text{cm} \leq \bar{f} = 0{,}48\text{cm}$$

$f < \bar{f} \rightarrow$ La condition est vérifiée

2) la console :

Pour se dispenser du calcul de la flèche, on vérifie :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{150} = 0{,}13 \geq \frac{1}{16} > 0{,}0625 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0{,}13 \geq \frac{M_{ts}}{10M_{tsmax}} = \frac{10.18}{10 \times 10.18} = 0{,}1 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

avec $M_t = M_0 = M_{ts} = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{9.05 \times (1{,}5)^2}{2} = 10.18\ \text{KN.m}$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{7{,}92}{100 \times 12} = 0{,}0065 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = 0{,}0105 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées.

III-4 Etude de la poutre palière :

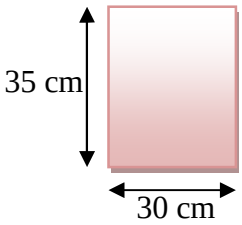
La poutre palière se situe au niveau du RDC .Elle est semi encastrée dans les poteaux de la cage d'escalier, elle est destinée à supporter son poids propre ; la réaction de la paillasse et celle du palier.

III-4-1Pré dimensionnement :

- **Hauteur de la poutre h_t:**

$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow$ « h_t: la hauteur de la poutre »

$\frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10} \Rightarrow$ 19.33 cm ≤ h_t ≤ 29 cm alors soit **h_t= 35 cm.**



- **Largeur de la poutre b :**

$0.4h_t \leq b \leq 0.7\ h_t \Rightarrow$ $0.4\times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow$ 12 cm ≤ b ≤ 21 cm.

Alors soit : **b = 30 cm.**

- **Recommandations de l' RPA 99 Version 2003 :**

$$\begin{cases} h_t \geq 30\ cm \\ b \geq 20\ cm \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h_t = 35cm > 30\ cm \text{.....condition vérifiée} \\ b = 30\ cm > 20\ cm \text{.....condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1.17\ cm \leq 4 \text{ .....condition vérifiée} \end{cases}$$

La poutre aura pour dimensions **: b x h = 35 ×30 cm^2.**

III-4-2 Déterminations des sollicitations de calcul :

Son poids : G = V. ρ= (0.3x 0.35) x 25 = 2.625 KN/ml.

Réaction de la poutre palière à (ELU) : T_u =39.29 KN/ml.

Réaction de la poutre palière à (ELS) : T_s = 28.52 KN/ml.

- **Combinaisons de charges**:

ELU: q_u =1.35G + 2TU /L = 1.35 x2.625+ 2 x 39.29/2.9

→ q_u = 30.64 KN/ml

ELS:q_s = G + 2TS/L = 3+ 2 x 28.52/2.9

→ q_s = 22.29 KN/ml

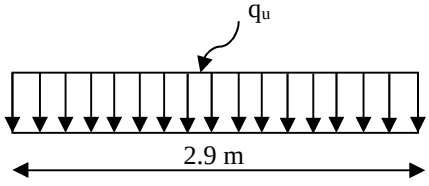


Figure III-4-1 : Schéma statique de la poutre palière

III-4-2-1Calcul à l'ELU :

- **Calcul des moments et des efforts tranchants:**

Moment isostatique : $M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{30.64 \times 2.9^2}{8} = 32.21\ KNm.$

Effort tranchant : $T_u = R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{30.64}{2} = 44.43\ KN.$

- Moment aux appuis : $M_a = -0.3\ M_U = -0.3 \times 32.21 = -9.66$ KN.m
- Moment en travée : $M_t = 0.85\ M_U = 0.85 \times 44.43 = 27.37$ KN.m

- **Diagramme du moment et de l'effort tranchant:**

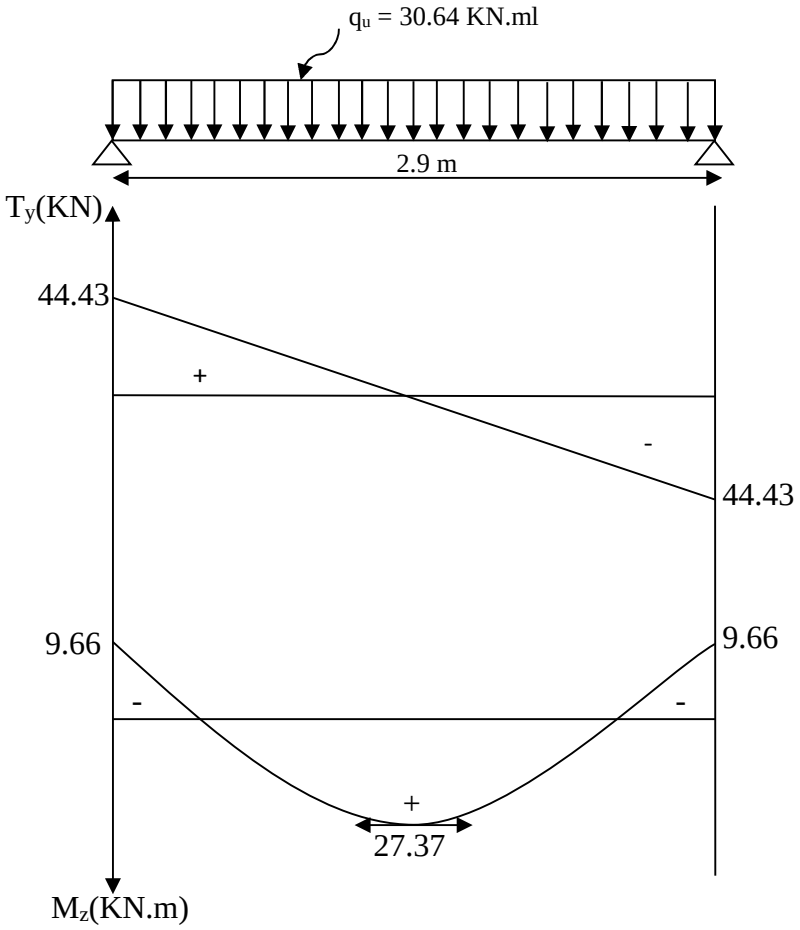


Figure III-4-2:Diagramme du moment et de l'effort tranchant.

III-4-2-2 Ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**
- **Aux appuis :** $M_u = -9.66$ KN.m

$+\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.66\times10^3}{25\times33^2\times14.2} = 0.024 < 0.392$

→ Section simplement armée.

$\mu_b = 0.024 \Rightarrow \beta_1 = 0.988$

$A_a = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.66\times10^3}{0.988\times33\times348} = 0.85\ cm^2$

Soit 3HA10 = 2.36 cm^2

- **En travée :** $M_u^t = 27.37\ KN.m$

$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{27.37\times10^3}{25\times33^2\times14.2} = 0.070 < 0.392$

→ Section simplement armée.

$\mu_b = 0.070 \Rightarrow \beta_1 = 0.964$

$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{27.37\times10^3}{0.964\times33\times348} = 2.47\ cm^2$

Soit 3HA12 = 3.39 cm^2

- **Armatures transversales :**

- **Diamètre** :

$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{t}; \frac{b}{d}; \phi_1\right\} \rightarrow \Phi_t \leq \min\left\{\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 12\right\} \rightarrow \Phi_t \leq \min\{10; 30; 12\} = 10\ mm.$

Nous prenons HA10

- **Espacement** :

$S_{t\,max} \leq \min\{0.9\ d; 40\ cm\} = S_{t\,max} \leq \min\{29.7\ cm; 40\ cm\} \Rightarrow S_{t\,max} = 29.7$ cm

Alors soit S_t = 25cm.

le RPA version 2003 (Art 7.5 - 2) L'espacement doit vérifier :

* Aux appuis : $S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi; 30cm\right\} = \min\{8.75\ cm; 9.6\ cm; 30cm\}$

$\Rightarrow S_t = 8.75$ cm Alors soit S_t = 7cm.

* En travée : $S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5$ cm Alors soit S_t = 15 cm.

III-4-2-3 Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2- 1) :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.19\ cm^2$$

• Aux appuis : A_a = 3HA 10 = 2.36 cm^2> 1.19 cm^2…….. Condition vérifiée.

• En travée : A_t = 3HA 12 = 3.39 cm^2> 1.19 cm^2 …….. Condition vérifiée.

- **Contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres (Art. A.6.1, 3 / BAEL91) :**

Pour qu'il n'y'est pas entrainement de barres il faut vérifier que :$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d \times \sum U_i} < \overline{\tau_{se}}}$

$\boldsymbol{\overline{\tau_{se}} = \Psi s\ .\ f_{t28}}$ = 1.5 × 2.1 = 3.15 MPa

$\boldsymbol{\sum U_i}$ **:** Somme des périmètres utiles.

$\sum U_i$= n×π×ϕ = 4×3.14×1.2 = 113.04 mm.

$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d \times \sum U_i} = \frac{44.43 \times 10^3}{0.9 \times 33 \times 113.04} = 1.32\ MPa}$⇒1.32MPa < 3.15 MPa

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$→Pas de risque d'entrainement des barres……..Condition vérifiée.

- **Encrage des barres :**

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = 0.6.\Psi_s^2.f_{t28}$ = 0.6 × 1.5^2× 2.1 = 2.385MPa

τ_{se} = 1.32 MPa < 2.385MPa…… condition vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

T_u = 44.43 KN < 0.4 x 0.9 x bd $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$= 0.4 x 0.9 x 300 x 330 x $\frac{25}{1.5}$ x 10^{-3} = 594 KN.

T_u = 44.43 KN < 594 KN……. Condition vérifiée.

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

- **Influence sur le béton:**

A_t = 3.39 cm^2 ≥ $A_u = \frac{1.15}{f_e}\left(T_u + \frac{M_u}{0.9d}\right)$⇒ $A_u = \frac{1.15}{400}\left(44.43 + \frac{27.37}{0.9 \times 33}\right)$ = 0.13 cm^2

A_t = 3.39 cm^2 > 0.13 cm^2……... Condition vérifiée.

A_a = 2.36 cm^2 > 0.13 cm^2…….. Condition vérifiée.

- **Influence sur les armatures inferieures :**

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{44.43 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.44\ MPa.$

$\overline{\tau_u}$ = min {0.13 f_{t28} ; 5 MPa} = 3.33 MPa. ⇒τ_u= 0.44 MPa < 3.33 MPa.

Pas de risque de cisaillement, soit S_t = 15 cm.

III-4-2-4 Calcul à l'ELS :

A) Combinaisons de charges:

q_s = G + 2TS/L = 2.625+ 2 x28.52 /2.9 = 22.29 KN/ml. → q_s = 22.29 KN/ml.

- **Calcul des moments et des efforts tranchants:**

Moment isostatique : $M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{22.29 \times 2.9^2}{8} = 23.43\ KNm.$

Effort tranchant : $T_u = R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{22.29 \times 2.9}{2} = 32.32\ KN.$

- Moment aux appuis : M_a= -0.3 M_s = - 0.3 x 23.43 = - 7.03 KN.m
- Moment en travée : M_t= 0.85 M_s = 0.85 x 23.43 = 19.92 KN.m

- **Diagramme du moment et de l'effort tranchant:**

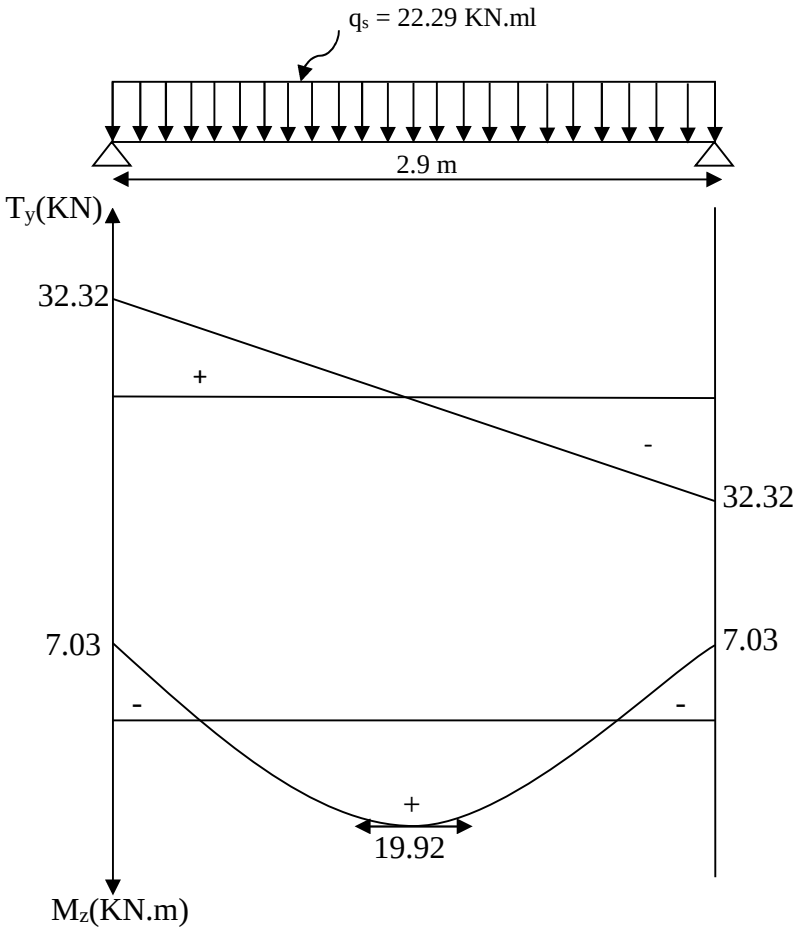


Figure III-4-3:Diagramme du moment et de l'effort tranchant.

Etat limite de résistance de béton à la compression : [BAEL91/Art.4.5,2]

- **Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15$ MPa.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \; ; \; \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

- **En travée :**

$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 33} = 0.342 \rightarrow \beta_1 = 0.909 \rightarrow k_1 = 39.95$

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{19.92 \times 10^6}{0.909 \times 330 \times 3.39 \times 10^2} = 195.9\ MPa.$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{195.9}{39.95} = 4.9$ MPa < 15 MPa …….. Condition vérifiée.

- **Aux appuis :**

$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.36}{30 \times 33} = 0.238 \rightarrow \beta_1 = 0.922 \rightarrow k_1 = 49.10$

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{19.92 \times 10^6}{0.922 \times 330 \times 2.36 \times 10^2} = 277.42\ MPa.$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{277.42}{49.10} = 5.65$ MPa < 15 MPa …….. Condition vérifiée.

- **Vérification de la flèche : [BAEL.99/Artb6.5,2] :**

On peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{35}{290} = 0.121 > \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ ……. condition verifiée} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{290} = 0.121 > \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{19.92}{10 \times 23.43} = 0.085 \text{…….. condition verifiée} \\ \frac{A}{bd} = \frac{3.39}{30 \times 33} = 0.0034 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{…… condition verifiée} \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche est inutile.

III.5) Etude de la Dalle pleine :

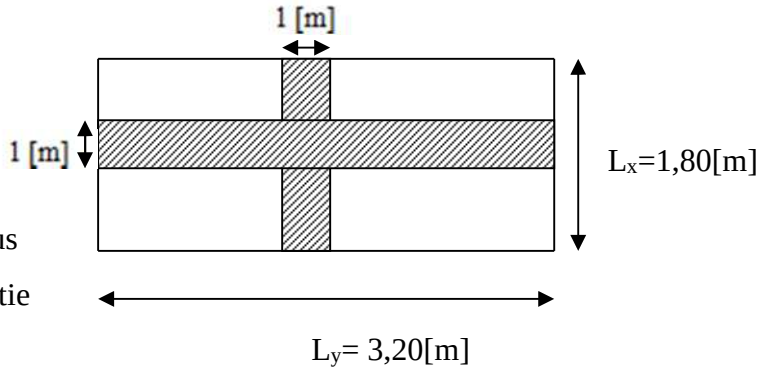
Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dans les appuis peuvent être continus (poutre, voile ou murs maçonnés) ou ponctuelles (poteaux).

III.5.1) Détermination de l'épaisseur de panneau :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{180}{30} = 6cm$$

h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003)

Soit : $h_t = 15cm$



Le calcul des efforts se fera en appliquant la méthode exposée dans le BAEL 91.
Soient l_x et l_y les distances mesurées entre nus d'appuis et 'q' la charge uniformément répartie par unité de longueur.

On suppose que les panneaux sont simplement appuyés sur leurs débords.
On définit

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{180}{320} = 0,55 \qquad l_x , l_y : \text{Dimensions de la dalle avec } l_x \leq l_y$$

$0,4 \leq \rho = 0,97 \leq 1 \rightarrow$ le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

$$\mathbf{M_x = \mu_x \times q_u \times (l_x)^2}$$

$$\mathbf{M_y = \mu_y \times M_x}$$

μ_x et μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de Poisson υ.

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,088 \\ \mu_y = 0,305 \end{cases} \qquad \upsilon = 0$$

Donc : $\rho = 0,55$

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,092 \\ \mu_y = 0,420 \end{cases} \qquad \upsilon = 0,2$$

$\mu_y \leq 1$, Ce qui signifie que le moment le plus important est dans le sens de la petite portée et par conséquent, la direction parallèle aux petits cotées sera la plus armée. Ce résultât qui peut paraître surprenant (on a tendance `a vouloir mettre plus d'acier si la portée est plus grande) vient du fait que la part des charges transmise dans la direction de la grande portée.

III.5.2) Détermination des charges et surcharges :

a) charges permanentes :

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Revêtements en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	22	0,02	0,44
Couche de sable	18	0,02	0,36
Enduit de mortier de ciment	18	0,02	0,36
La dalle pleine	25	0,15	3,75
Poids total			G=5,35

Tableau III.5.1) Les charges permanentes revenant au panneau.

b) Surcharge d'exploitation : Q = 2,5KN/m²

Remarque : le calcul se fera pour une bande de 1m.

- **Combinaison de charge** :

$$\text{ELU: } q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35(5{,}35) + 1{,}5(2{,}5) = 10{,}98\text{KN/ml}$$
$$\text{ELS: } q_s = G + Q = (5{,}35) + (2{,}5) = 7{,}85\text{KN/ml}$$

III.5.3) Calcul à l'ELU :

a) Calcul des moments :

$$M_x^u = \mu_x \times q_u \times (l_x)^2 = 0{,}088 \times 10{,}98 \times (1{,}8)^2 = 3{,}13\text{KN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y \times M_x^u = 0{,}305 \times 3{,}13 = 0{,}95\text{KN.m}$$

Correction des moments :

En travée $\begin{cases} M_x^t = 0{,}85 M_x^u = 0{,}85 \times 3{,}13 = 2{,}66 \text{KN/m} \\ M_y^t = 0{,}85 M_y^u = 0{,}85 \times 0{,}95 = 0{,}81 \text{KN/m} \end{cases}$

Aux appuis $\begin{cases} M_x^a = 0{,}3\ M_x^u = 0{,}3 \times 3{,}13 = 0{,}94 \text{KN/m} \\ M_y^a = 0{,}3\ M_y^u = 0{,}3 \times 0{,}85 = 0{,}26 \text{KN/m} \end{cases}$

b) Ferraillage :

- **En travée**

Sens de la petite portée (Sens XX) :

$d_x = h_t - 2\text{cm} = 13\text{cm}$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b.(d_x)^2 f_{bc}} = \frac{2{,}66 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14{,}2} = 0{,}011 < 0{,}392 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0{,}011 \rightarrow \beta = 0{,}995$$

$$A_x = \frac{M_x^t}{\beta.(d_x)\sigma_{st}} = \frac{M_x^t}{\beta..(d_x)(f_e/\gamma_s)} = \frac{2{,}66 \times 10^5}{0{,}995 \times 13 \times \frac{400}{1{,}15} \times 10^2} = 0{,}77\text{cm}^2$$

Nous adopterons : 5HA10= 3,92 cm^2 Avec S_t = 20[cm].

Sens de la grande portée (Sens YY) :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b.(d_y)^2 f_{bc}} = \frac{0{,}81 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14{,}2} = 0{,}0039 < 0{,}392 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0{,}014 \rightarrow \beta = 0{,}998$$

$$A_y = \frac{M_y^t}{\beta(d_y)..\sigma_{st}} = \frac{M_y^t}{\beta.(d_y).(f_e/\gamma_s)} = \frac{0{,}81 \times 10^5}{0{,}998 \times 12 \times \frac{400}{1{,}15} \times 10^2} = 0{,}2\text{cm}^2$$

Nous adopterons : 5HA10= 3,92 cm^2 Avec S_t = 20[cm].

avec $d_y = d_x - \frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2}$

- **Aux appuis :**

Sens de la petite portée (Sens XX) :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b.(d_x)^2 f_{bc}} = \frac{0,94 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,003 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,003 \rightarrow \beta = 0,998$$

$$A_x = \frac{M_x^a}{\beta.(d_x).\sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{\beta.(d_x).(f_e/\gamma_s)} = \frac{0,94 \times 10^5}{0,998 \times 13 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 0,21 cm^2$$

Nous adopterons : 5HA10= 3,92 cm^2 Avec S_t = 20[cm].

Sens de la grande portée (Sens YY) :

On adopte le même ferraillage que celui du sens (x-x)soit 5HA10 avec S_t = 20[cm].

III.5.4) Vérification à l'ELU :

III.5.4,1) Condition de non fragilité : [B.A.E.L91/Art B.7, 4] :

a) Armatures parallèles à l_x :

$$w_x = w_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right)$$

$$w_x = \frac{A_{min}}{S}$$

Avec : A_{min}: section minimale d'armatures

S : section totale du béton

w_0: Taux d'armatures dans chaque direction (acier HA FeE400) $\rightarrow w_0 = 0,8‰$

$$w_x = 0,0008 \times \left[\frac{(3-0,55)}{2}\right] = 0,00098$$

$$A_{min} = 0,00098 \times (100) \times (15) = 1,47 cm^2$$

$A_{adp} = 3,92 cm^2 > A_{min}$ $\rightarrow$ Condition vericiee.

b) Armatures parallèles à l_y

$$A_{min} \geq b \times h \times w_0 = 100 \times 15 \times 0,8 \times 10^{-3} = 1,2 cm^2$$

$A_{adp} = 3,92 cm^2 > A_{min}$ $\rightarrow$ Condition vericiee.

III.5.4,2) Vérification de l'effort tranchant :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u = 0{,}07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1{,}17\text{MPa}$$

$$V_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} = \frac{10{,}98 \times 3{,}2}{2} = 17{,}56\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_y^u}{bd} = \frac{17{,}56 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0{,}146\text{MPa}$$

On a : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow$ condition vérifiée.

III.5.4,3) Vérification de l'adhérence et d'entraînement : **(BAEL91/ A.6.1, 3)**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0{,}9 \times d_y \times \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$ Somme des périmètres utiles des barres

Ψ_s: Coefficient de scellement (Aciers haute adhérence $\rightarrow \Psi s = 1.5$)

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3{,}14 \times 1{,}0 = 15{,}7\text{cm}$$

n: Nombre de barres

d'où :

$$\tau_{sc} = \frac{17{,}56 \times 10^3}{0{,}9 \times 120 \times 15{,}7 \times 10} \rightarrow \tau_{sc} = 1{,}03\text{MPa}$$

$$\left.\begin{matrix}\tau_{se} = 1{,}03\text{MPa} \\ \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\text{MPa}\end{matrix}\right\} \Rightarrow \tau_{se} = 0{,}66\text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'ya aucun risque d'entrainement des barres.

III.5.4,4) La longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{se}}$$

Avec : $\tau_{se} = 0{,}6\Psi_s{}^2 \times f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}835\text{MPa}$

$$L_s = \frac{1{,}0 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 35{,}27\text{cm}$$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253modifiée 99) n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers H.A.

Lc = 0,4Ls = 0,4× «35,27 = 14,109cm On adoptera Lc =15cm

III.5.4,5) Diamètre minimal des barres : (BAEL91modifié 99/ Art A.7.21) :

On doit vérifier que:

$$\emptyset_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{mm}$$

$$\emptyset = 10\text{mm} < \emptyset_{max} = 15\text{mm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.5.4,6) Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min \leq (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$
- Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min\ (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

Sens xx:

Armatures supérieures : $S_t = 20\text{cm} \leq 33\text{cm}$

Armatures inférieures : $S_t = 20\text{cm} \leq 45\text{cm}$

Sens yy:

Armatures supérieures : $S_t = 20\text{cm} \leq 33\text{cm}$

Armatures inférieures : $S_t = 20\text{cm} \leq 45\text{cm}$

III.5.5) Vérification à l'ELS :

a) Calcul des efforts :

$q_s = 7{,}85\text{KN/m}$

$\rho = 0{,}55 \qquad \begin{cases} \mu_x = 0{,}092 \\ \mu_y = 0{,}420 \end{cases}$

$M_x = \mu_x \times q_s \times (l_x)^2 = 0{,}092 \times 7{,}85 \times (1{,}80)^2 = 2{,}4\text{KN.m}$

$M_y = \mu_y \times M_x = 0{,}420 \times 2{,}4 = 1{,}01\text{KN.m}$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

En travée $\begin{cases} M_x^t = 0{,}85M_x = 0{,}85 \times 2{,}4 = 2{,}04\text{KN/m} \\ M_y^t = 0{,}85M_y = 0{,}85 \times 1{,}01\text{KN} = 0{,}858\text{KN/m} \end{cases}$

Aux appuis $\begin{cases} M_x^a = 0{,}3M_x = 0{,}3 \times 2{,}4 = 0{,}72\text{KN/m} \\ M_y^a = 0{,}3M_y = 0{,}3 \times 1{,}01\text{KN} = 0{,}303\text{KN/m} \end{cases}$

Pour une section rectangulaire b=100[cm] et h=[15cm].

b) État limite de résistance à la compression du béton :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6f_{c28} = 15\text{MPa}$

Avec : $\sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_{st}}{k_1}$; $\sigma_s = \dfrac{M_s}{\beta_1 . d . A}$

Sens xx : $A_a = A_t = 3{,}92\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d_x} = \frac{100 \times 3{,}92}{100 \times 13} = 0{,}30 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}912 \\ K_1 = 41{,}82 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 \times d_x \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{2{,}09 \times 10^6}{0{,}912 \times 130 \times 3{,}92 \times 10^2} = 45{,}06\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{45{,}04}{41{,}82} = 1{,}07\text{MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 1{,}07\text{MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens yy : $A_a = A_t = 3{,}92\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d_y} = \frac{100 \times 3{,}92}{100 \times 12} = 0{,}32 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}911 \\ K_1 = 41{,}18 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 \times d_y \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{0{,}858 \times 10^6}{0{,}911 \times 120 \times 3{,}92 \times 10^2} = 20{,}02\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{20{,}02}{41{,}18} = 0{,}48\text{MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0{,}48\text{MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

d) Etat limite de déformation

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \\ \frac{A_x}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur de dalle.

M_{tx} : Moment entravé de la dalle (sens xx).

M_x : Moment isostatique dans la direction de (x x) pour une bande de largeur égale à 1[m].

A_x: Section d'armature par bande.

b : La largeur de bande égale à 1[m]

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{180} = 0{,}083 \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{2{,}04}{20 \times 2{,}4} = 0{,}042 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_x}{bd_x} = \frac{3{,}92}{100 \times 12} = 0{,}0032 \leq \frac{2}{f_e} = 0{,}005 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Le ferraillage de la dalle pleine est comme suit :

- **En travées :**

5HA10 (sens x-x), S_t=20cm

5HA10 (sens y-y), S_t =20cm

- **En appuis :**

5HA10 (sens x-x) S_t =20cm

5HA10 (sens y-y), S_t =20cm

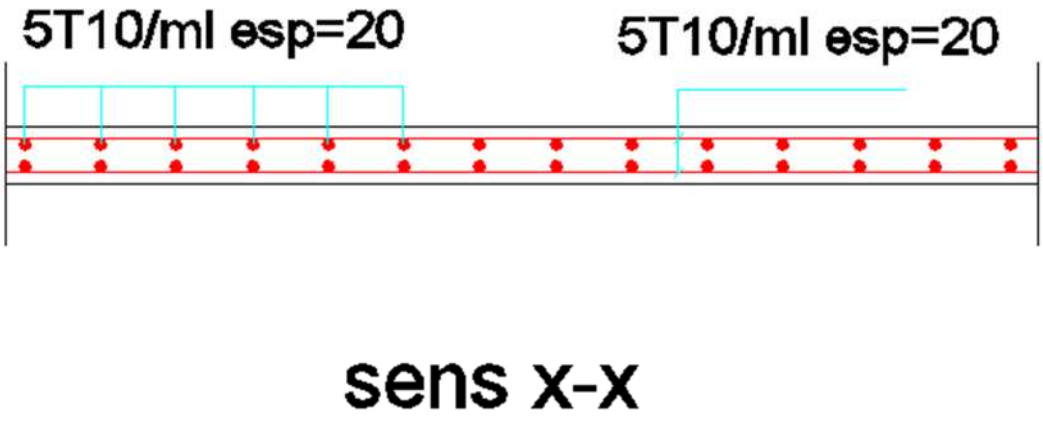


Fig III.5.1) Ferraillage de la dalle pleine.

III.6 Etude de la salle machine :

Le bâtiment comporte deux cages d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions (1,70×1,80) m² appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, repartie sur une surface de (0,8 × 0,8) m² transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

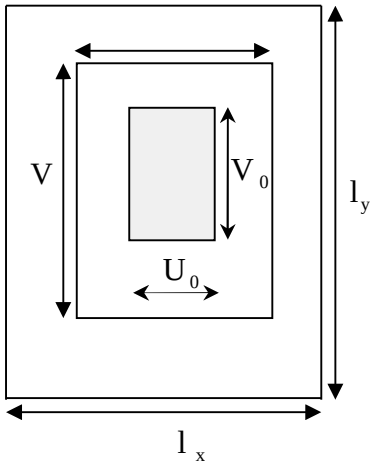
Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

Détermination de l'épaisseur de panneau :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{170}{30} = 5{,}66$ cm

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12$cm; on adopte une hauteur **h_t = 15cm.**

III-6-1 Calcul des sollicitations



$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 1{,}70 \div 1{,}80 = 0{,}95$$

$0{,}4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

❖ **Moments dus au poids propre :**

$M_x = \mu_x . q . l_x^2 \rightarrow$ Moment suivant la petite portée.

$M_y = \mu_y . M_x \rightarrow$ Moment suivant la grande portée.

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson υ.

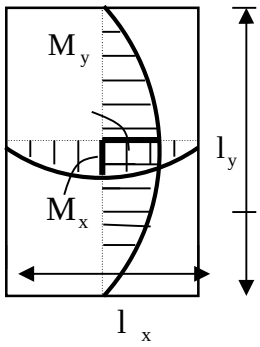
q : Charge uniformément repartie sur toute la dalle.

Etat limite ultime (ELU) : υ =0

ρ= 0.95 → μ_x =0.041 et μ_y =0.887

Poids de la dalle : **G**= (25× 0.15× + 22×0.05) × 1ml = **4.85 KN/ml.**

Surcharge d'exploitation : **Q** = **1KN/ml.**



qu= 1.35×4.85 + 1.5×1 = **8.0475 KN/ml**.

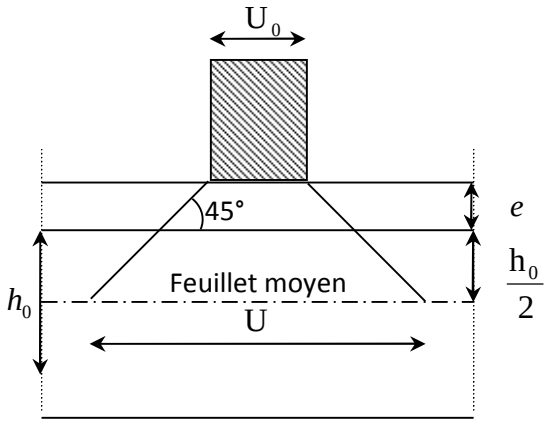
$$M_{ux1} = 0{,}041 \times (8{,}0475) \times (1{,}7)^2 = 0{,}95\text{KN.m}$$

$$M_{uy1} = 0{,}887 \times 0{,}95 = 0{,}845\text{KN.m}$$

Etat limite de service (ELS) : υ =0.2

ρ= 0.95→ μ_x =0.043 et μ_y =0.923

qs= 4.85 + 1 = **5.85 KN/ml**



$$M_{sx1} = 0{,}043 \times (5.85) \times (1{,}70)^2 = 0{,}73\text{KN.m}$$

$$M_{sy1} = 0{,}923 \times 0{,}73 = 0{,}67\text{KN.m}$$

❖ **Moments dus a la charge localisée**

$$M_x = P.(M_1 + \upsilon.M_2)$$
$$M_y = P.(\upsilon.M_1 + M_2)$$

M_1, M_2 coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$

U et **V** cotés du rectangle sur lesquels la charge **P** s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$V = V_0 + 2.\left(\xi.e + \frac{h_0}{2}\right) \qquad U = U_0 + 2.\left(\xi.e + \frac{h_0}{2}\right)$$

Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : → **ξ= 1.0**

A.N : $U=U_0 +2\times1\times0.05+0.15 =$ **1.05m** $= V_0$

$$\frac{U}{l_x}=\frac{1,05}{1,7}=0,61 \quad \text{Et} \quad \frac{V}{l_y}=\frac{1,05}{1,8}=0,58$$

Après interpolation on aura :

$M_1 = 0,087$ et $M_2 = 0,072$

- **Etat limite ultime (ELU) :** υ =0

$P_u = 1.35\times90 = 121.5$ KN.

$$M_{ux2} = P_u.M_1 = 121,5\times0,087 = 10,57KN.m$$
$$M_{uy2} = P_u.M_2 = 121,5\times0,072 = 8,75KN.m$$

- **Etat limite de service (ELS) :** υ =0.2

$P_s = 90$ KN.

$$M_{sx2} = P_s.(M_1 + \upsilon.M_2) = 90\times(0,087 + 0,2\times0,072) = 9,126KN.m$$
$$M_{sy2} = P_s.(M_2 + \upsilon.M_1) = 90\times(0,072 + 0,2\times0,087) = 8,05KN.m$$

❖ **Superposition des moments :**

- ELU :

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 0,95 + 10,57 = 11,52KN.m$$
$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0,845 + 8,75 = 9,6KN.m$$

- <u>ELS :</u>

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,73 + 9,126 = 9,856KN.m$$
$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,67 + 8,05 = 8,72KN.m$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

Les moments seront réduits de 15% en travée, et de 70% en appuis.

- En travée :

$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 11.52 = 9,79$ KN.m

$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 9,6 = 8,16$ KN.m

En appuis :

$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 11.52 = 3,46$ KN.m

$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 9,19 = 2,88$ KN.m

Ferraillage du panneau

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inferieur. Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

$$d = h_t - 2 = 15 - 2 = 13cm$$

$$\mu_b = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} < \mu_R = 0,392$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma st}$$

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A adoptée (cm²/ml)	Espacement
En travée	**X-X**	9,79	0,040	0,980	2,20	6HA10=4,71	**20 cm**
Sur appuis	**X-X**	8,16	0,034	0,983	1,84	6HA10=4,71	**20 cm**
En travée	**Y-Y**	3,46	0,014	0,993	0,77	6HA10=4,71	**20 cm**
Sur appuis	**Y-Y**	2,88	0,012	0,994	0,64	6HA10=4,71	**20 cm**

Tableau III-6-1 : ferraillage adopté

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

- **Vérifications à l'état limite ultime**

Espacements des armatures

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

Direction principale

$St \leq \min\{2.h;25cm\}$

St = 20cm<min {30cm, 25cm} ……..... √

Direction secondaire :

$St < \min\{3.h;33cm\}$

St = 20cm< min {45cm, 33cm}……**.....**…..√

A) Diamètre maximal des barres

$\varphi_{MAX} \leq h/10 = 150/10 = 15mm.$

$\varphi_{MAX} = 10mm \leq 15$ mm.....**.....**... ... ...√

B) Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité donne section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0($W_0 = 0.8‰$ qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Direction principale

$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3\text{-}0.95)/2 = 0.00082.$

$A_{min} = W_X \times b \times h = 0.00082 \times 100 \times 15 =$ **$1.2cm^2 < 4.74cm^2$**

$A_{min} < A_x^t$**.....**….**.....**…. ...√

Direction secondaire

$W_X = \frac{Ay}{b \times h} \geq W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.00082 \times (3\text{-}0.95)/2 = 0.000841.$

$A_y \geq 0{,}8‰ \times 100 \times 15 = 1.2cm^2$

$A_{min} < A_y^t$ **.....**... ... ...√

Vérification de la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

- **Au milieu de U**

$$T_u = \frac{P}{3 \times (V)} = \frac{121.5}{3 \times 1{,}5} = 27 \text{ KN.}$$

- **Au milieu de V**

$$T_u = \frac{P}{2 \times (U + V)} = \frac{121.5}{2 \times (1{,}5 + 1{,}5)} = 20{,}25 \text{KN.}$$

$$\left.\begin{array}{l}\tau_u = \dfrac{27\times10^3}{1000\times130} = 0.207\ \text{MPa} \\ 0.07\times\dfrac{25}{1.5} = 1.16\ \text{MPa}\end{array}\right\} \rightarrow \tau_u = 0.207\ \text{MPa} < 1.16\ \text{MPa}$$

τ_u < 1.16 Mpa…….....…… √

Condition de non poinçonnement

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement **Qu** est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferraillage horizontal

$$\mathbf{Qu \leq 0{,}045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}}$$

Qu : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

U_c =2× (U+V)=6m : le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

A.N : 0.045× 6× 0.15×25× 10^3 /1.5 = 675 KN ≥ 121,5 KN.

La condition est vérifiée → Aucune armature transversale n'est nécessaire.

Vérification à l'état limite de service :

Les moments précédemment calculés, seront réduits de 15% en travée et de 70% en appuis.

En travée

$M_x^t = 0{,}85 \times M_x = 0{,}85 \times 9.85 = 8.37$ KN.m

$M_y^t = 0{,}85 \times M_y = 0{,}85 \times 8.71 = 7{,}41$KN.m

En appuis

$M_x^a = 0{,}3 \times M_x = 0{,}3 \times 9.85 = 2{,}95$ KN.m

$M_y^a = 0{,}3 \times M_y = 0{,}3 \times 8{,}72 = 2{,}61$ KN.m

Zone	Sens	Ms (KN.m)	μ	β	α
En travée	X-X	8,37	0,034	0,993	0,0432
Sur appuis	X-X	7,41	0,030	0,985	0,0381
En travée	Y-Y	2,95	0,012	0,994	0,0151
Sur appuis	Y-Y	2,61	0,010	0,995	0,0126

Tableau III-6-2 : récapitulatif du calcul

4) Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec:} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens l_x :

En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{9,79}{8,37} = 1.17$$

$$\mu_u = 0.034 \Rightarrow \alpha = 0.0432$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.335 > \alpha = 0,0432 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{8,16}{7,41} = 1.10$$

$$\mu_u = 0.03 \rightarrow \alpha = 0.0381$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.10 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.3 > \alpha = 0.0381 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens l_y :

En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{3,46}{2,95} = 1,17$$

$$\mu_u = 0.012 \rightarrow \alpha = 0.0151$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.0,335 > \alpha = 0,0151 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{2,88}{2,61} = 1,1$$

$$\mu_u = 0.01 \rightarrow \alpha = 0.0126$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,1 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.3 > \alpha = 0.0126 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : le calcul de la contrainte dans le béton n'est nécessaire

5) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de déformation

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 M_x} \\ \frac{A_x}{b d_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur de dalle.

M_{tx} : Moment en travé de la dalle (sens xx).

M_x : Moment isostatique dans la direction de (x x) pour une bande de largeur égale à 1[m].

A_x: Section d'armature par bande.

b : La largeur de bande égale à 1[m]

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{170} = 0{,}088 \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{8{,}37}{20 \times 9{,}85} = 0{,}042 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_x}{bd_x} = \frac{4{,}71}{100 \times 12} = 0{,}0039 \leq \frac{2}{f_e} = 0{,}005 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Conclusion

La dalle de la salle machine sera ferraillée comme suit :

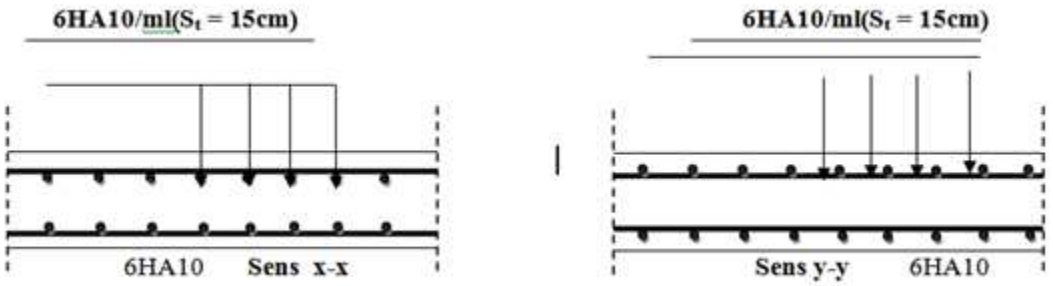
Sens x-x

Lit inferieur : 6 HA10/ml avec un espacement de 15cm.

Lit supérieur : 6 HA10/ml avec e =15cm.

Sens y-y

Lits inferieur et supérieur : 6HA10/ml avec e=15cm.



III-6-1 : ferraillage de la salle machine

Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

IV-1 Choix de la méthode de calcul :(Art 4.1.1 RPA99/mod2003)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

a) la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliserla méthode statique équivalente qui dit :

Zone II : Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 28.48 m) **(RPA 99/mod2003 art 4.1.2**).

b) La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise **(RPA 99/mod2003 art 4.1.3**).

d) Conclusion :

Donc on choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

IV-2-1 Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du **RPA99 version 2003 (Art 4.1.3).**Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure parles forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV-3 Modélisation :

IV-3-1 Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

V-3-2 Description du logiciel *ETABS :*

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code*, *UBC*, *ACI*...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000* et *SAFE*).

IV-3-3 Rappel (terminologie) :

Grid line : Ligne de grille
Joints : Nœuds
Frame : Portique (cadre)
Shell : Voile
Elément : Elément
Restreints : Degrés de liberté(D.D.L)
Loads : Charge
Uniformedloads : Point d'application de la charge

Define : Définir

Materials : Matériaux

Concrete : Béton

Steel : Acier

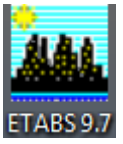
Frame section : Coffrage

Column : Poteau

Beam : Poutre

IV-3-4 Manuel d'utilisation de l'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS V 9.7.** Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS (figureIV-1)



FigureIV-1 : Icône d'ETABS.

La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK



Figure IV-2 : Fenêtre de dialogue.

IV-3-5Etapes de modélisation :

IV3-5-1 Première étape:

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. En bas à droite de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :

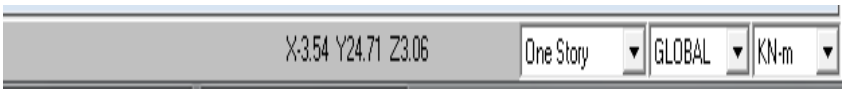


Figure IV-3 : Choix des unités

b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model ;** une page de dialogue s'affiche puis en clique sur **deffault.edb**

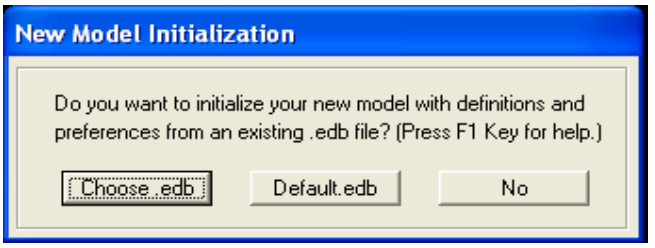
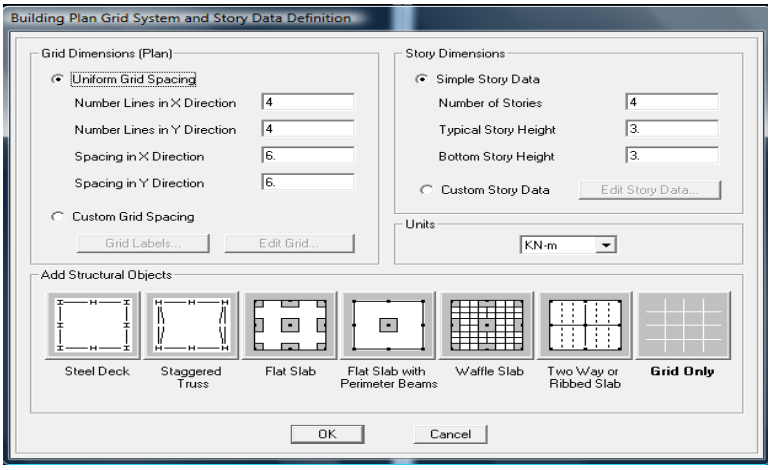


Figure IV-4 : Choix de géométrie de base.

Cette option permet d'introduire les lignes de grille qui représente :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.



FigureIV-5 : Introduction des lignes de grille

1) On introduise le nombre de portiques suivant x-x, suivant y-y.On clique sur **Custom Grid Spacing**. La fenêtre suivante s'affiche :

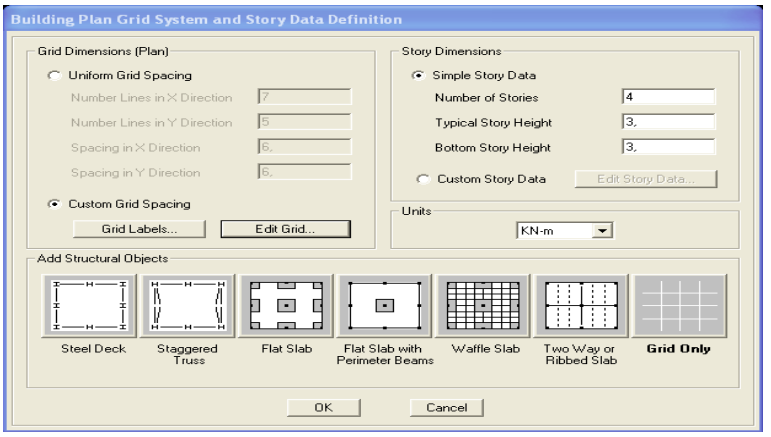
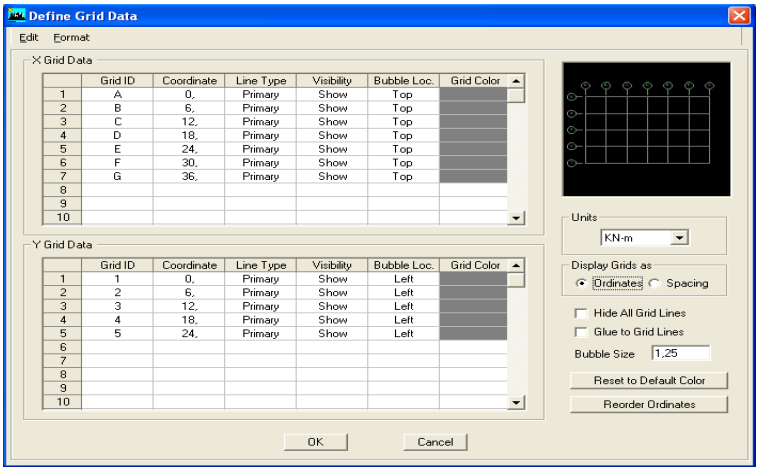


Figure IV-6 : Introduction le nombre de portiques.

Puis sur **Edit Grid**.



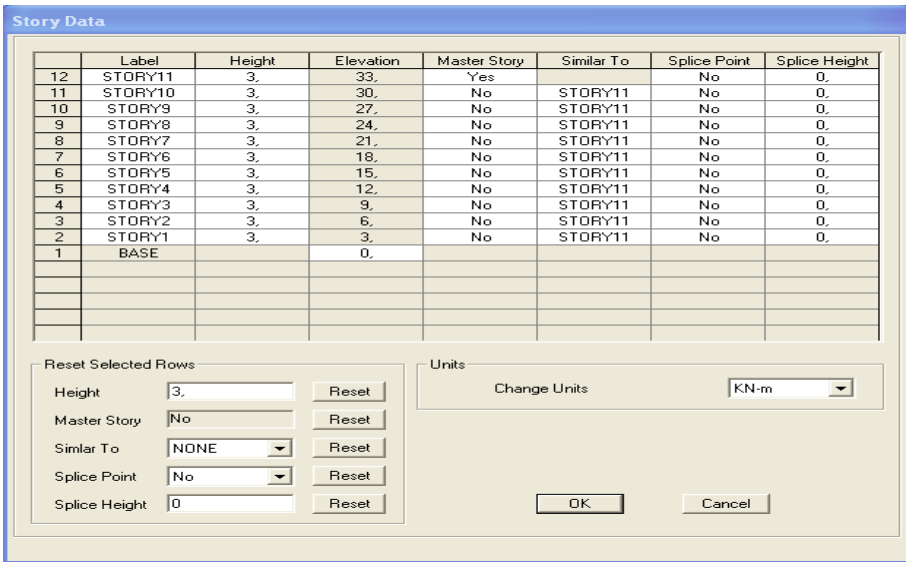
FigureIV-7 : Introduction des distances selon x-x et y-y.

-Pour introduire les distances par rapport à l'origine on coche sur **ordinate**.

-Pour introduire les distances de chaque portée seule on coche sur **Spacing**. Puis **ok**

2)On introduit le nombre des niveaux. On clique sur **simplestory data** et on remplie la case **Number of Story** puis en coche **Custom Story Data** après **Edit Story Data.**

La fenêtre suivante s'affiche :



	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
12	STORY11	3,	33,	Yes		No	0,
11	STORY10	3,	30,	No	STORY11	No	0,
10	STORY9	3,	27,	No	STORY11	No	0,
9	STORY8	3,	24,	No	STORY11	No	0,
8	STORY7	3,	21,	No	STORY11	No	0,
7	STORY6	3,	18,	No	STORY11	No	0,
6	STORY5	3,	15,	No	STORY11	No	0,
5	STORY4	3,	12,	No	STORY11	No	0,
4	STORY3	3,	9,	No	STORY11	No	0,
3	STORY2	3,	6,	No	STORY11	No	0,
2	STORY1	3,	3,	No	STORY11	No	0,
1	BASE		0,				

Figure IV-8 : Introduction des hauteurs selon les différents étages.

Et on complétant la colonne **Height**selon les différents étages qu'on a. Puis **ok.**

A la fin on clique sur ok pour confirmer les données.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentants la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **Xr-Y, X-Z, Y-Z.**

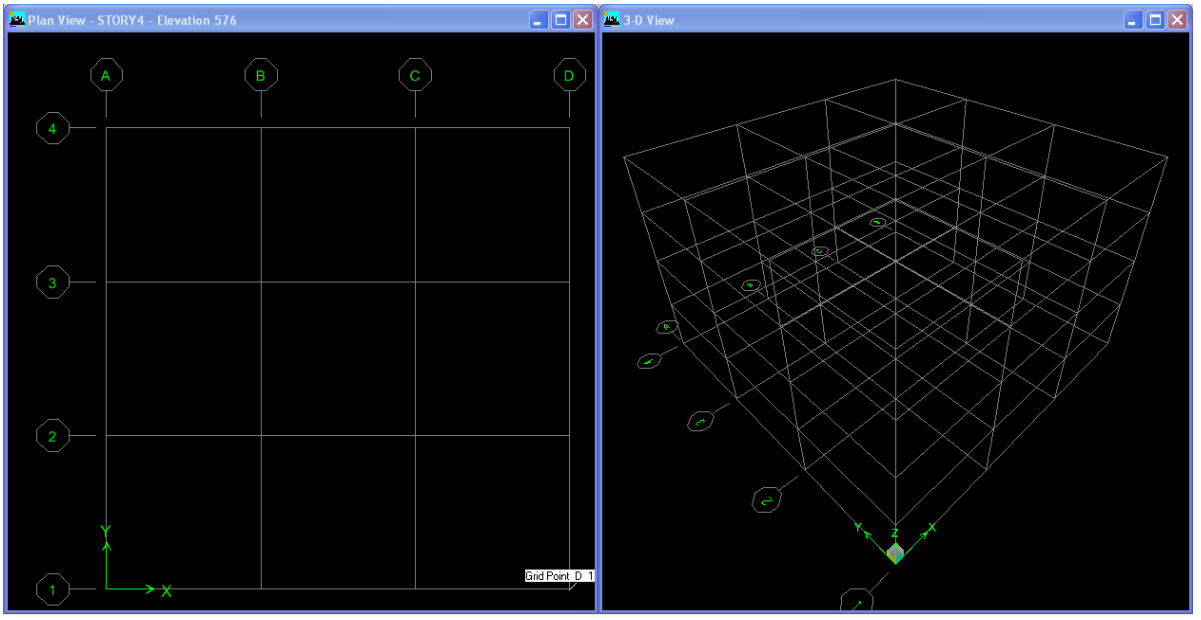


Figure IV-9 : Les lignes de grille de la structure.

c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage. Pour modifié les distances on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Grid Data** puis introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.

Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data.** Pour ajouter des hauteurs on clique sur le bouton droit de la souris puis sur **Edit Reference planes.**

La fenêtre suivante s'affiche :

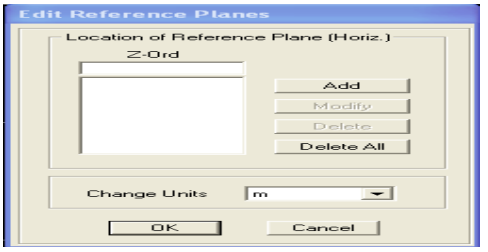


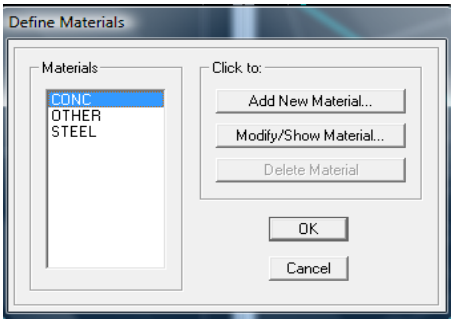
Figure IV-10 : Introduction des hauteurs qu'on veut ajouter.

On remplié la case **Z-Ord** puis **Add** puis **ok.**

IV-3-5-2Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Materialproprietes**ou bien  nous sélections le matériau **CONC.**



FigureIV.11 : Définition du matériau CONC (béton).

On clique sur **Modify /Show Material,** et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

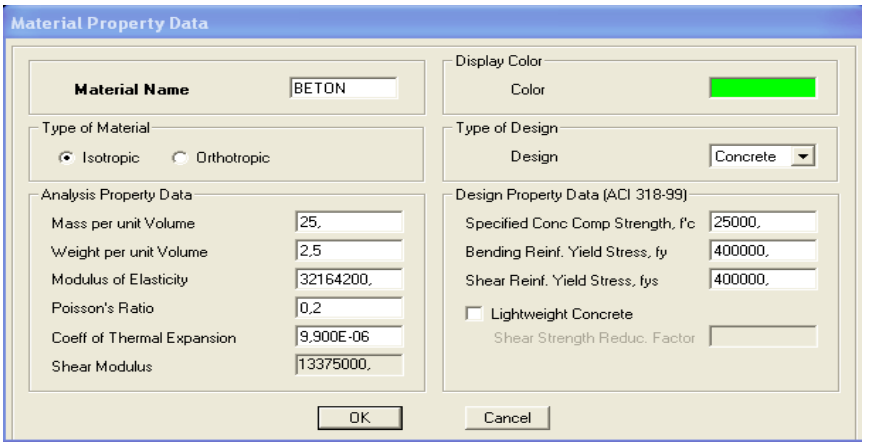


Figure IV-12 : Définition des propriétés du matériau CONC (béton).

Et on définit un autre matériau pour le utilisé prochainement. On clique sur **Add New Material,** et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

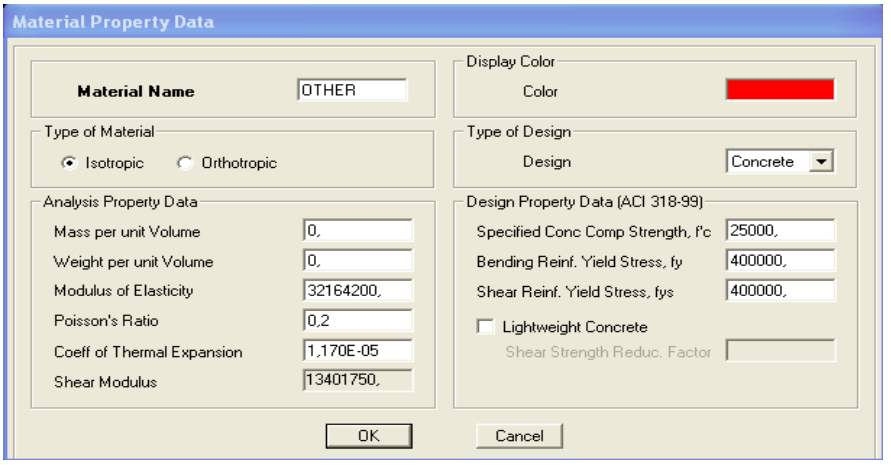


Figure IV-13 : Définition des propriétés du matériau other.

Puis on clique sur **ok.**

IV-3-5-3Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux, dalle pleine, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales**(PP)**, les poutres secondaires **(PS)** et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** ou bien **.** On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rctangular** pour ajouter une section rectangulaire ou bien une section en Té.

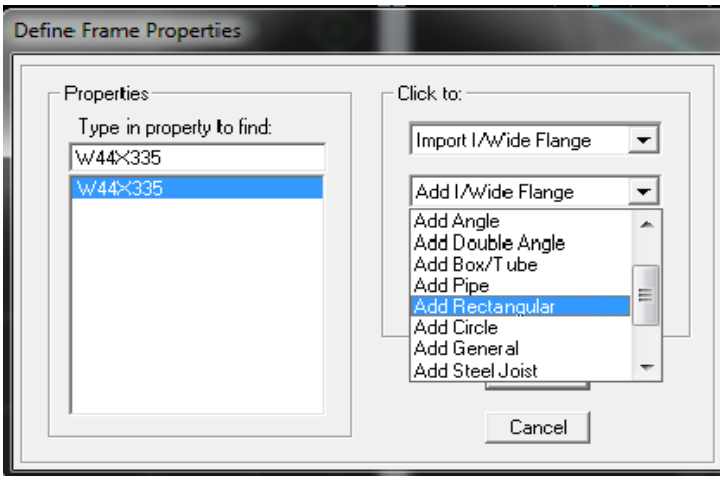


Figure IV.14 : Définition des sections.

Et on choisit **Material** BETON

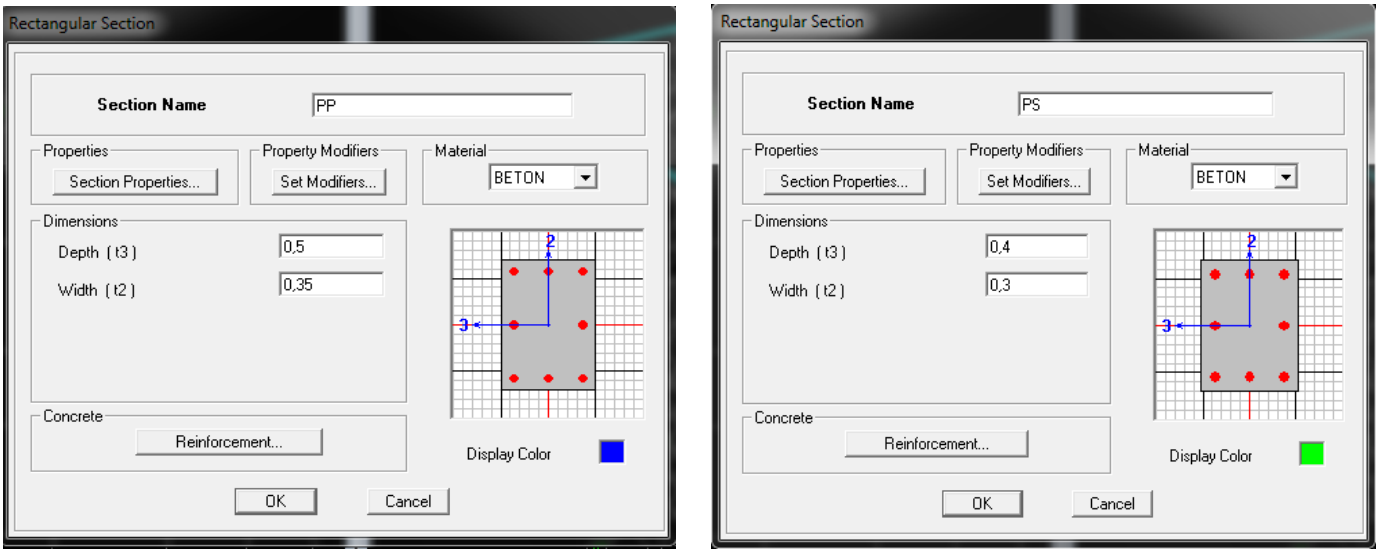


Figure IV-15 : Définition des sections rectangulaires.

Nous procéderont de la même manière pour les sections des poteaux.

Pour définir les poutrelles on suit les étapes suivantes :

On clique sur puis **Add Tee**

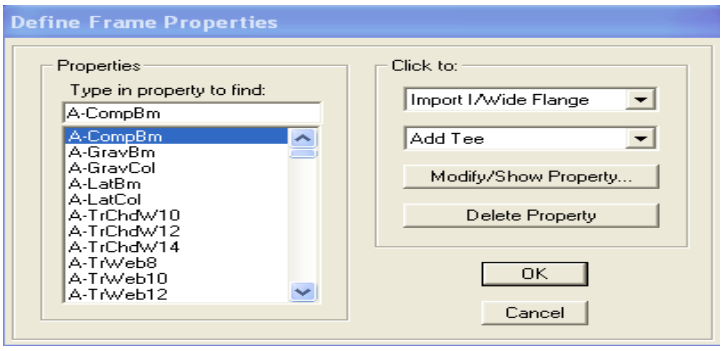


Figure IV-16 : Ajout de la section en Té.

On introduit les caractéristiques des poutrelles :

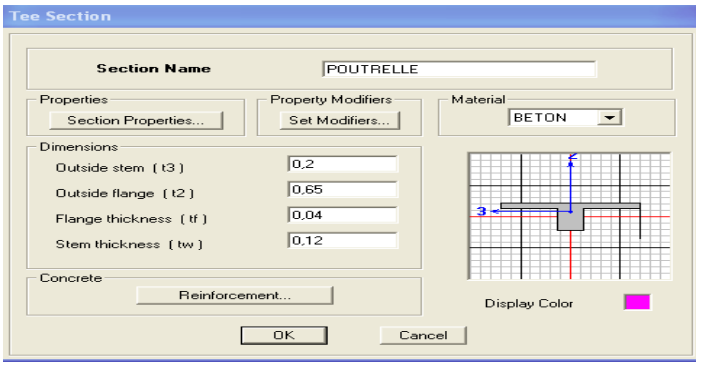


Figure IV-17 : Les propriétés de la section en Té

- Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux et poutrelle), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile et dalle pleine).

On choisit le menu **Define** puis **wall/slab** ou bien pour créer les voiles**.** On clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

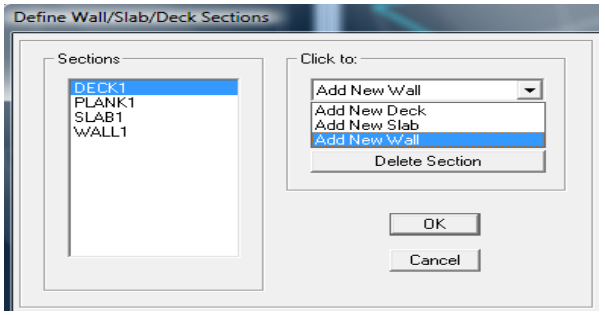


Figure IV-18 : Création de nouveau voile.

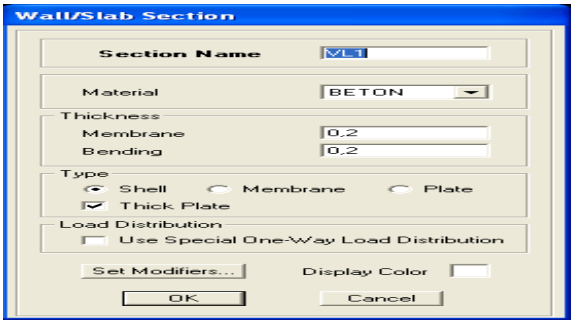


Figure IV-19 : Propriétés du voile.

Définir **Material :** BETON. On coche **Shell** et **Thick Plate** si l'épaisseur de voile dépasse 18 cm. On choisit le menu **Define**puis **wall/slab** ou bien pour crée les dalles**.** On clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

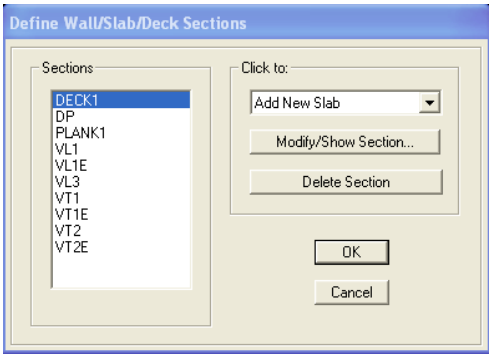


Figure IV-20 : Création de nouvelle dalle

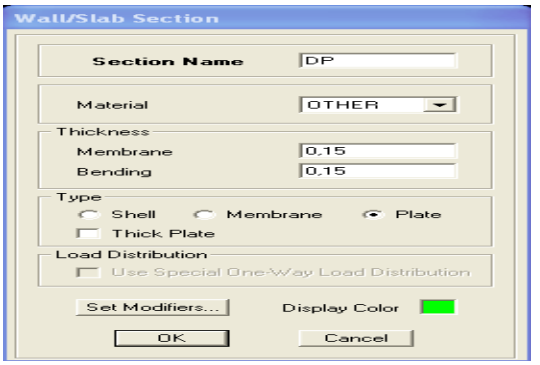


Figure IV-20 : Propriétés de la dalle.

Définir **Material:** BETON

On coche **Plate.**

Après qu'on a affecté les caractéristiques de chaque élément on passe à la disposition de ces éléments.

a) Poutres principales et secondaires:

On clique sur puis on choisit PP (35x50) ou PS (30x40) et on sélectionne les Grid Ligne que porte nos élément.

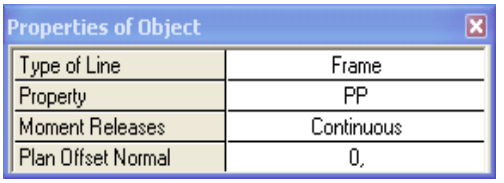


Figure IV-21 : Création des poutres

b) Les poteaux :

On clique sur puis choisit Pot (45x50) ou (40x40) ; (30x35) et on sélectionne les nœuds qui porte les poteaux.

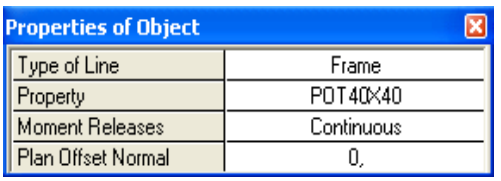


Figure IV.22 : Création des poteaux

c) Les voiles :

On clique sur puis choisit exemple VL1 et on sélectionne les Grid Ligne qui porte le voile.

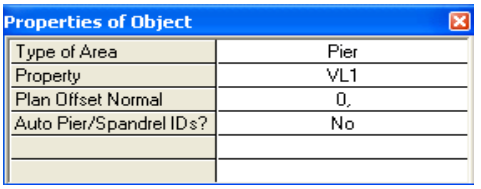


Figure IV-23 : Création des voiles

d) La dalle pleine :

On clique sur puis on choisit DP et on sélectionne les Grid Ligne qui porte la dalle pleine.

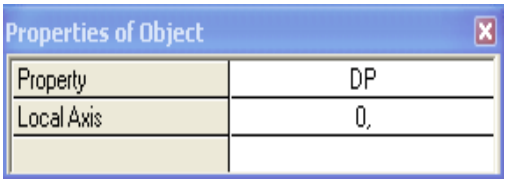


Figure IV-24 : Création des dalles pleines

IV-3-5-4Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charges statiques (G et Q):**

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : Define puis sur static Load Cases , ou bien .

Multiplier (Coefficient interne poids propre) :

- **Charges permanentes :**

Load Name : (Nom de la charge): **G**

Type : DEAD (permanente)

Self weight multiplier : (Coefficient interne poids propre) : **1**

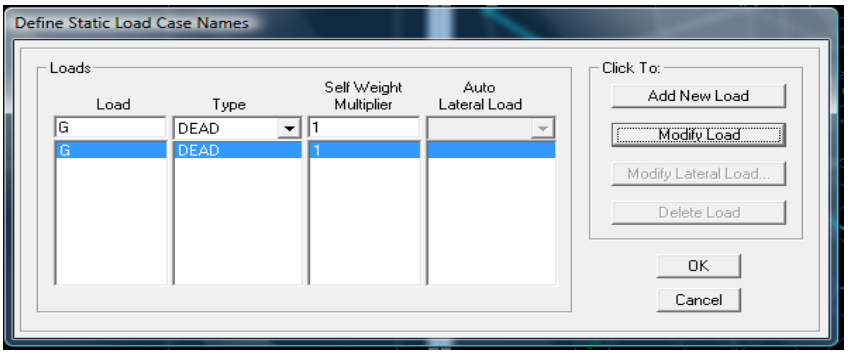


Figure IV-25 : Nom des charges permanentes.

- **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : LIVE (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

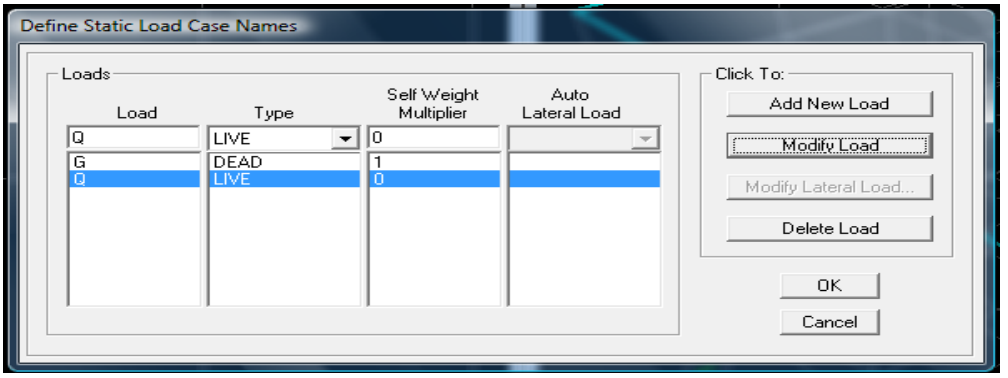


Figure IV-26 : Nom des charges d'exploitations

- **Charge dynamique (E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS.** Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations **(S_a/g)** pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T.**

Données à introduire dans le logiciel :

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône SRPA99V2003.exe .

- **Coeff d'accélération de zone A =0.20** selon la zone de sismicité (de notre cas II_b) et le groupe d'usages (de notre cas groupe 2)
- **Coeff de comportement** : R= **4.**

- **Coeff d'amortissement ξ : 7%**
- **Site** : **S3.**
- **Facteur de qualité (Q):Q=1.25**

$$Q=1+\sum P_q$$

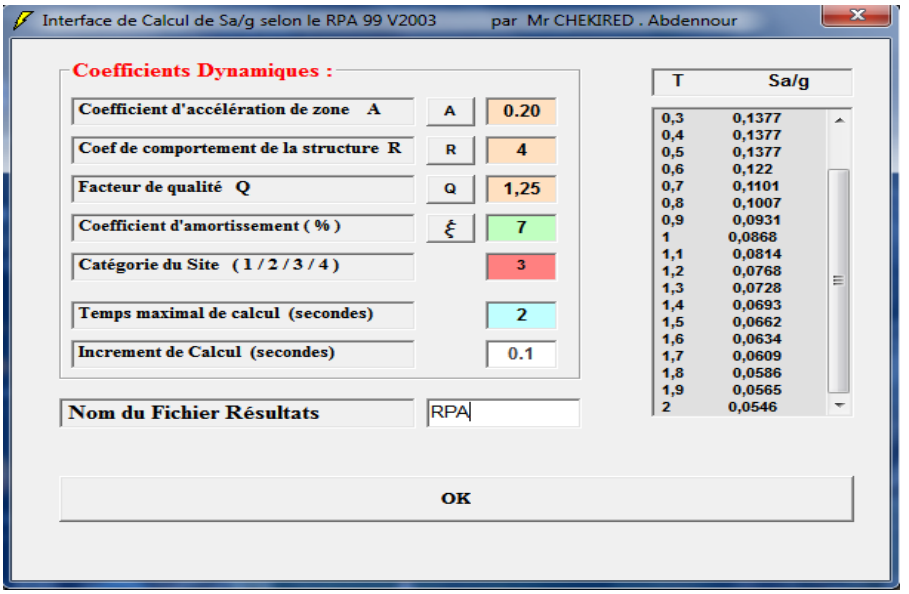


Figure IV-27 : Le spectre

Après on clique sur **OK.**

➢ Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define Response ⟶ **Spectrum Functions** ou bien  ⟶ **Spectrum from file**

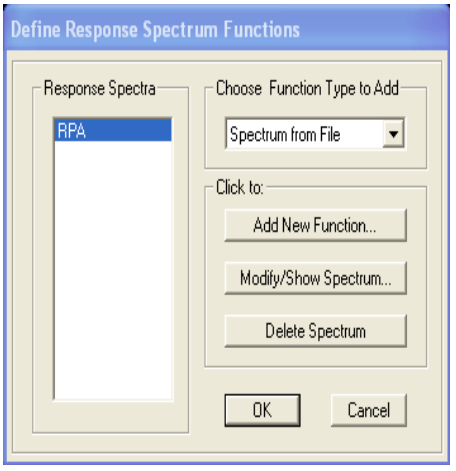


Figure IV-28 : Définition de spectre

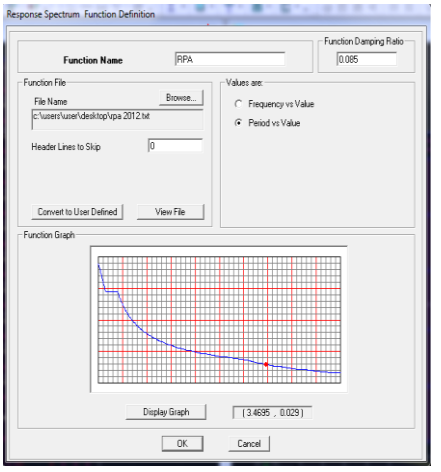


Figure IV-29 : La réponse de spectre

Function Name (nom du spectre): **RPA.**

➢ Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

DefineReponsesspectrum c**ases** ou bien  ⟶ **Add New Spectrum**

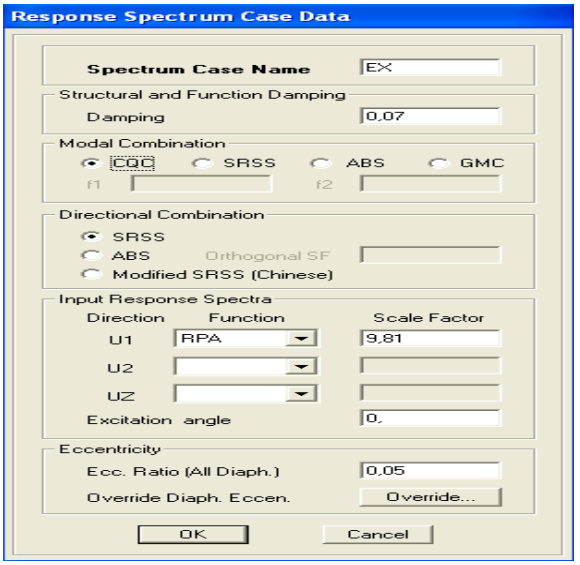


Figure IV-30 : Ajout de spectre selon x.

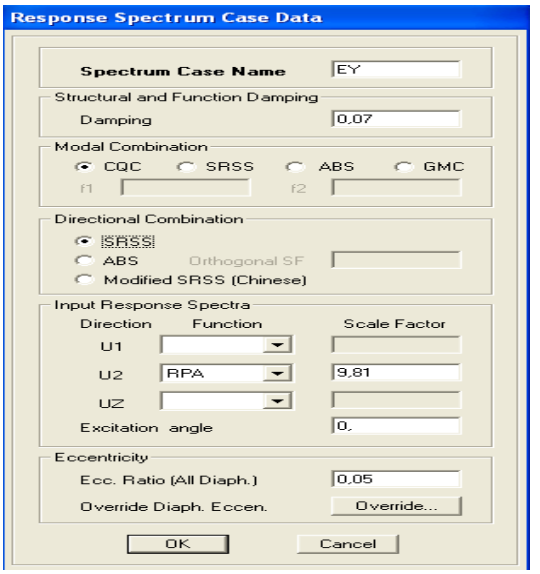


Figure IV-31 : Ajout de spectre selon y.

On introduit:

ξ (%) le pourcentage d'amortissement critique qui est égale 0,07 dans la case **Damping** et l'excentricité qui égale à 0,05xLdans la case **Ecc.Ratio (All Diaph).**

Dans la partie **Input responsespectra,** nous allons introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

IV-3-5-5Cinquième étape : Chargement des poutres :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign ⟶ **Frame/line** ⟶ **loads Distributed** ou bien 

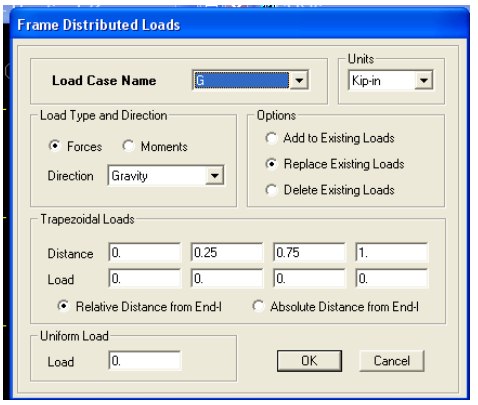


Figure IV-32 : La méthode de chargement

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load.**

IV-3-5-6 Sixième étape : Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :**

  ELU : 1.35G+1.5Q

  ELS : G+Q

  Et la combinaison **G + 0,2Q**

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

  GQE : G+Q±E

  08GE :0.8G±E

  Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define ⟶ **load Combinations** ou bien  ⟶ **Add New Combo**

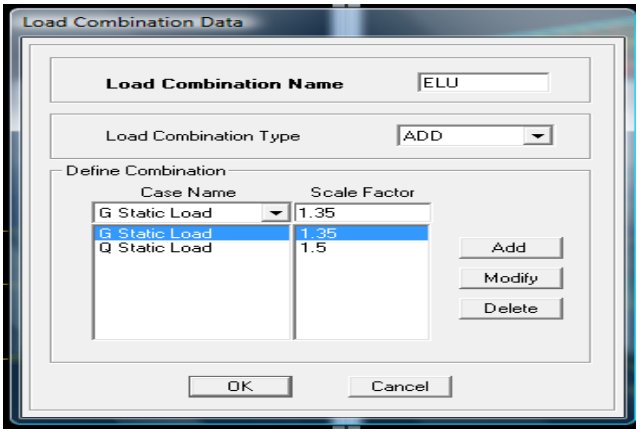


Figure IV-33 : Création des combinaisons.

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

IV-3-5-7Septième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- **APPUIS** :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds d'appuis de base puis on clique sur :

Assign ⟶ **Joint/point** ou bien  ⟶ **Restraints**

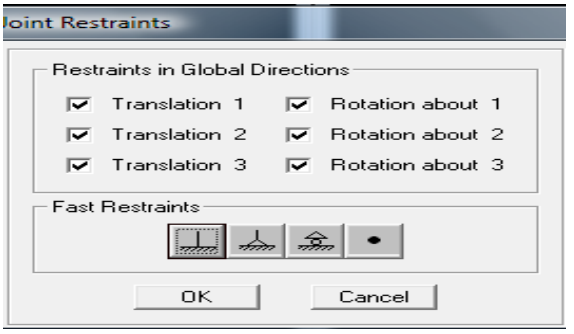


Figure IV-34 : Encastrement des appuis

- **Mass- Source :**

Define ⟶**Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente

-On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

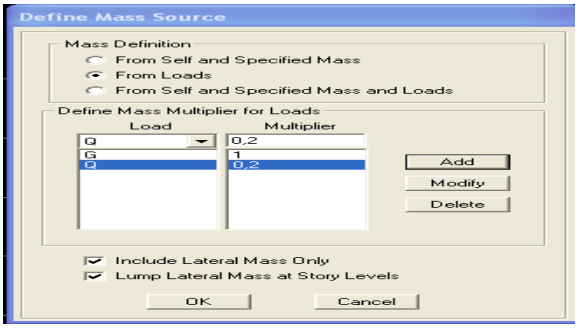


Figure IV-35 : Le pourcentage de participation des charges

- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un**diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tout le premier plancher puis on clique sur : spécifier

Assign ⟶ **Joint/point** ⟶ **Diaphragm,** ou bien  ⟶ **Add New Diaphragm.**

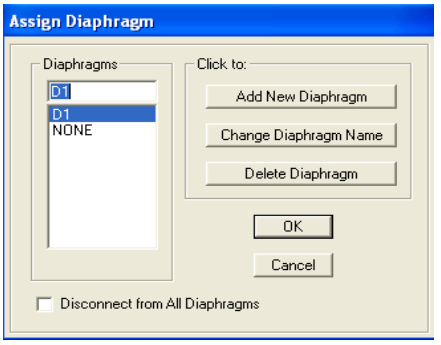


Figure IV-36 : Spécification de diaphragme de chaque plancher

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragme** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

IV-3-5-8 Huitième étape : Analyse et visualisation des résultats :

Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

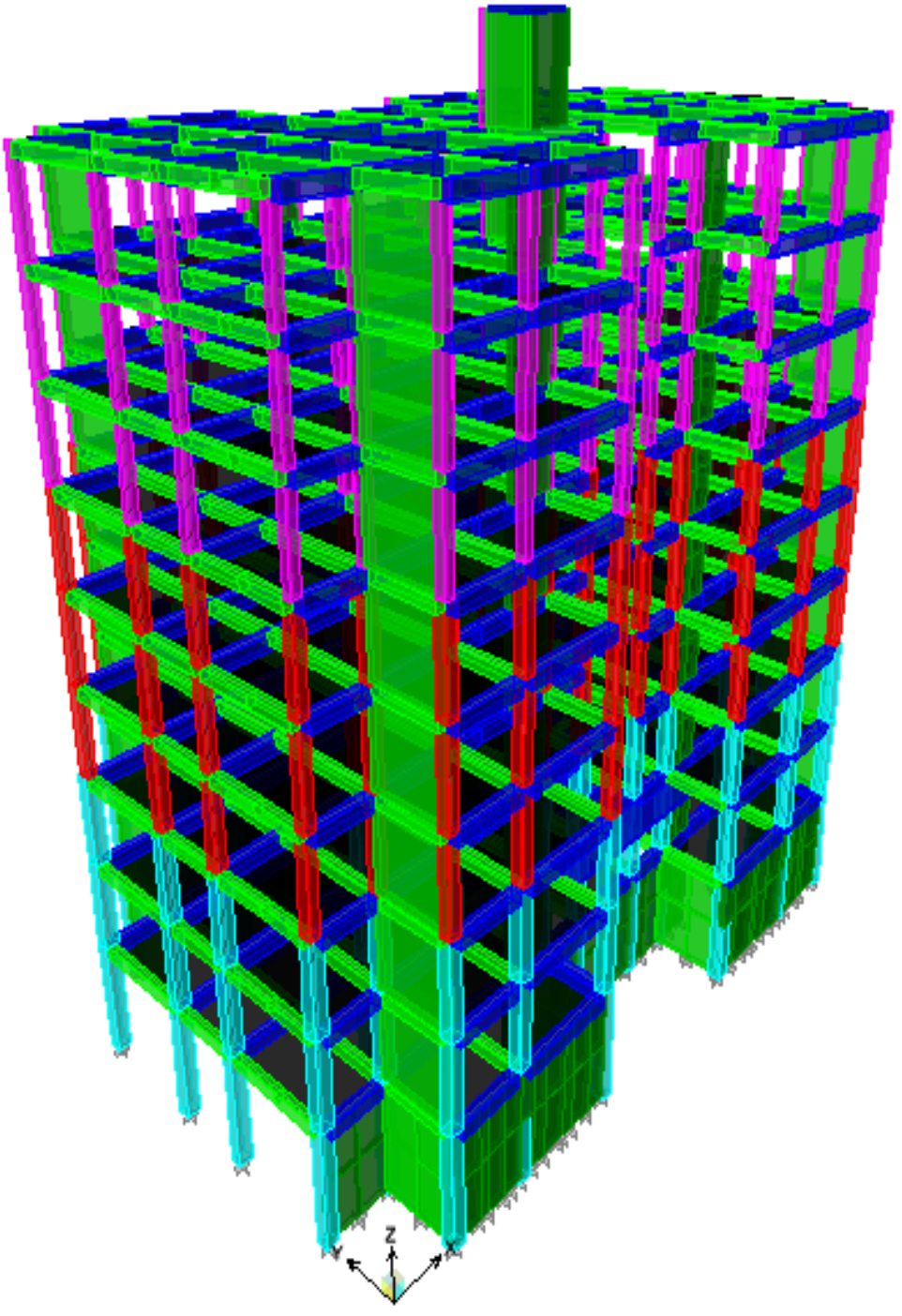


Figure IV-37 : Schéma final de notre structure en 3D

V) Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergie accumulée dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien(RPA) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable.

V .1) Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/version 2003prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.2) Méthode statique équivalente (MSE):

V.2.1) Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

V.2.2) Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Condition sur la hauteur :

$H \leq 65$m en zones I, IIa, IIb.

$H \leq 30$m en zone III.

b) La régularité du bâtiment :

Le bâtiment doit avoir une configuration régulière en plan et en élévation.

c) Les conditions complémentaires :

Il arrive que certaines conditions de régularité ne pas satisfaits, la MSE peut être appliquée avec les conditions complémentaires suivantes :

ZoneI : tous les groupes d'usage.

ZoneII	Le groupe d'usage 3		
	Le groupe d'usage 2	si	H_T< 23m ou 7 niveaux
	Le groupe d'usage 1B	si	H_T<17m ou5 niveaux
	Le groupe d'usage 1A	si	H_T< 10m ou3 niveaux

ZoneIII	Le groupe d'usage 2 et 3	si	H_T< 17m ou 5 niveaux
	Le groupe d'usage 1B	si	H_T<10m ou3 niveaux
	Le groupe d'usage 1A	si	H_T<10m ou3 niveaux

V.3) Méthode dynamique modale spectrale :

V.3.1) Principe de la méthode :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.3.2) Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

V.4) Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calculs et les lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

V.5) Vérification des conditions de la MSE :

a) Condition sur la hauteur :

Le bâtiment est implanté en zone IIb, groupe d'usage 2
28.48 m < 65m
→ Condition vérifiée

b) Régularité en plan : (RPA99modifié en2003/Art 3.5.1.a).

b1) Forme du bâtiment : La forme du bâtiment est sensiblement symétrique en géométrie et la distribution des masses et des rigidités est symétrique par rapport aux deux directions orthogonales, avec le rapport :

Etage courant et RDC : $\frac{Lx}{Ly} = \frac{27,70}{17,45} = 1.59 < 4$ condition vérifiée

b2) Excentricité :

$e_x = 5\%L_X$

$e_y = 5\%L_Y$

$e_x = |XCR - XCM| < 5\%L_X = 1.385$

$e_y = |YCR - YCM| < 5\%L_Y = 0.873$

Avec : **CM** : centre de masse.
CR : centre de torsion.

Tableau V .1) : Résultats des vérifications.

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	|XCR- XCM|	|YCR- YCM|	5%LX	5%LY	CONDITION
ES	13,742	8,879	13,578	1,088	0,164	7.791	1.385	0.873	vérifiée
RDC	13,64	8,643	13,537	4,052	0,103	4.591	1.385	0.873	vérifiée
ETAGE01	13,639	8,709	13,51	5,776	0.14	2.933	1.385	0.873	vérifiée
ETAGE02	13,639	8,71	13,499	6,707	0.14	2.003	1.385	0.873	vérifié
ETAGE03	13,639	8,71	13,501	7,265	0.138	1.081	1.385	0.873	vérifiée
ETAGE04	13,639	8,71	13,509	7,629	0.13	1.081	1.385	0.873	vérifiée
ETAGE05	13,639	8,711	13,518	7,878	0.121	0.833	1.385	0.873	vérifiée
ETAGE06	13,639	8,711	13,526	8,06	0.114	0.651	1.385	0.873	vérifiée
ETAGE07	13,743	8,784	13,529	8,192	0.214	0.592	1.385	0.873	vérifiée
SALLE MACHINE	12,01	7,13	12,007	7,108	0.003	0.022	1.385	0.873	vérifiée

b3) Décrochements du bâtiment :

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas dépasser 25 % de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

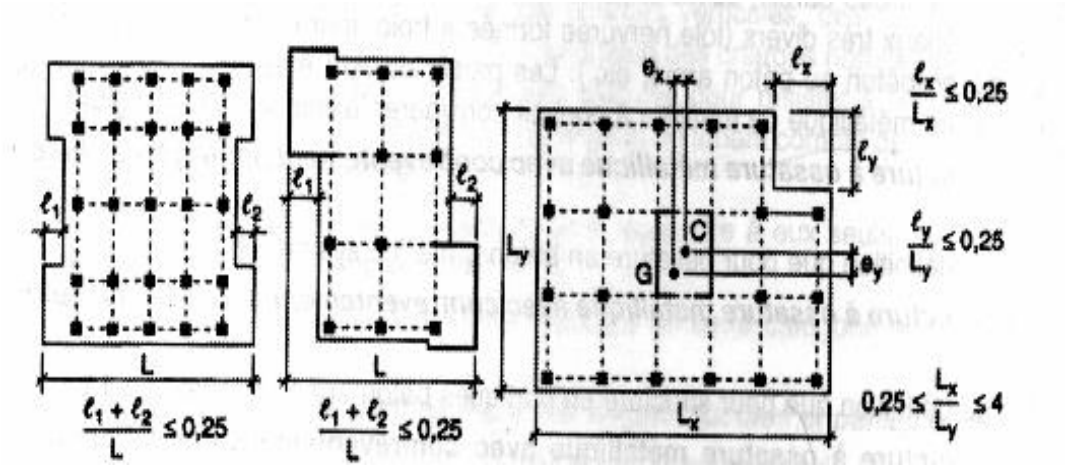


Fig. V.1) Limite des décrochements en plan selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003

On a:

$$\frac{l_1 + l_2}{L} \le 0,25 = \frac{2,88 + 2.88}{17.45} = 0,33 > 0,25 \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{ly}{Ly} = \frac{2.88}{17.45} = 0.16 < 0.25 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{lx}{Lx} = \frac{2.53}{27.70} = 0.09 < 0.25 \quad \text{condition vérifiée}$$

b4) Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans le plans.

Ouvertures dans les planchers :

La surface totale des ouvertures doit être inférieure à 15 % de celle du plancher considéré

$S_0 < 15\% S_T$ Avec :

S_0 : Surface totale des ouvertures. **S_0** = 28.05m².

S_T : Surface totale du plancher. **S_t** = 411.02 m².

$$\mathbf{15\%S_T} = 61.65 \text{ m}^2$$

$S_0 < 15\ \% S_T$ ⟶ (Condition vérifiée.)

Conclusion:

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc le bâtiment n'est pas régulier en plan.

c) Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmettra pas directement à la fondation.

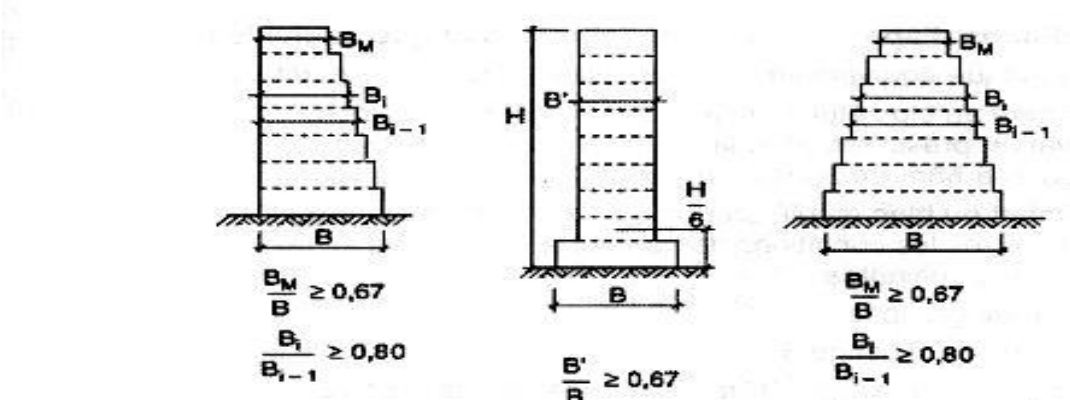


Fig. V.2) Limite des décrochements en élévation selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003

1) Notre système de contreventement ne comporte pas d'élément porteur discontinu.

2) Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.

3) Décrochement en élévation : les étages sont identiques. La condition de décrochement en élévation est respectée.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le bâtiment régulier en élévation.

Conclusion :

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes réunies, donc la MSE n'est pas applicable. Cependant on a appliqué la méthode d'analyse modale spectrale où on a utilisé le logiciel ETABS 9.7.0

V.6) Calcul de la force sismique totale :(RPA 99. Art 4.2.3)

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est calculée dans les deux sens avec la formule suivante :

$$\mathbf{V = \frac{ADQ}{R} W_T}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique de la structure
Q : facteur de qualité.
R : coefficient de comportement de la structure
W : poids total de la structure.

1) **Coefficient d'accélération de zone « A » :** Le coefficient « A » est donné par le tableau **4.1.Art 4.2.3 RPA 99/ version 2003**suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

ZONE IIb	**Groupe2**	**A=0.20**

2) **Coefficient de comportement global de la structure « R » :** Le coefficient « R » est donné par le tableau 4.3.Art 4.2.3 RPA 99/ version 2003en fonction du système de contreventement.

Répartition des forces sismiques dans les voiles et les portiques :

Les forces sismiques sont réparties sur les voiles et les portiques proportionnellement à leurs inerties calculée et donnée en pourcentage dans l'étude du contreventement.

Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel.

- **Charges sismiques reprise par les portiques :**

Sens xx : T= 115.623 → 4.91 (%)
Sens yy: T= 155.109 → 7,88(%)

- **Charges sismiques reprise par les voiles :**

Sens xx : T=2352.49 → 95.09(%)
Sens yy: T= 1966.785 → 92,12(%)

La valeur de R est donnée en fonction du système de contreventement.

Dans notre cas, la structure est contreventée par voiles→Donc R = 4

3) **Facteur de qualité « Q » :**

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{6} P_q$$

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par **le tableau (4.4.Art 4.2.3 RPA 99/ version 2003).**

❖ **Sens longitudinal**

Tableau V.2 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens longitudinal.

Critères	Observé (Oui ou Non)	Pq
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,10

❖ **Sens transversal :**

Tableau V.3): Valeurs des pénalités à retenir dans le sens transversal.

Critère	Observé (Oui ou Non)	Pq
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,10

On aura donc dans les deux sens :

Qx = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,00 + 0,05 +0,10)	**Qy = 1,25**
Qy = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10)	**Qx= 1,20**

4) Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » : Il est en fonction :

- De la catégorie du site
- Du facteur de correction d'amortissement (η).
- De la période fondamentale de la structure T.

5) Estimation de la période fondamentale : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure

Tableau V.4 : la période fondamental et le taux de participation massique.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,56979	0,3356	65,7687	0	0,3356	65,7687	0
2	0,508778	59,0931	0,4411	0	59,4287	66,2099	0
3	0,454775	9,3759	0,0078	0	68,8047	66,2177	0
4	0,157796	12,9006	0,0451	0	81,7053	66,2628	0
5	0,144811	0,036	17,7605	0	81,7412	84,0234	0
6	0,121832	0,3396	0,0563	0	82,0809	84,0797	0
7	0,078407	5,9055	0,0004	0	87,9863	84,0801	0
8	0,063201	0	7,3405	0	87,9863	91,4206	0
9	0,055448	0,1655	0,0415	0	88,1519	91,462	0
10	0,047331	2,923	0,0021	0	91,0748	91,4642	0
11	0,036744	0,0053	3,9435	0	91,0802	95,4076	0
12	0,034632	1,4605	0,0285	0	92,5407	95,4362	0

Constatations :

- Le premier mode est un mode de translation.
- Le deuxième mode est un mode de translation.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

Selon l'article **(4.2.4.RPA 99/ version 2003)** la période empirique peut être calculée avec la formule suivante :

$$T = \text{Min}\left\{C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} ; \frac{0{,}09h_n}{\sqrt{L}}\right\}$$

Avec : h_N: hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau (**n**)

L : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné par le tableau 4.6.Art 4.2.4 RPA 99/ version 2003.

$T = 0.05 \times (31.54)^{3/4} = 0.66$ second

$T = 0.09 \times 31.54 / \sqrt{17.45} = 0.679$ second

$T_{etabs} = 0{,}57s < T_{RPA} = 1{,}3 \times 0{,}53 = 0{,}86$ s ⟶ Condition vérifiée.

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Avec :

T: Période fondamentale de la structure. **T_2**: Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau4.7.Art4.3.3RPA99/version2003).

La nature du sol : meuble (site S3) **T_2=0,50s**

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

Avec :

ξ(%) : Pourcentage de l'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importation des remplissages, il est donne par le tableau (4.2.RPA 99/version 2003**)**

ξ = 7% → η = 0.882

$T_2 = 0,5s \le T = 0,57 \le 3,0s \rightarrow$ Application de la $2^{éme}$ équation.

$$D = 2,5\eta\left[\frac{T_2}{T}\right]^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0.882 \times \left[\frac{0,5}{0.57}\right]^{\frac{2}{3}} = 2.02$$

Les valeurs de A, D, Q, R, T et Wt sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau V.5) Récapitulatif des valeurs de A, Q, D, R, T et Wt *:*

Paramètre	Valeur	Article du RPA
Coefficient de zone A	0,20	Tableau4.1
Facteur de qualité Qx	1,25	Tableau4.4
Facteur de qualité Qy	1.20	Tableau4.4
Période caractéristique T	0.57 sec	Tableau4.7
Poids tota lde la structure Wt	21358,64 KN	/
Coefficient de comportement R	4	Tableau 4.3
Facteur d'amplification D	2.02	formule 4.2

V.7) vérification de la résultante des forces sismiques à la base : (Art 4.3.6. RPA 99/Version 2003)

$$\mathbf{V_{MSE}} = \frac{\mathbf{ADQ}}{\mathbf{R}}\mathbf{W_t}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_D obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{MSE} pour une valeur de la période donnée par la formule empirique suivante : ($V_{etabs} > 80\%V_{MSE}$)

V_{MSE} est tirée du logiciel« ETABS »

$V_{xx} = 2696.53\text{KN}$

$V_{yy} = 2588.67\text{KN}$

Vérification:

$$V_{etabs\,xx} = 2352.62\text{KN} > 0{,}8V_{RPA} = 2157.22\text{KN}$$

$$V_{etabs\,yy} = 2352.62\text{KN} > 0{,}8V_{RPA} = 2070.9\text{KN}$$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

Remarque : Si l'effort tranchant ni pas vérifier toutes les sollicitations seront multiplier par le rapport 0.8V/E

V.8) Calcul des déplacements relatifs : (Art 4.4.3. RPA 99/ version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\boldsymbol{\delta_K = R\delta_{eK}}$$

Avec :

R: Coefficient de comportement (**R =4**).

$\boldsymbol{\delta}_{ek}$: Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$\boldsymbol{\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}}$

D'après **le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$\Delta_k \leq \overline{\Delta}_k = 1\% h_e$

❖ **Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :**

➢ **Sens longitudinal :**

Tableau V.5) : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal

Story	R	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	$1\% h_e$	condition
ES	4	0,000137	0.000548	0.0012	0.0400	vérifiée
RDC	4	0,000405	0.00162	0.000512	0.0306	vérifiée
ETAGE01	4	0,000533	0.002132	0.000389	0.0306	vérifiée
ETAGE02	4	0,00063	0.00252	0.00008	0.0306	vérifiée
ETAGE03	4	0,00065	0.0026	0.000064	0.0306	vérifiée
ETAGE04	4	0,000634	0.002536	0.00006	0.0306	vérifiée
ETAGE05	4	0,000619	0.002476	0.000256	0.0306	vérifiée
ETAGE06	4	0,000555	0.00222	0.000296	0.0306	vérifiée
ETAGE07	4	0,000481	0.001924	0.001924	0,0306	vérifiée

➢ **Sens transversal :**

Tableau V.6) Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal.

Story	R	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	$1\%\ h_e$	condition
ES	4	0,000101	0.000404	0.000356	0.0400	vérifiée
RDC	4	0,00019	0.00076	0.000228	0.0306	vérifiée
ETAGE01	4	0,000247	0.000988	0.000192	0.0306	vérifiée
ETAGE02	4	0,000295	0.00118	0.000116	0.0306	vérifiée
ETAGE03	4	0,000324	0.001296	0.00048	0.0306	vérifiée
ETAGE04	4	0,000336	0.001344	0.000032	0.0306	vérifiée
ETAGE05	4	0,000344	0.001376	0.000032	0.0306	vérifiée
ETAGE06	4	0,000336	0.001344	0.000052	0.0306	vérifiée
ETAGE07	4	0,000323	0.001292	0.001292	0.0306	vérifiée

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 soit à 1% de la hauteur d'étage.

V.9) Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifié a la formule suivante :

$$\delta_{max} < f = \frac{H_t}{500}$$

f : la flèche admissible.

H_t : hauteur de bâtiment.

$$0{,}00065 < f = \frac{31{,}54}{500} = 0{,}06308 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.10) justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \begin{cases} \text{si } \theta < 0,10 & \text{les effets de } 2^{eme} \text{ ordre sont négligés.} \\ \text{si } 0,10 < \theta < 0,20 & \text{ilfautaugmenterleseffetsdel'actionsismiquecalculés par un un facture égale à } 1/(1-\theta) \\ \text{si } \theta > 0,20 & \text{lastructureestpotentiellementinstableetdoitêtreredimensionnée.} \end{cases}$$

Avec :

P_k:poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k.

V_k: effort tranchant d'étage au niveau (k).

h_k: la hauteur de l'étage (k).

Δ_k: Le déplacement relatif du niveau(k) par rapport au niveau (k-1).

Tableau V.7 : justification vis-à-vis de l'effet P-ΔM

Story	Masse X	V_X	Δ_K	$V_X.h_K$	$\theta < 0,1$	MasseY	V_Y	Δ_K	$V_Y.h_K$	$\theta < 0,1$
ES	254,6316	2352,62	0.0012	9410.48	0.0027	254,631	2352,62	0.00035	9410.48	0.0008
RDC	245,2209	2283,73	0.00051	6988.21	0.0015	245,220	2283,73	0.00022	6988.21	0.0006
ETAGE 01	231,9922	2166,56	0.00038	6629.67	0.0012	231,992	2166,56	0.00019	6629.67	0.0006
ETAGE 02	231,0855	2007.61	0.00008	6143.28	0.0002	231,085	2007.61	0.00011	6143.28	0.0004
ETAGE 03	231,0855	1801,41	0.00006	5512.31	0.0002	231,085	1801,41	0.00048	5512.31	0.0018
ETAGE 04	230,1416	1547,34	0.00006	4734.86	0.0002	230,141	1547,34	0.00003	4734.86	0.0001
ETAGE 05	229,3812	1246,62	0.00025	3814.65	0.0014	229,381	1246,62	0.00003	3814.65	0.0000
ETAGE 06	229,3812	899,36	0.00029	2752.04	0.0022	229,381	899,36	0.00005	2752.04	0.0004
ETAGE 07	261,3076	504,59	0.00192	1544.05	0.0266	261,307	504,59	0.00129	1544.05	0.0178

V-11):Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux: Art7.4.3.1 (La formule : 7.2) de RPA

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limite par la condition suivante : $\frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3$

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

N_d =1196.19 KN. (Tirer des résultats de l'logiciel de l'ETABS).

B_c : l'aire de la section de béton (section brute).

f_{c28} = 25 MPa : la résistance caractéristique du béton.

$$\frac{1196.19 \times 10^3}{450 \times 500 \times 25} = 0.21 < 0.3$$

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée.
- Le taux de participation massique est supérieur à 90%.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Les exigences du **RPA** ont été observées, nous allons passer au ferraillage de la structure.

VI.) Ferraillage des poutres :

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Le ferraillage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant max, qui sont donnés par les combinaisons suivantes :

- G + Q ± E
- 0.8G ± E
- G + Q (ELS)
- 1.35G + 1.5Q (ELU)

VI.1) Calcul des armatures à l'ELU :

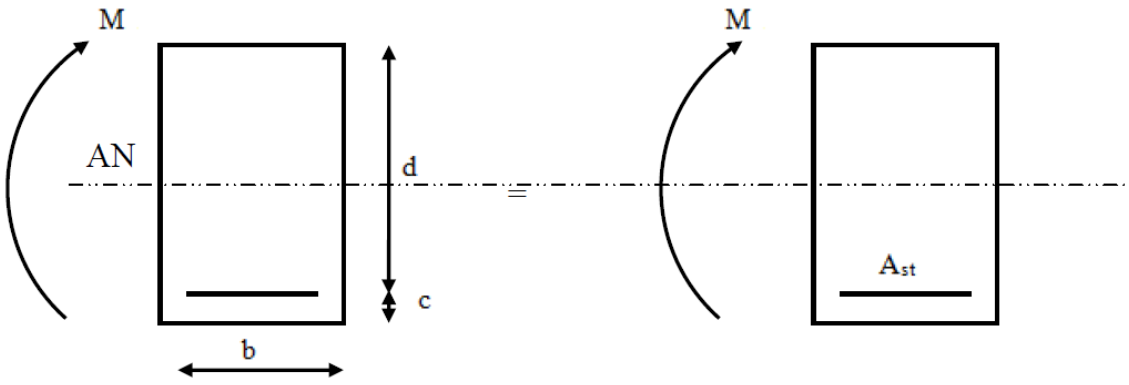
Armatures longitudinales : elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \qquad \text{avec} \qquad f_{bu} = \frac{0.85\, f_{c28}}{\gamma_b\ \theta}$$

Pour les feE400 on a : μ_1=0,392

1er cas :

$\mu \leq \mu_l$ = 0,392 les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : (A_{sc}=0).



Disposition des armatures tendus S.S.A

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d\ \sigma_s} \qquad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- γ_s = 1.15 → cas accidentel.
- γ_s = 1.15 → cas général.
- f_e = 400 MPa.

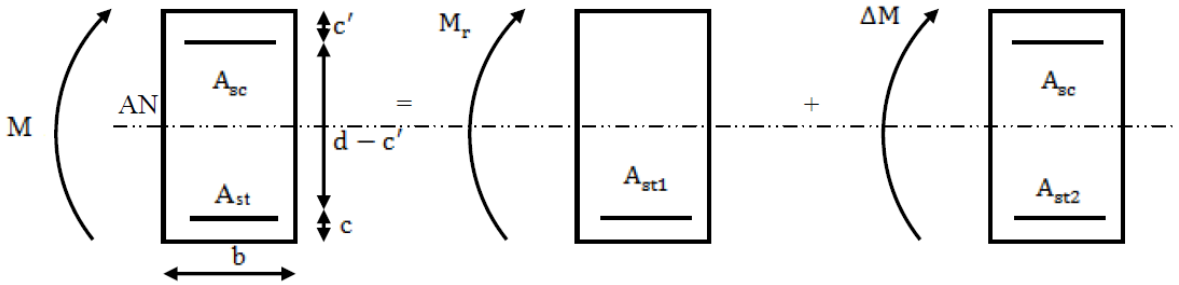
A_{st} : section d'acier tendue

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendues

2emecas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0{,}392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) : ($A_{SC} \neq 0$)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



Disposition des armatures SDA

$$A_{st} = A_{st\,1} + A_{st\,2} = \frac{M_r}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_{st}} \qquad \text{avec} \qquad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_{sc}}$$

$M_r = \mu_r\, bd^2\, f_{bc.}$

$\Delta M = M_u - M_1$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Remarque :

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	θ	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	F_e(MPa)	σ_s(MPa)
Durable	1.5	1	25	14.2	1.15	400	348
accidentelle	1.15	0.85	25	21.74	1	400	400

VI.1) Recommandations du RPA99 version 2003

VI.1,1) Armatures longitudinales (Art 7.5.21)

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Poutre principale de (35x50) : $A_{min} = 0{,}005 \times 35 \times 50 = 8.75$ cm²

Poutre secondaire de (30x40) : $A_{min} = 0{,}005 \times 30 \times 40 = 6$ cm²

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

- Poutres principales de (35x50) :

A_{min} = 0,04×35×50 = 70 cm² (en zone courante).
A_{min} = 0,06×35 ×50 = 105 cm² (en zone de recouvrement).

- Poutres secondaires de (30x40) :

A_{min} = 0,04×30×40 = 48 cm² (en zone courante).
A_{min}= 0,06×30×40 = 72 cm² (en zone de recouvrement).

- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Ø en zone IIb.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droit des armatures longitudinales des poutres.

VI.1,2) Armatures transversales

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : A_t=0,003×S_t×b
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}\,;\,12\,ø_1\right)$.

→ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ ⟶ en dehors de la zone nodale.

La valeur du diamètre (ø) des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.1,3) Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexes E_3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

A (1/5) de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'ils 'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.

A (1/4) de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à (1/10) de la portée.

Le ferraillage des poutres s'effectuera en utilisant le logiciel « Socotec ».

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

a) Poutres principales (35x50) :

Tableau VI.1) : Ferraillage des poutres principales à l'ELU :

- **En travée :**

Armatures en travée								
Niveau	M_{max}(KN.m)	μ	obs	β	A_s(cm²)	A_{min}(cm²)	$A_{adoptée}$	choix
07	63,38	0,061	SSA	0,969	4,25	8.75	10,46	3HA14+3HA16
06	56,77	0,052	SSA	0,973	3.57	8.75	10,46	3HA14+3HA16
05	56,02	0,051	SSA	0,974	3.51	8.75	10,46	3HA14+3HA16
04	53,77	0,048	SSA	0,975	3.37	8.75	10,46	3HA14+3HA16
03	52,04	0,047	SSA	0,976	3.26	8.75	10,46	3HA14+3HA16
02	51,31	0,046	SSA	0,976	3.21	8.75	10,46	3HA14+3HA16
01	49,12	0,044	SSA	0,978	3.07	8.75	10,46	3HA14+3HA16
RDC	58,86	0,054	SSA	0,972	3.70	8.75	10,46	3HA14+3HA16
ES	71,36	0,065	SSA	0,966	4.51	8.75	10,46	3HA14+3HA16

- **Aux appuis :**

Armatures aux appuis								
Niveau	M_{max}(KN.m)	μ	obs	β	A_s(cm²)	A_{min}(cm²)	$A_{adoptée}$	choix
07	-149 ,31	0,136	SSA	0.927	7.64	8.75	10,46	3HA14+3HA16
06	-136,92	0,125	SSA	0.932	7.22	8.75	10,46	3HA14+3HA16
05	-131,67	0,120	SSA	0.936	6.86	8.75	10,46	3HA14+3HA16
04	-122,61	0,112	SSA	0.940	6.71	8.75	10,46	3HA14+3HA16
03	-116,77	0,106	SSA	0.944	6.70	8.75	10,46	3HA14+3HA16
02	-109,73	0,099	SSA	0.947	6.24	8.75	10,46	3HA14+3HA16
01	-97,02	0,088	SSA	0.954	5.83	8.75	10,46	3HA14+3HA16
RDC	-104,72	0,095	SSA	0.949	6.74	8.75	10,46	3HA14+3HA16
ES	-111,18	0,101	SSA	0.946	6.99	8.75	10,46	3HA14+3HA16

Tableau VI.2) : Ferraillage des poutres secondaires :

b) Poutres secondaires (30x40) :

- **En travée :**

Armatures en travée								
Niveau	M_{max}(KN.m)	μ	obs	β	A_s(cm²)	A_{min}(cm²)	$A_{adoptée}$	choix
07	32,19	0.055	SSA	0.972	2.57	6	9.24	6HA14
06	36,15	0.062	SSA	0.962	2.91	6	9.24	6HA14
05	31,70	0.055	SSA	0.972	2.53	6	9.24	6HA14
04	28,81	0.049	SSA	0.974	2.29	6	9.24	6HA14
03	26,56	0.045	SSA	0.978	2.10	6	9.24	6HA14
02	21,36	0.036	SSA	0.982	1.69	6	9.24	6HA14
01	16,21	0.028	SSA	0.986	1.27	6	9.24	6HA14
RDC	14,97	0.026	SSA	0.987	1.17	6	9.24	6HA14
ES	14,63	0.025	SSA	0.988	1.15	6	9.24	6HA14

- **Aux appuis :**

Armatures aux appuis								
Niveau	M_{max}(KN.m)	μ	obs	β	A_s(cm²)	A_{min}(cm²)	$A_{adoptée}$	choix
07	-57,34	0.098	SSA	0.948	4,69	6	9.24	6HA14
06	-50,70	0.087	SSA	0.955	4,12	6	9.24	6HA14
05	-48,86	0.084	SSA	0.956	3,96	6	9.24	6HA14
04	-43,13	0.074	SSA	0.962	3,48	6	9.24	6HA14
03	-39,85	0.068	SSA	0.965	3,21	6	9.24	6HA14
02	-36,51	0.063	SSA	0.967	2,93	6	9.24	6HA14
01	-31,05	0.053	SSA	0.973	2,47	6	9.24	6HA14
RDC	-31,21	0.054	SSA	0.972	2,49	6	9.24	6HA14
ES	-31,92	0.055	SSA	0.971	2,55	6	9.24	6HA14

VI.2) Vérifications à L'ELU :

VI.2,1) Vérification de la condition de non fragilité :

$f_{t28} = 0.6 + 0.006\, f_{c28} = 2.1$ MPa.

$A_s \geq A_{min} = 0.23\, bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

• Poutres principales (35×50) cm²: $A_{min} = 0.23\times\ 35 \times 47 \times \frac{2.1}{400} = 1.99$ cm² < 10,46 cm²

→ Condition vérifiée.

• Poutres secondaires (30×40) cm²: $A_{min} = 0.23\times\ 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34$ cm² < 9,24 cm²

→ Condition vérifiée.

VI.2,2) Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1/BAEL91)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «τ_u», prise conventionnellement égale à :

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \left(\min \frac{0.20}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{ MPa}.\right) = 3.33\text{ MPa}.$$

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

Poutres principales : $\tau_u = \frac{110{,}36}{350\times 470} = 0.00067$ MPa $\leq \bar{\tau}_u$

Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{40{,}11}{300\times 370} = 0.00036$ MPa $\leq \bar{\tau}_u$

VI.2,3) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

Lorsqu'au droit d'un appui : $\left(T_u + \frac{M_u^a}{0.9\times d}\right) > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à : $\left(T_u + \frac{M_u^a}{0.9\times d}\right)$.

D'où : $A_s \geq \frac{1.15}{f_e}\left(T_u + \frac{M_u^a}{0.9\times d}\right)$

Si $\left(T_u + \frac{M_u^a}{0.9\times d}\right) < 0 \rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

Tableau VI.3) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales.

Poutres principales			
Mu max (KN.m)	Tu max (KN)	Tu + Mu/0,9d (KN)	Obs
-149,31	110,36	-242,61	Vérifié

Tableau VI.4) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales.

Poutres secondaires			
Mu max (KN.m)	Tu max (KN)	Tu + Mu/0,9d (KN)	Obs
-57,34	40,95	-131,24	Vérifié

Poutres principales : $\left(T_u + \frac{M_u^a}{0.9\times d}\right) < 0$

Poutres secondaires : $\left(T_u + \frac{M_u^a}{0.9\times d}\right) < 0$

} Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

VI.2,4) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

$T_u \leq \overline{T_u} = 0.4\ \frac{0.9\times b\times d\times f_{bc}}{\gamma_b}$ **(Art A.5.1,32/BAEL 91)**

Poutres principales : $T_u = 110{,}36 \leq \overline{T_u} = 0.4\ \frac{0.9\times.035\times0.47\times25\times10^3}{1.5}$ = 987 KN.

Poutres secondaires : $T_u = 40{,}95 \leq \overline{T_u} = 0.4\ \frac{0.9\times.030\times0.37\times25\times10^3}{1.5}$ = 666 KN.

VI.2,5) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} \rightarrow \overline{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPa.

$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$

Avec : $\sum U_i$: périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

Ψ_s : Coefficient de scellement (Aciers haute adhérence → Ψ_s= 1.5

$\sum U_i = n \times \pi \times \boldsymbol{\phi}$ n : nombre de barres.

Poutres principales : 3HA14+3HA16

$\sum U_i$ =28,26cm

D'où : $\tau_{se} = \frac{T_{max} \times 10^3}{0.9 \times 470 \times \sum U_i \times 10} = 0,92 \leq \bar{\tau}_{se}$ → condition vérifiée.

Poutres secondaires : 6HA14

$\sum U_i$ =23,37

D'où : $\tau_{se} = \frac{T_{max} \times 10^3}{0.9 \times 370 \times \sum U_i \times 10} = 0,52 \leq \bar{\tau}_{se}$ → condition vérifiée.

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

VI.3) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$ Avec : $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$ MPa.

Pour les $\phi 12$: L_s =42,33 cm

Pour les $\phi 14$: L_s =49,38 cm

Pour les $\phi 16$: L_s =56,44 cm

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : 0 ,4 L_s, pour les aciers HA

Pour les $\phi 12$: L_s =16,93 cm

Pour les $\phi 14$: L_s =19,75 cm

Pour les $\phi 16$: L_s =22,58 cm

VI.4) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right)$ Où ϕ_1 est le plus petit diamètre utilisé dans le ferraillage.

→ Poutres principales : $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = \min(14.70; 14; 35)$

→ Poutres secondaires : $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = \min(11{,}42; 14; 30)$

Soit $\phi_t = 8mm$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit A_t = 4HA8 = 2.01 cm²

VI.5) Calcul des espacements :

En zone nodale → $S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\,ø_1; 30cm\right)$

Poutres principales (35x50) : S_t =12.5 cm

Poutres secondaires (30x40) : S_t =10 cm

Soit S_t = 10 cm.

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales (35x50) : S_t =25 cm

Poutres secondaires (30x40) : S_t =20 cm

Soit S_t = 20 cm.

VI.6) Délimitation de la zone nodale :

L'= 2h et H'= $\max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right\}$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : H'= max {75 ; 45 ; 50 ; 60cm}

L'= 2×50 = 100 cm : poutre principales.

L'= 2×40 = 80 cm : poutre secondaires.

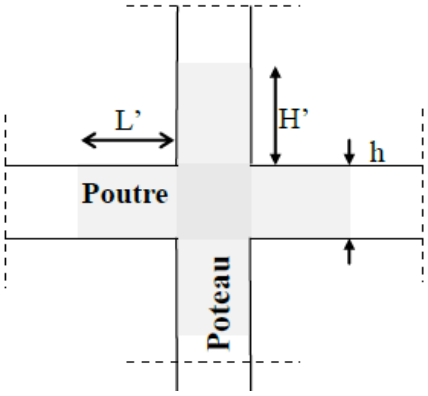


Fig.VI.1 : Délimitation de la zone nodale

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

1) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

Poutre principale : (35x50)

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

Poutre secondaire : (30x40)

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

A_t =2.01 cm² > A_t^{min} = 2.1 cm² → condition vérifiée. (Poutres principales).

A_t =2.01 cm² > A_t^{min} = 1.8 cm² → condition vérifiée. (Poutres secondaires).

VI.7) Vérification à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6\, f_{c28} = 15\text{MPa}.$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$; $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$ (A_s : armatures adoptées à l'ELU) et $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.5): Vérification du ferraillage des poutres Principales à l'ELS

- **En travée :**

Armatures en travée									
Niveau	M_{max}(KN.m)	A	ρ	β	K	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_b}$(MPA)	obs
07	49,01	10,46	0,635	0,883	0,036	112,90	4,06	**15**	vérifiée
06	41,52	10,46	0,635	0,883	0,036	95,65	3,44	**15**	vérifiée
05	40,97	10,46	0,635	0,883	0,036	94,38	3,40	**15**	vérifiée
04	39,35	10,46	0,635	0,883	0,036	90,65	3,26	**15**	vérifiée
03	38,07	10,46	0,635	0,883	0,036	87,70	3,16	**15**	vérifiée
02	37,53	10,46	0,635	0,883	0,036	86,45	3,11	**15**	vérifiée
01	35,93	10,46	0,635	0,883	0,036	82,77	2,98	**15**	vérifiée
RDC	42,32	10,46	0,635	0,883	0,036	97,49	3,51	**15**	vérifiée
ES	50,75	10,46	0,635	0,883	0,036	116,91	4,21	**15**	vérifiée

- **Aux appuis :**

Armatures aux appuis									
Niveau	M_{max}(KN.m)	A	ρ	β	K	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_b}$(MPA)	obs
07	-108,67	10,46	0,635	0,883	0,036	250,33	9,01	**15**	vérifiée
06	-99,96	10,46	0,635	0,883	0,036	230,27	8,29	**15**	vérifiée
05	-96,15	10,46	0,635	0,883	0,036	221,49	7,97	**15**	vérifiée
04	-89,52	10,46	0,635	0,883	0,036	206,22	7,42	**15**	vérifiée
03	-85,26	10,46	0,635	0,883	0,036	196,41	7,07	**15**	vérifiée
02	-80,13	10,46	0,635	0,883	0,036	184,59	6,65	**15**	vérifiée
01	-70,84	10,46	0,635	0,883	0,036	163,19	5,87	**15**	vérifiée
RDC	-75,50	10,46	0,635	0,883	0,036	173,92	6,26	**15**	vérifiée
ES	-79,30	10,46	0,635	0,883	0,036	182,68	6,58	**15**	vérifiée

Tableau VI.6): Vérification du ferraillage des poutres secondaires à l'ELS

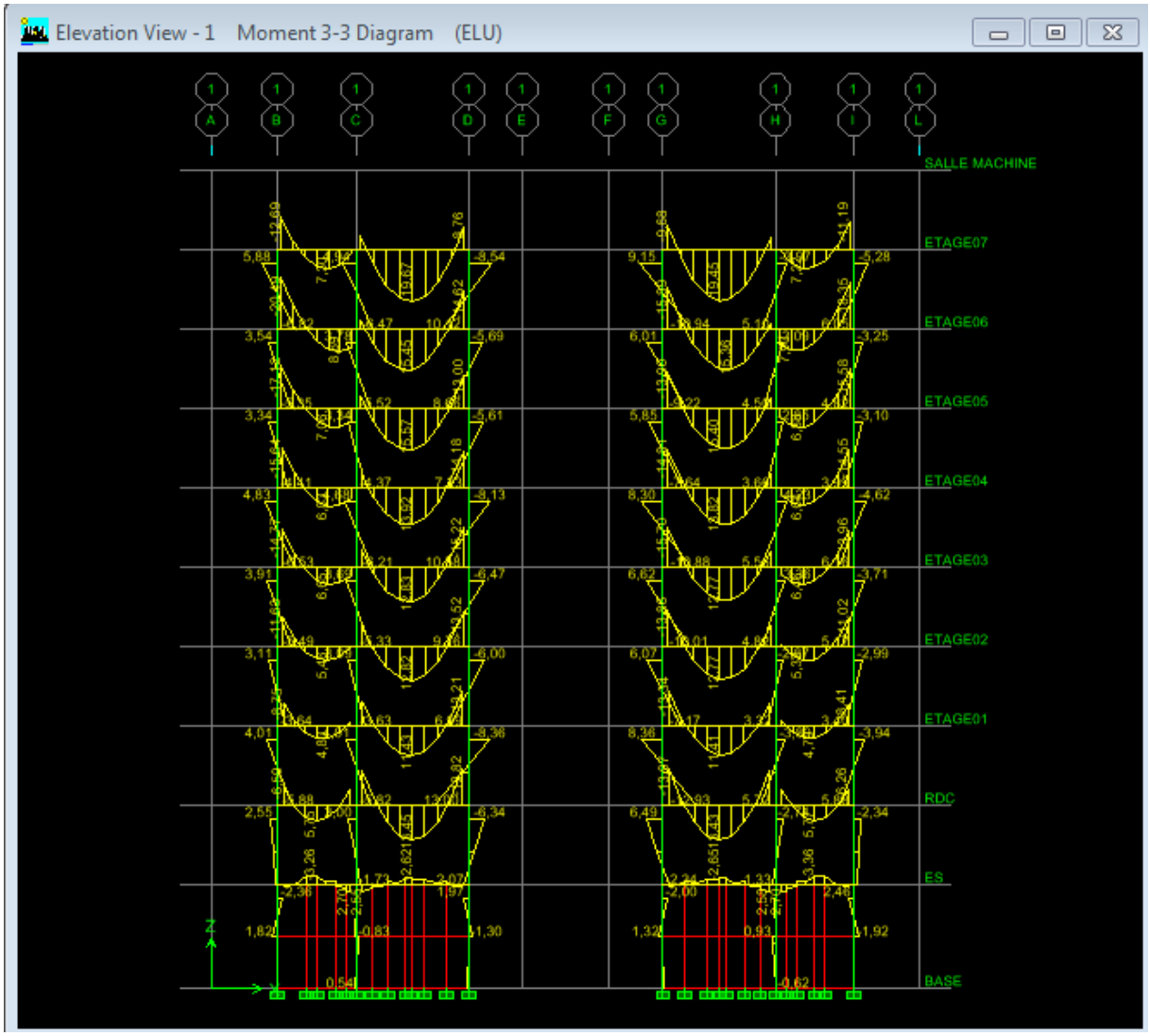
- **En travée :**

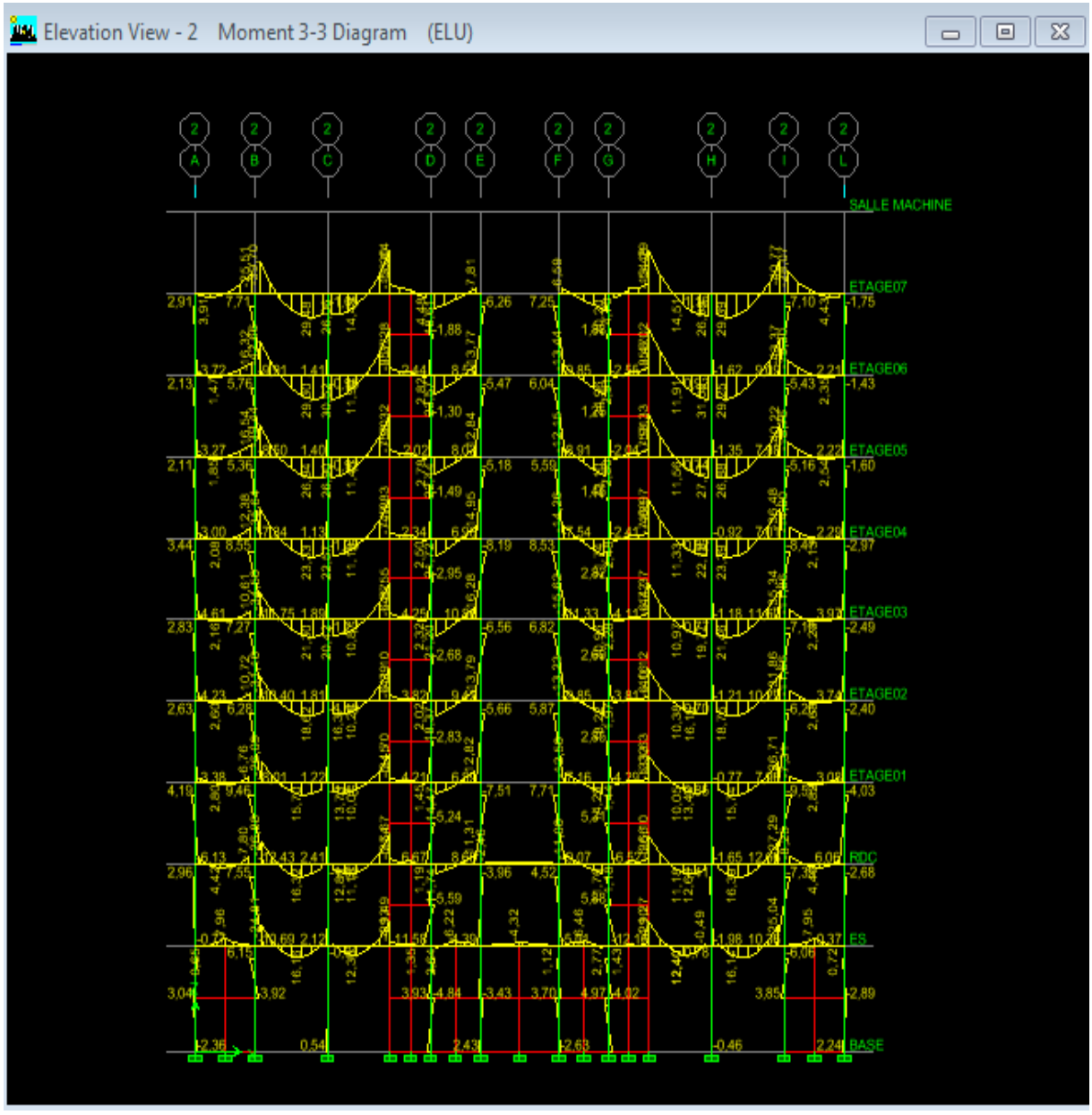
Armatures en travée									
Niveau	M_{max}(KN.m)	A	ρ	β	K	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_b}$(MPA)	obs
07	23,41	9.24	0,832	0,870	0,042	77,55	3,26	**15**	vérifiée
06	26,35	9.24	0,832	0,870	0,042	87,29	3,67	**15**	vérifiée
05	23,11	9.24	0,832	0,870	0,042	76,55	3,22	**15**	vérifiée
04	20,99	9.24	0,832	0,870	0,042	69,53	2,92	**15**	vérifiée
03	19,35	9.24	0,832	0,870	0,042	64,10	2,69	**15**	vérifiée
02	15,55	9.24	0,832	0,870	0,042	51,51	2,16	**15**	vérifiée
01	11,77	9.24	0,832	0,870	0,042	38,99	1,64	**15**	vérifiée
RDC	10,82	9.24	0,832	0,870	0,042	35,84	1,51	**15**	vérifiée
ES	10,43	9.24	0,832	0,870	0,042	34,55	1,45	**15**	vérifiée

- **Aux appuis :**

Armatures aux appuis									
Niveau	M_{max}(KN.m)	A	ρ	β	K	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_b}$(MPA)	obs
07	-41,73	9.24	0,832	0,870	0,042	138,23	5,81	**15**	vérifiée
06	-36,95	9.24	0,832	0,870	0,042	122,40	5,14	**15**	vérifiée
05	-35,59	9.24	0,832	0,870	0,042	117,89	4,95	**15**	vérifiée
04	-31,42	9.24	0,832	0,870	0,042	104,08	4,37	**15**	vérifiée
03	-29,02	9.24	0,832	0,870	0,042	96,13	4,04	**15**	vérifiée
02	-26,58	9.24	0,832	0,870	0,042	88,05	3,70	**15**	vérifiée
01	-22,59	9.24	0,832	0,870	0,042	74,83	3,14	**15**	vérifiée
RDC	-22,48	9.24	0,832	0,870	0,042	74,47	3,13	**15**	vérifiée
ES	-22,30	9.24	0,832	0,870	0,042	73,87	3,10	**15**	vérifiée

Diagramme des efforts internes :




Elevation View - 2 Moment 3-3 Diagram (ELU)
A
B
C
D
E
F
G
H
I
L
SALLE MACHINE
ETAGE07
ETAGE06
ETAGE05
ETAGE04
ETAGE03
ETAGE02
ETAGE01
RDC
ES
BASE

VII) Ferraillages des poteaux :

VII.1) Introduction :

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VII.2) Les situations à considérer :

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	θ	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	F_e(MPa)	σ_s(MPa)
Durable	1.5	1	25	14.2	1.15	400	348
accidentelle	1.15	0.85	25	21.74	1	400	400

Tableau (VII.1) : caractéristiques mécanique des matériaux.

VII.3) Recommandation du RPA 2003 :

a) Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
Le pourcentage minimale sera de : 0,90 % de la section du poteau (Zone IIb).

Poteaux (45x50) : $A_{min} = 0{,}009 \times 45 \times 50 = 20.25$ cm².
Poteaux (40x40) : $A_{min} = 0{,}009 \times 40 \times 40 = 14.4$ cm².
Poteaux (30x35) : $A_{min} = 0{,}009 \times 30 \times 35 = 9.45$ cm².

Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 %(zone IIb).

Poteaux (45x50) : $A_{max} = 0{,}04 \times 45 \times 50 = 90$ cm².
Poteaux (40x40) : $A_{max} = 0{,}04 \times 40 \times 40 = 64$ cm².
Poteaux (30x35) : $A_{max} = 0{,}04 \times 30 \times 35 = 42$ cm².

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 %(zone IIb)

Poteaux (45x50) : $A_{max} = 0{,}06 \times 45 \times 50 = 135$ cm².
Poteaux (40x40) : $A_{max} = 0{,}06 \times 40 \times 40 = 96$ cm².
Poteaux (30x35) : $A_{max} = 0{,}06 \times 30 \times 35 = 63$ cm².

Le diamètre minimal est de ø12
La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = 50ø$ (zone IIb)
La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser L=20cm (zone IIb).
Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par L' et h'.

L'= 2h et H'= $\max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right\}$

(h_1 ; b_1): section de poteau.

h_e: hauteur d'étage.

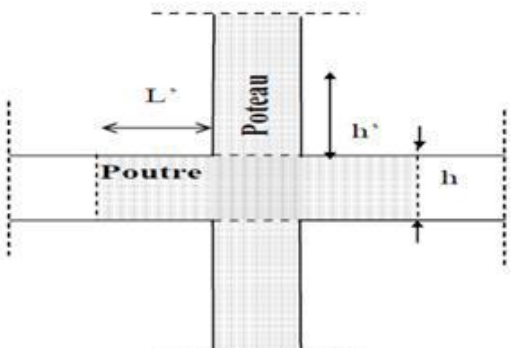


Fig.VII.1) La zone nodale des poteaux.

b) Les armatures transversales :

1) Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \times f_e}$$ RPA99 (mod 2003) art (7.4.2.2)

Avec:

V_u : Effort trenchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

h_t : hauteur totale de la section brute.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \quad \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \quad \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g: L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} \; ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; L_f = 0.7\, h_e$$

L_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

$S_t \leq$ 10 cm en zone nodale. (En zone IIb)

$S_t \leq \min\left(\frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2} ; 10\,\phi_1\right)$ en zone courante. (En zone IIb)

ϕ_1: est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

2) La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$\lambda_g \geq 5 \quad \rightarrow A_{min} = 0.3\%\ S_t\ b$

$\lambda_g \leq 3 \quad \rightarrow A_{min} = 0.8\%\ S_t\ b$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

3) Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\phi \geq 12$ mm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

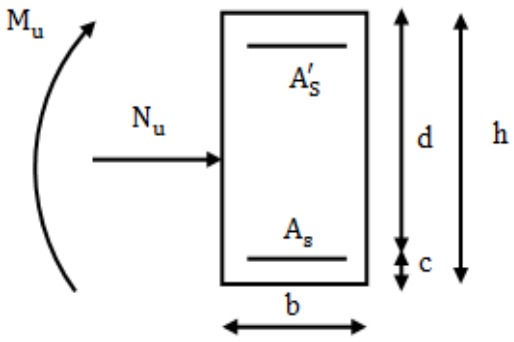
4) Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de (10ϕ min)

VII.4) Calcul du ferraillage :

a) L'armature longitudinale :

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

Section partiellement comprimée (SPC).
Section entièrement comprimée (SEC).



Calcul de centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

a) Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée Si Le centre de pression se situe à l'extérieur du segment délimité par les armatures (l'effort normal est un effort de traction ou de compression).

Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u}$
- $N_u \times (d - c') - M_f \leq (0.337 \times h - 0.81 \times c)\, bh^2 f_{bc}$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$ → moment fictif.

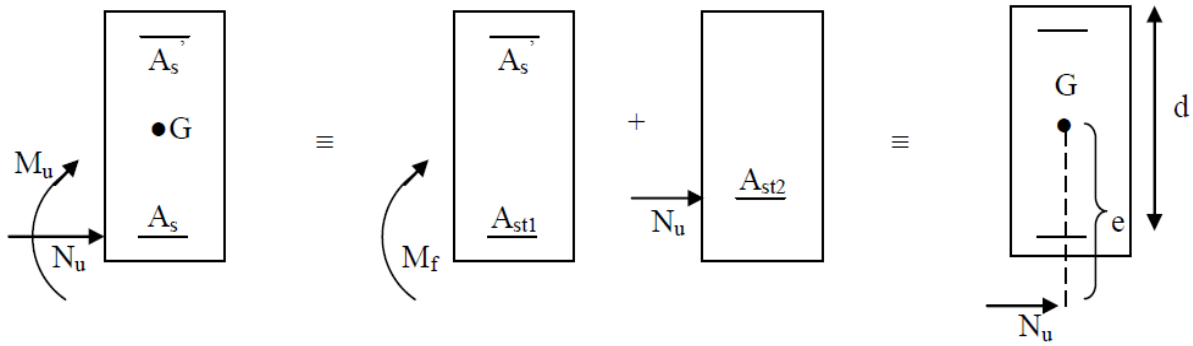


Fig VII.2) Schéma de calcul en flexion composée.

➢ Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait Comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ → la section est simplement armée. (SSA).

$\boldsymbol{\mu}$ → Tableau → $\boldsymbol{\beta}$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta .d .\sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ → la section est doublement armée. (SDA).

On calcul

$\Delta M = M_f - M_r$

$M_r = \mu\ bd^2 f_{bu}$

$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_{st}}$ avec $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ = 348 MPa.

$A' = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

La section réelle d'armature : $A_s^{'} = A'$; $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est partiellement comprimée Si Le centre de pression se situe à l'intérieur du segment délimité par les armatures (l'effort normal est un effort de compression)

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

- $eu = \frac{M_u}{N_u} \leq (\frac{h}{2} - c)$
- $Nu \times (d - c') - M_f \leq (0.337 \times h - 0.81 \times c)\ bh^2\ f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

- Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armature inférieure comprimées c.à.d.

Si $(0.337 \times h - 0.81 \times c)\ bh^2\ f_{bc} < N_u \times (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c}{h})\ bh^2\ f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$A_s^{'} = \frac{N - 100 \times \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{100\ \sigma_s}$; $A_s = 0$

Avec: $\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u \times (d-c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bu}}}{(0.8571 - \frac{c'}{h})}$

- Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$N_u \times (d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c}{h})\ bh^2\ f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_u - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bc}}{(d-c')\sigma_s} ; A_s = \frac{N - (b \times h \times f_{bc})}{\sigma_s} - A'_s$$

Remarque : Si As est négative :

$$A_s \geq \left\{\frac{bh}{1000}; 0.23\ bh\ \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

c) Section entièrement tendue (SET)

La section est entièrement tendue c'est-à-dire l'effort normale est un effort de traction.

Efforts normaux :

N > 0 : traction ; N < 0: compression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$\begin{cases} A'_s = \dfrac{N_u.a}{(d-c')\sigma_s} \\ A' = \dfrac{N_u}{\sigma_s} - A'_s \end{cases}$$

VII.5) Ferraillage à l'ELU :

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel de calcul et de dessin intégré d'éléments en béton armé **GéniCad 2009 de Mr CHEKIRED ABDENNOUR.**

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.1). Ferraillage des poteaux: (sens longitudinal)

Niv	N (kn)	M kn.m	Sec cm_2	obs	A sup MPa	A inf. Mpa	A_{min} Cm^2	A_{adop} Cm^2	Choix des barres
Du 5eme au 7eme	N_{max}=-510,07	M_{cor}=6,16	35 X 30	SEC	0	0	9,45	10.36	4HA12+4HA14
	N_{min}=0,66	M_{cor}=-0,35		SPC	0	0,02			
	N_{cor}=-104,82	M_{max}=38,11		SEC	0	2,16			
Du 2emz au 4eme	N_{max}=-991,81	M_{cor}=6,69	40 X 40	SEC	0	0	14,4	15.13	6HA16+2HA14
	N_{min}=-49,89	M_{cor}=-3,99		SEC	0	0			
	N_{cor}=-236,66	M_{max}=-52,77		SPC	0	0,95			
ES RDC et 1er	N_{max}=-1637,73	M_{cor}=3,43	50 X 45	SEC	0	0	20,25	20.60	4HA20+4HA16
	N_{min}=-24,79	M_{cor}=0,049		SEC	0	0			
	N_{cor}=-768,45	M_{max}=-59,22		SEC	0	0			

Tableau VII.2) Ferraillage des poteaux: (sens transversal)

Niv	N (kn)	M kn.m	Sec cm_2	obs	A sup MPa	A inf. Mpa	A_{min} Cm^2	A_{adop} Cm^2	Choix des barres
Du 5eme au 7eme	N_{max}=-510,07	M_{cor}=8,415	35 X 30	SEC	0	0	9,45	10.36	4HA12+4HA14
	N_{min}=0,66	M_{cor}=-0,038		SPC	0	0			
	N_{cor}=-41,98	M_{max}=16,21		SEC	0	0,87			
Du 2emz au 4eme	N_{max}=-991,81	M_{cor}=7,83	40 X 40	SEC	0	0	14,4	15.13	6HA16+2HA14
	N_{min}=-49,89	M_{cor}=0,555		SEC	0	0			
	N_{cor}=-201,39	M_{max}=20,03		SPC	0	0			
ES RDC et 1er	N_{max}=-1637,73	M_{cor}=1,44	50 X 45	SEC	0	0	20,25	20.60	4HA20+4HA16
	N_{min}=-24,79	M_{cor}=1,39		SEC	0	0			
	N_{cor}=-468,94	M_{max}=19,21		SEC	0	0			

VII.6) Vérifications à l'ELU :

VII.6.1) Calcul des armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance fe E235 et on considère la section la plus sollicitée par l'effort tranchant.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Le Diamètre :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\boldsymbol{\phi}_1 = \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \qquad \text{soit 8mm.}$$

On adopte : 4 $\boldsymbol{\phi}$10 = 3.14 cm^2

- **Espacement :**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement «S_t» des armatures transversales est fixée comme suite :

Dans la zone nodale : $S_t \leq 10$ cm

Pour : $Ø_{lmin}$ = 12 mm : St ≤ 10 cm soit : S_t = 10 cm.
Pour : $Ø_{lmin}$ = 14 mm : St ≤ 10 cm soit : S_t = 10 cm.
Pour : $Ø_{lmin}$ = 16 mm : St ≤ 10 cm soit : S_t = 10 cm.
Pour : $Ø_{lmin}$ = 20 mm : St ≤ 10 cm soit : S_t = 10 cm.

On opte pour St=10 cm.

Dans la zone courante: $S_t \leq \min\left(\frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2} ; 10\,\phi_1\right)$

Pour : $Ø_{lmin}$ = 12 mm : St ≤ min {22.5, 25, 6.67cm} soit : St = 15 cm.
Pour : $Ø_{lmin}$ = 14 mm : St ≤ min {22.5, 25, 6.67cm} soit : St = 15 cm.
Pour : $Ø_{lmin}$ = 16 mm : St ≤ min {22.5, 25, 6.67cm} soit : St = 15 cm.
Pour : $Ø_{lmin}$ = 20 mm : St ≤ min {22.5, 25, 6.67cm} soit : St = 15 cm.

On opte pour St=15 cm.

- **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

$\lambda_g \geq 5 \quad \rightarrow A_{min} = 0.3\% S_t b$

$\lambda_g \leq 3 \quad \rightarrow A_{min} = 0.8\% S_t b$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Avec : b, h : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.
λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i_{min}} \quad ; \quad i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{hb^3}{12}}{bh}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} \quad \rightarrow \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} L_f$$

$L_f = 0.7h + L_0$

L_f : Longueur de flambement du poteau

L_0 : Longueur libre du poteau.

APPLICATION :

- **Poteaux (45x50) :**

Pour l'entre sol : $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} L_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 355 = 19.13.$

Pour le RDC et 1ier étage : : $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} L_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 261 = 14.06$

- **Poteaux (40x40)**

$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} L_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 261 = 15.82$

- **Poteaux (30x35)**

$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} L_f = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0.7 \times 261 = 21.09$

On remarque que $\lambda_g > 5$: Alors la quantité minimale d'armatures :

En zone nodale (St = 10 cm) :

A_{tmin} = 0, 3%×St×b = 0,003 ×10 ×45 = 1.35 cm2 < 3.14 cm^2 …….cv

A_{tmin} = 0, 3%×St×b = 0,003 ×10 ×40 = 1.2 cm2< 3.14 cm^2 cv

A_{tmin} = 0, 3%×St×b = 0,003 ×10 ×30 = 0.9 cm2 < 3.14 cm^2 cv

En zone courante (St = 15cm) :

A_{tmin} = 0, 3%×St×b = 0,003 ×15×45 =2.02 cm2 < 3.14 cm^2 cv

A_{tmin} = 0, 3%×St×b = 0,003 ×15 ×40 = 1.8 cm2 < 3.14 cm^2 ……...cv

A_{tmin} = 0, 3%×St×b = 0,003 ×15 ×30 = 1.35 cm2 < 3.14 cm^2 cv

On adopte 4HA10 = 3.14 $cm^2 \geq A_{t\,min}$
Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur droite minimum de 10 ϕ_t = 80 mm = 8 cm.

Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221)

$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$ Avec : $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$ et $f_{t28} = 0.6 + 0.06\, f_{c28}$

Ψ_s = 1.5 pour les aciers a haute adhérence.

Pour les **HA12** : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2\times40000}{4(0.6\times1.5^2\times210)} = 42.32\ cm$

Pour les **HA14** : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4\times40000}{4(0.6\times1.5^2\times210)} = 49.38\ cm$

Pour les **HA16** : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6\times40000}{4(0.6\times1.5^2\times210)} = 56.44\ cm$

Pour les **HA20** : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2.0\times40000}{4(0.6\times1.5^2\times210)} = 70.55\ cm$

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : L = 50Ø

Pour les **HA12 :** L = 50× Ø = 50×1.2 = 60cm
Pour les **HA14 :** L = 50× Ø = 50×1.4 = 70cm
Pour les **HA16 :** L = 50× Ø = 50×1.6 = 80 cm.
Pour les **HA20 :** L = 50× Ø = 50×2.0 = 100 cm.

Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.3.2) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec : f_{c28}=25MPa.

$\lambda_g \geq 5 \rightarrow$ ρ_b = 0.075.

$\lambda_g < 5 \rightarrow$ ρ_b = 0.04.

- **Poteaux 45x50 :**

$$\tau_b = \frac{38,09}{450 \times 470 \times 1000} = 1,8.10^{-7}\text{MPa.}$$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875\ \text{MPa}$$

$$\tau_b << \tau_{bu}$$

- **Poteaux 40x40 :**

$$\tau_b = \frac{35,79}{400 \times 370 \times 1000} = 2.41.10^{-7}\text{MPa.}$$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875\ \text{MPa}$$

$$\tau_b << \tau_{bu}$$

- **Poteaux 30x35 :**

$$\tau_b = \frac{13,26}{300 \times 320 \times 1000} = 1,38.10^{-7}\text{MPa.}$$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875\ \text{MPa}$$

$$\tau_b << \tau_{bu}$$

Délimitation de la zone nodale :

L'=2h

h'= max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 cm).

(h_1 ; b_1): section de poteau.
h_e: hauteur d'étage.

h'= max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 cm).

on aura h'=
L'=2h =2x45=90cm

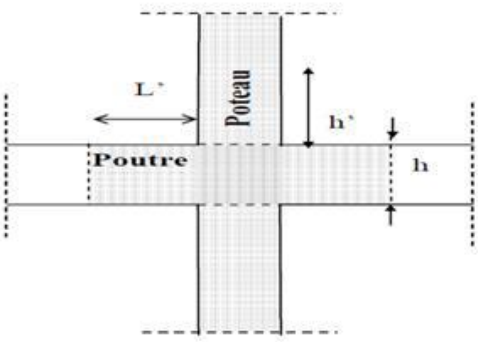


Fig.VII.2) La zone nodale des poteaux

Remarque :

La zone nodale est très sensible aux séismes pour cela on annexe des armatures en U superposées **(**avec alternances d'orientation) a fin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable.

VII.7) Vérification à l'ELS :

Dans le cas de poteaux, il y a lieu de vérifier

a) état limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

b) état limite de compression du béton :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15$ MPa. **[BAEL 91A.4.5.2]**

- **Vérification d'une Section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé ;
y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p ;
l_c : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

Avec : $l_c = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3l_c^2 - 6 \times n \,.\, \overline{A_u} \,.\, \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \,.\, A_u \,.\, \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2l_c^3 - 6 \times n \,.\, \overline{A_u} \,.\, \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \,.\, A_u \,.\, \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

- Si : $\Delta \geq 0$: $t = 0.5.(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3.u}$.
- Si : $\Delta < 0$: l'équation admet trois racines.

$y_2^1 = a.cos\left(\frac{\alpha}{3}\right)$; $y_2^2 = a \,.\cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right)$; $y_2^3 = a \,.\cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$

Avec :

$\alpha = \arccos\left(\frac{3.q}{2.p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$; $a = 2.\sqrt{\frac{-p}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l < h$.

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15 \times [A_s.(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Vérification d'une section entièrement comprimée :

On calcul l'aire de la section homogène totale : S= bxh+15.(A + A'$_s$)

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance XG au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15.\frac{A'_s(0.5.h - d') - A_s.(d - 0.5h)}{b.h + 15(A_s + A'_s)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{bh^3}{12} + b.h.X_G^2 + 15.[A'_s.(0.5.h - d' - X_G)^2 + A_s.(d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}.(e_s - X_G).\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$ Sur les fibres supérieures.

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}.(e_s - X_G).\left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$ Sur les fibres inferieures.

Finalement on vérifie **:** max $(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Les résultats de vérifications sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.3) vérification pour le béton (sens longitudinal)

Niv	N (kn)	M kn.m	Sec cm2	e_s	Obs	σ_{sup} MPa	σ_{inf} MPa	σ_s MPa	obs
Du 5eme au 7eme	N_{max}=-372,17	M_{cor}=4,512	50 X 45	0,012	SEC	4,28	2,81	15	vérifiée
	N_{min}=0,48	M_{cor}=0,252		0,525	SEC	11,5	0		vérifiée
	N_{cor}=-57,12	M_{max}=-33,03		0,578	SPC	10,8	0		vérifiée
Du 2emz au 4eme	N_{max}=-724,6	M_{cor}=4,91	40 X 35	0,006	SEC	4,99	4,07	15	vérifiée
	N_{min}=-71,27	M_{cor}=-5,88		0,081	SEC	0,98	0		vérifiée
	N_{cor}=-172,95	M_{max}=-38,51		0,222	SPC	9,33	0		vérifiée
ES RDC et 1er	N_{max}=-1188,99	M_{cor}=2,454	35 X 30	0,002	SEC	5,42	5,15	15	vérifiée
	N_{min}=-35,88	M_{cor}=0,145		0,004	SEC	0,17	0,17		vérifiée
	N_{cor}=-378,37	M_{max}=-42,30		0,111	SPC	1,25	0,5		vérifiée

Tableau VII.4) vérification pour le béton (sens transversal)

Niv	N (kn)	M kn.m	Sec cm2	e_s	Obs	σ_{sup} MPa	σ_{inf} MPa	σ_s MPa	obs
Du 5eme au 7eme	$N_{max=}$-372,17	$M_{cor=}$6,143	50 X 45	0,016	SEC	4,55	2,54	15	vérifiée
	$N_{min=}$0,48	$M_{cor=}$0,028		0,058	SEC	1,91	0		vérifiée
	$N_{cor=}$-30,53	$M_{max=}$11,81		0,386	SEC	5,21	0		vérifiée
Du 2emz au 4eme	$N_{max=}$-724,6	$M_{cor=}$4,91	40 X 35	0,006	SEC	4,99	4,09	15	vérifiée
	$N_{min=}$-71,27	$M_{cor=}$0,815		0,011	SEC	0,52	0,37		vérifiée
	$N_{cor=}$-146,99	$M_{max=}$14,58		0,099	SEC	2,42	0		vérifiée
ES RDC et 1er	$N_{max=}$-1188,99	$M_{cor=}$1,06	35 X 30	0,003	SEC	5,34	5,23	15	vérifiée
	$N_{min=}$-35,88	$M_{cor=}$2,09		0,061	SEC	0,24	0,05		vérifiée
	$N_{cor=}$-341,68	$M_{max=}$13,73		0,040	SEC	2,25	0,79		vérifiée

- **Condition de non fragilité :** (Art A.4.2,1/BAEL91 modifiée 99).

La sollicitation provocant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entrainer dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique **fe.**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante:

$$A_S \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \left[\frac{e_s \pm 0.455 \times d}{e_s \pm 0.185 \times d}\right]$$

VIII.1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales.

Donc le calcul du ferraillage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales (charges permanente G et surcharges d'exploitation Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailler par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux ;

- **Zone I :** Entresol,
- **Zone II :** RDC et 1ére étage.
- **Zone III :** Niveaux 2, 3 et 4eme étage.
- **Zone IV :** Niveaux 5, 6 et 7eme étage.

VIII.2) Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\textbf{RPA. 99/modifié 2003} \begin{cases} \mathbf{0.8G \pm E} \\ \mathbf{G + Q \pm E} \end{cases}$$

$$\textbf{BAEL. 91/modifié 99} \begin{cases} \mathbf{ELU: 1.35G + 1.5Q} \\ \mathbf{ELS:\ \ G + Q} \end{cases}$$

VIII.3) Ferraillage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

- **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases}\sigma_{max} = \dfrac{N}{B} + \dfrac{MV}{I} \\ \sigma_{min} = \dfrac{N}{B} - \dfrac{MV}{I}\end{cases}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie de voile

V et V' : bras de levier tel que : V = V'= $\frac{L_{voile}}{2}$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$ (Art.7.7.4.RPA 99)

Avec: $\mathbf{h_e}$: hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

$\mathbf{L_c}$: la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L \quad ; \quad L_t = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$\mathbf{L_t}$: longueur tendue. Avec $L_t = L - L_c$

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferraillage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues:

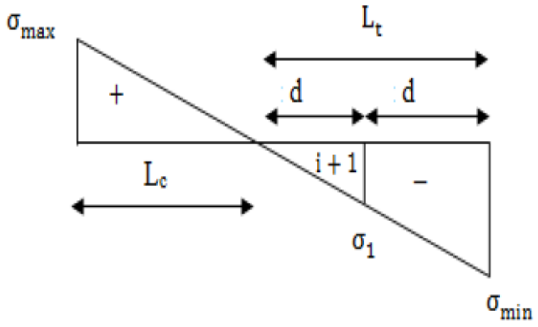
VIII.3.1) Armatures verticales :

a) Section partiellement comprimée (S.P.C)

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

La section d'armatures verticales d'une SPC est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$



figVIII.1) le diagramme des contraintes d'une Section partiellement comprimée

e : épaisseur du voile.

A : section d'armatures verticales.

σ_s: Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10‰).

b) Section entièrement comprimée :(S.E.C)

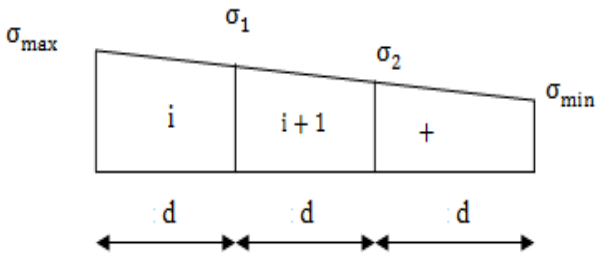
$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_v = \frac{N_i + \beta f_{bc}}{\sigma_s}$$



FigVIII.2) le diagramme des contraintes d'une Section entièrement comprimée

Situation courante : $\sigma_s(2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

Situation accidentelle :$\sigma_s(2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$ MPa

B : section du tronçon considéré.

σ_s: Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

f_{bc}: Contrainte de calcul dans le béton.

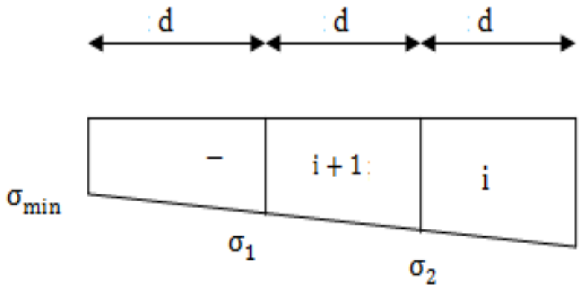
c) Section entièrement tendue :(S.E.T)

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$



FigVIII.3) le diagramme des contraintes d'une Section entièrement tendue

Situation courante : $\sigma_s(10‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

Situation accidentelle :$\sigma_s(10‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$ MPa

σ_s: Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (10‰).

VIII.3.1,1) Section d'armatures minimales

a) Compression simple : (Art A.8.1, 21 /BAEL91modifiées 99)

- Amin = 4cm^2/ml (Par mètre de longueur de la paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures).
- $0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 5\%$

B : section du béton comprimé

b) Traction simple

$A_{i\ (min)} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$ (Condition de non fragilité BAEL art A4.2.1)

Avec : B =di × e

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2% de la section horizontale du béton tendu.

Exigences de RPA 2003 (article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courantes 0,10 %

VIII.3.2) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 ∅ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

- **D'après le RPA 99 *:***

$A_H \geq 0.15\%B$ Globalement dans la section du voile.

$A_H \geq 0.10\%B$ En zone courante.

- **D'après le BAEL:**

$A_H = \frac{A_v}{4}$

$A_H \geq max\left\{\frac{A_V}{4}; 0.15\%B\right\}$

Avec *:* A_v : section d'armatures verticales.

B**:** section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

VIII.3.3) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA99 révise 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VIII.3.4) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1\frac{T}{f_e} \qquad (Art\ 7.7.4.3/RPA\ version\ 2003)$$

$T = 1.4\ V_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement

VIII.3.5) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est 4HA10

VIII.3.6) Dispositions constructives :

a) Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq min\{1.5 \times e; 30cm\} \quad \rightarrow (Art\ 7.7.4.3\ RPA\ 2003)$

Avec : e = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

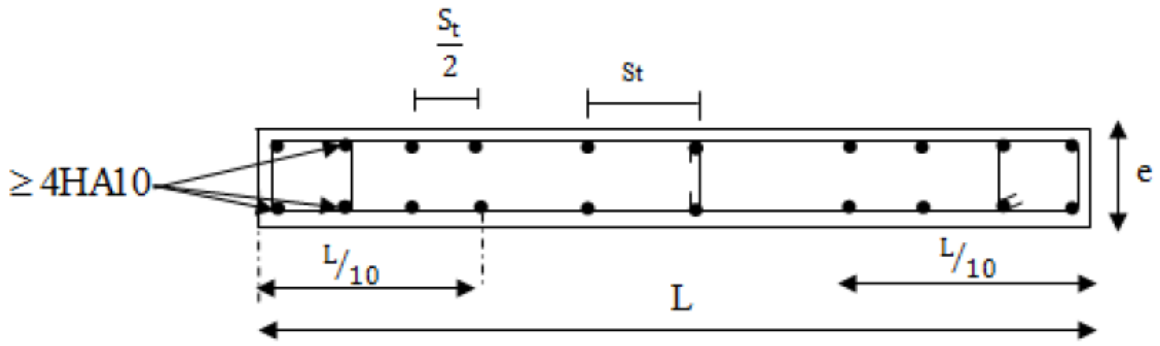


Fig. XIII.4) Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b) Longueur de recouvrement :(Art 7.7.4.3 RPA 2003)

Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

c) Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{Vmax} = \frac{e}{10}$$

VIII.4) Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

Avec :

Ns : Effort normal applique.

B : Section du béton.

Av : Section d'armatures adoptée.

VIII.4,1) Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le BAEL 91

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.15}; 4\text{MPa}\right) = 3.26\text{MPa}$$

La fissuration est préjudiciable

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

Selon le PRA:

$$\tau_b = \frac{1.4\, V_u}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28} = 5\text{MPa}.$$

Avec :

e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile (d = 0.9 h).

h : Hauteur totale de la section brute.

VIII.5) Ferraillage des voiles :

Le ferraillage des voiles est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel de calcul et de dessin intégré d'éléments en béton armé **Génie Cad 2009 de Mr CHEKIRED ABDENOUR.**

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

Tableau XIII.1) : Ferraillage des voiles transversales (VT1 ; VT2 ; VT3 ; VT4)

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zonne IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,88	2,5	2,5	2,5
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,576	0,5	0,5	0,5
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		2688,43	2822,98	2301,86	2424,82
	σ_{min} [KN/m²]		-4454	-4318,63	-3457,49	-3102,36
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		273,09	315,56	327,25	232,77
	L_t(m)		1,80	1,51	1,50	1,40
	L_c(m)		1,08	0,99	1,00	1,10
	d (m)		0,898	0,756	0,750	0,702
	σ_1 [KN/m²]		2227,000	2159,315	1728,745	1551,180
	N (kN)	N_1	599,94	489,66	389,18	326,50
		N_2	199,980	163,221	129,726	108,833
	A_v (cm²)	A_{V1}	**15,00**	**12,24**	**9,73**	**8,16**
		A_{V2}	**5,00**	**4,08**	**3,24**	**2,72**
	A_{vj} (cm²)		10,51	12,15	12,60	8,96
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**17,63**	**15,28**	**12,88**	**10,40**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**7,63**	**7,12**	**6,39**	**4,96**
	A_{min} (cm²)		9,43	7,94	7,88	7,37
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bande1	**18,08**	**18,08**	**18,08**	**18,08**
		Bande 2	**13,56**	**13,56**	**13,56**	**13,56**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	**2x8HA12**	**2x8HA12**	**2x8HA12**	**2x8HA12**
		Bande 2	**2x6HA12**	**2x6HA12**	**2x6HA12**	**2x6HA12**
	S_t (cm)	Bande1	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
		Bande 2	18 cm	18 cm	18 cm	18 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		5,39	4,54	4,50	4,21
	A_H /nappe (cm²)		2,36	4,52	4,52	4,52
	Choix des barres/nappe (cm²)		**10HA10/nappe**			
	ep =20cm		**(A=7,85cm²)**			
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**			
	contrainte	t_u(MPa)	0,527	0,701	0,727	0,517
		t_b(MPa)	0,738	0,982	1,018	0,724
	ELS	N_s (kN)	240,2	276,38	286,71	181,5
		s_b(MPa)	**0,39**	**0,50**	**0,52**	**0,33**

Tableau XIII.2) : Ferraillage des voiles longitudinales (VL1 ; VL2 ; VL3 ; VL4) :

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zonne IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,7	2,5	2,5	2,5
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,34	0,5	0,5	0,5
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		1304,63	2159,95	1438,76	3635,03
	σ_{min} [KN/m²]		-4411,03	-4691,44	-3131,57	-3635,03
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		84,07	150,8	120,25	75,36
	L_t(m)		1,31	1,71	1,71	1,25
	L_c(m)		0,39	0,79	0,79	1,25
	d (m)		0,656	0,856	0,856	0,625
	σ_1 [KN/m²]		2205,515	2345,720	1565,785	1817,515
	N (kN)	N_1	434,03	602,33	402,33	340,78
		N_2	144,678	200,777	134,109	113,595
	A_v (cm²)	A_{V1}	**10,85**	**15,06**	**10,06**	**8,52**
		A_{V2}	**3,62**	**5,02**	**3,35**	**2,84**
	A_{vj} (cm²)		3,24	5,81	4,63	2,90
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**11,66**	**16,51**	**11,22**	**9,24**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**4,43**	**6,47**	**4,51**	**3,57**
	A_{min} (cm²)		6,89	8,99	8,99	6,56
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bande1	**18,08**	**18,08**	**18,08**	**18,08**
		Bande 2	**11,3**	**11,3**	**11,3**	**11,3**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	**2x8HA12**	**2x8HA12**	**2x8HA12**	**2x8HA12**
		Bande 2	**2x5HA12**	**2x5HA12**	**2x5HA12**	**2x5HA12**
	S_t (cm)	Bande1	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
		Bande 2	20 cm	20 cm	20 cm	20 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3,94	5,14	5,14	3,75
	A_H /nappe (cm²)		1,72	4,52	4,52	4,52
	Choix des barres/nappe (cm²)		**10HA10/nappe**			
	ep =20cm		**(A=7,85cm²)**			
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**			
	contrainte	t_u(MPa)	0,275	0,335	0,267	0,167
		t_b(MPa)	0,385	0,469	0,374	0,234
	ELS	N_s (kN)	300,8	914,81	891,23	723,24
		s_b(MPa)	**0,78**	**1,68**	**1,64**	**1,33**

Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmettre au sol les efforts apportés par la structure au sol.

Les principaux rôles de la fondation sont :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas tasser, et la structure ne doit pas se déplacer).

Les fondations doivent être en équilibre sous :

Les sollicitations dues à la superstructure (N et M) ; ces actions sont de différentes origines (permanentes, d'exploitation, climatiques, accidentelles, séismes…).

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

1) Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

2) Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

IX.1) Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2\text{bars}$
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IX.2) Choix du type de fondation:

Le choix du type de fondation, est en fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

La capacité portante permet de choisir le type de fondations à employer. Si le sol est suffisamment portant, on utilisera des fondations superficielles souvent plus économiques. Si le sol est mauvais, on ira s'appuyer sur les couches meilleures et plus profondes avec des fondations profondes. En terrain très inondable, il pourra être avantageux de construire un radier général.

Ce choix doit satisfaire les critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilite d'exécution (coffrage).
- L'économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes ou un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle qui convient.

IX.3) Dimensionnement :

IX.3,1) Semelles isolées :

Vue que notre structure comporte des voiles disposés dans les deux sens, l'option des semelles isolés est a écartée.

XI.3.2) Semelles filantes :

D'une manière générale on peut assimiler une semelle filante comme l'association de plusieurs semelles isolées .On trouve alors les mêmes éléments constitutifs de cette dernière à savoir :

- Le patin
- L'amorce poteaux /voiles
- La nervure : Rôle d'élément de rigidité
- Le débord : Assurant la surface nécessaire à une bonne répartition des contraintes sur le

a) **Cas d'une semelle filante sous deux poteaux :**

- Condition de Résistance :

$$\sigma = \frac{R}{S} \leq \bar{\sigma}s$$

D'où $\sigma = \frac{R}{B.(d1+L+d2)} \leq \bar{\sigma}\ sol$

- En général pour les semelles filantes on fixe le débord d=d1=d2
- Et seul le B reste à déterminer.

On aura alors :

$$B \geq \frac{R}{\bar{\sigma}\ sol\ .\ (2d + l)}$$

b) Cas d'une semelle filante sous plusieurs poteaux :

- En généralisant la condition de résistance précédemment établie pour les semelles filantes au cas de plusieurs poteaux on aura :

$$\sigma = \frac{\sum_{i=1}^{i=npotx} Pi}{B.\ (d1 + \sum_{j=1}^{j=n.trames} Lj + d2)}$$

On en déduit alors la largeur B à donner à la semelle filante :

$$B \geq \frac{\sum_{i=1}^{i=npotx} Pi}{\bar{\sigma}\ sol\ .\ (2d + Ltotal)}$$

C) Condition de la rigidité de la semelle filante.

A fin d'avoir une répartition correcte des pressions sur le sol de la fondation, on exige que la semelle possède une épaisseur

$H_{max} \geq \frac{B-a}{4} + d$

B : Dimension en plan de la semelle déterminé selon la condition de la résistance

A : Dimension du coté de l'élément porteur (le poteau)

d : Enrobage des aciers de la semelle en générale $\geq$ 3cm

et aussi Hmin doit être tel que

$H_{min} \geq 6\emptyset + 6cm$ Avec $\emptyset$ diamètre des aciers de la semelle.

d) Ferraillage de semelles filantes :

- **Ferraillage transversal**

-transversalement, la semelle filante se comporte exactement comme une semelle isolée .la contrainte du sol aura tendance à faire fléchir la paillasse comme présenté ci après.



- Nous remarquons que sous l'influence de la pression du sol les bords de la semelle subissent une flexion vers le haut .les fibres basse de la semelle subisse alors une traction .Comme le béton résiste très mal à la traction si des dispositions particulières ne sont pas prises.la semelle risque de se casser.

- **Ferraillage longitudinal**

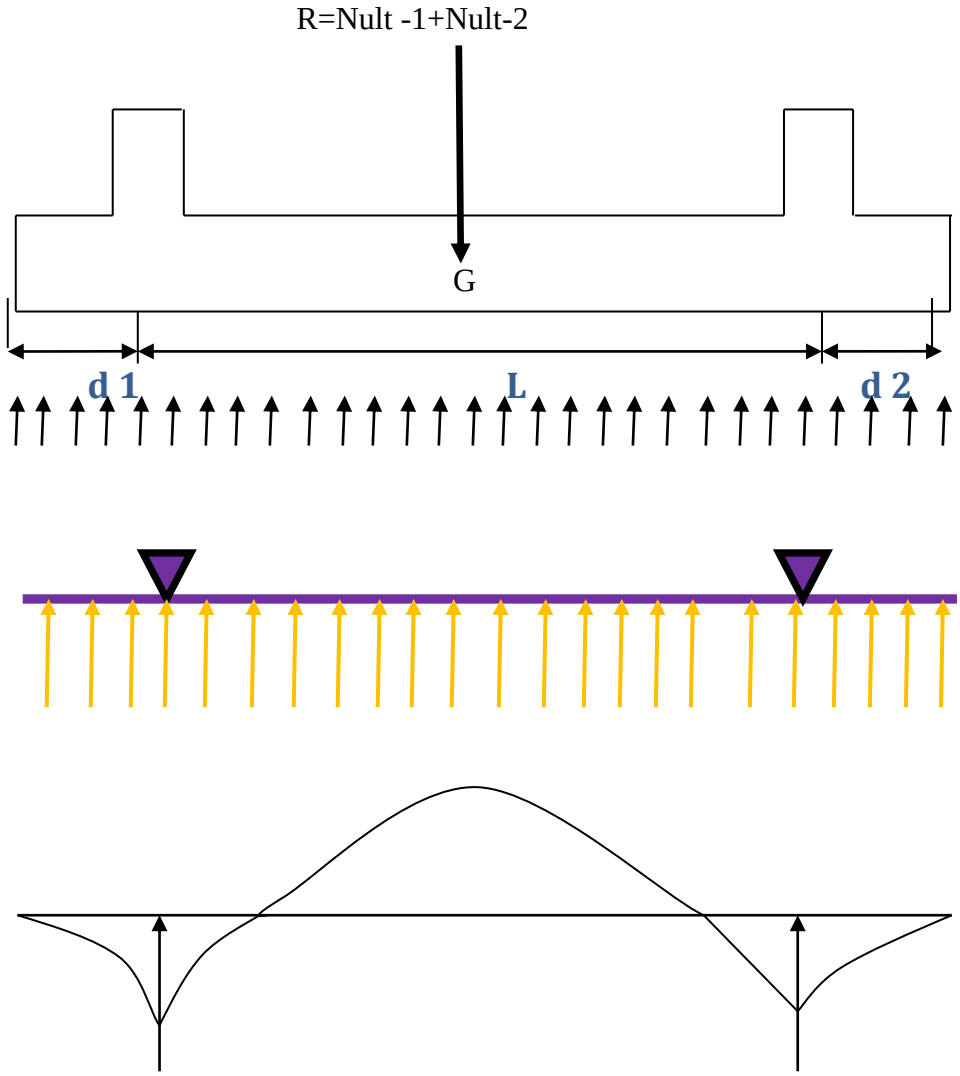
La règle d'or pour ferrailler un élément en béton c'est déterminer les zones tendues.

Or pour déterminer les zones tendues il faudra tracer l'allure du moment de flexion le long le la semelle filante.

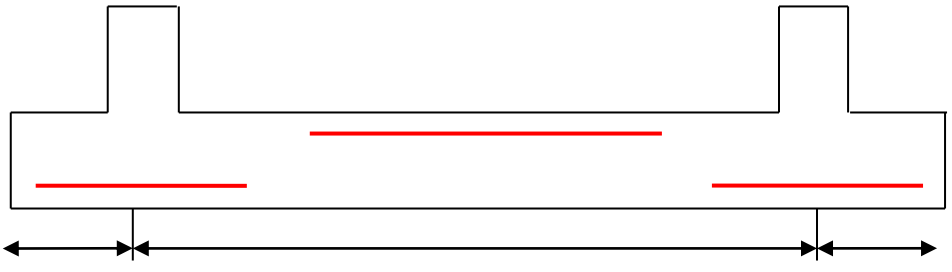
Une fois le diagramme de M(x) tracé on disposera les aciers dans les zones ou le moment provoquera la traction.

Remarque :

Faut bien comprendre que si la flexion transversale est reprise par la paillasse de la semelle, la flexion longitudinale est reprise par l'élément « NERVURE » qui confère ainsi à la semelle la rigidité nécessaire.



- Le ferraillage théorique disposé dans les zones tendues est le suivant :



Exemple de Calcul :

En prend pour exemple de Calcul la semelle de l'axe C

La largeur B :

$$B \geq \frac{\sum_{i=1}^{i=npotx} Pi}{\bar{\sigma}\ sol\ .\ (2d + Ltotal)}$$

N^{bre} de Poteaux 6

$\bar{\sigma}_{sol}$=2bars

L_{total}=2.45 + 3.87 + 2.50 + 3.87 + 2.50 =15.19m

$\sum_{i=1}^{i=6} Pi$=51.42+69.52+164.06+160.7+63.59+20.71=530t

$$B \geq \frac{5300}{200.((2x0.4)+15.19)} \Longrightarrow \quad B \geq 1.65m$$

On opte pour une largeur B=1.80m

Epaisseur de la semelle H :

$H_{max} \geq \frac{B-a}{4} + d$

$H_{max} \geq \frac{1.80-0.50}{4} + 0.03 = 0.355$

On opte pour une épaisseur H=0.40m

Donc ou aura les dimensions de la semelle S= (1.80 x 0.4 x 15.19)

- **Pour les restes du dimensionnement des semelles ainsi que leurs ferraillages sont obtenus à partir du logiciel de calcul et de dessin intégré d'éléments en béton armé. GéniCad 2009.**

Et les résultats sont présentés en annexe.

Annexe.

Calcul de Semelles filantes Rigides sous poteaux

(Répartition des contraintes LINEAIRE SOUS POINT D'APPUI)

(Dimensionnement et Calcul à l'ELU)

Données : Axe A

Contrainte ultime du sol = 2

Nombre de poteaux = 4

Longueur des travées (entre-nus) (m) :

Travée 1 : L = 3.87

Travée 2 : L = 2.50

Travée 3 : L = 3.87

Débord gauche = 0.4m

Débord droit = 0.4m

Axe A				
Appuis	**1**	**2**	**3**	**4**
N [t.m]	26.74	84.56	84.3	24.63
M [t.m]	0.207	1.781	1.782	0.495

Tableau IX-1 : Efforts tranchants et moments a l'ELU

Résultats

- **Coffrage Semelle donne par les calculs :**

Epaisseur de la semelle = 0,4 m

Hauteur de la poutre de rigidite = 0,8 m

Largeur de la semelle = 1 m

Longueur de la semelle = 12,83 m

Contrainte maximale sous la semelle = 2,15 bars

Contrainte moyenne sous la semelle = 1,92 bars

Efforts :

- **Moments sur appuis et à mi-travee (t.m):**

Poteau 1 : Ma =-0,62

Travee 1 : Mt = 25,4

Poteau 2 : Ma =-27,19

Travee 2 : Mt =-1,59

Poteau 3 : Ma =-26,52

Travee 3 : Mt = 24,87

Poteau 4 : Ma =-0,27

- **Coffrage Retenu pour la Semelle :**

Epaisseur de la semelle = 0.40 m

Hauteur de la poutre de rigidite = 0.8 m

Largeur de la semelle = 1.20 m

Longueur de la semelle = 12,83 m

- **Ferraillage retenu pour la Semelle :**

Aciers supérieurs filants (1er lit) : 4 T 20

Aciers supérieurs en travée : 4 T 16

Aciers inferieurs filants (1er lit) : 4 T 20

Aciers inferieurs sous poteaux : 4 T 16

Aciers filants Semelle : 8 T 12

Aciers de répartition : 7 T 14 /ML

Aciers transversaux (Cad + Etr) :0.008 e= 15 cm

Données : Axe C

Contrainte ultime du sol = 2 bars

Nombre de poteaux = 6

Longueur des travees (entre-nus)(m) :

Travée 1 : L = 2.45

Travée 2 : L = 3.87

Travée 3 : L = 2.50

Travée 4 : L = 3.87

Travée 5 : L = 2.50

Débord gauche = 0.4m

Débord droit = 0.4m

Axe C						
Appuis	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
N [t.m]	51.42	69.52	164.06	160.7	63.59	20.71
M [t.m]	0.216	0.334	0.298	0.144	0.205	0.265

Tableau IX-2 : Efforts tranchants et moments a l'ELU

Résultats

- **Coffrage Semelle donne par les calculs :**

  Epaisseur de la semelle = 0,4 m

  Hauteur de la poutre de rigidite = 0,8 m

  Largeur de la semelle = 1,81 m

  Longueur de la semelle = 18,68 m

  Contrainte maximale sous la semelle = 2,38 bars

  Contrainte moyenne sous la semelle = 1,97 bars

Efforts :

- **Moments sur appuis et à mi-travee (t.m):**

Poteau 1 : Ma =-2

Travée 1 : Mt = 4,53

Poteau 2 : Ma =-38,38

Travée 2 : Mt = 33,09

Poteau 3 : Ma =-45,63

Travée 3 : Mt = 3,08

Poteau 4 : Ma =-45,38

Travée 4 : Mt = 32,69

Poteau 5 : Ma =-33,17

Travée 5 : Mt =-1,37

Poteau 6 : Ma =-0,61

- **Coffrage Retenu pour la Semelle :**

Epaisseur de la semelle = 0.40 m

Hauteur de la poutre de rigidité = 0.8 m

Largeur de la semelle = 1.80 m

Longueur de la semelle = 18,68 m

- **Ferraillage retenu pour la Semelle :**

Aciers supérieurs filants (1er lit) : 4 T 20

Aciers supérieurs en travée : 4 T 16

Aciers inferieurs filants (1er lit) : 4 T 20

Aciers inferieurs sous poteaux : 4 T 16

Aciers filants Semelle : 10 T 12

Aciers de répartition : 10 T 14 /ML

Aciers transversaux (Cad + Etr) :0.008 e= 15 cm

Données : Axe E

Contrainte ultime du sol = 2 bars

Nombre de poteaux = 4

Longueur des travées (entre-nus)(m) :

Travée 1 : L = 3.87

Travée 2 : L = 2.50

Travée 3 : L = 3.87

Débord gauche = 0.4m

Débord droit = 0.4m

Axe E				
Appuis	**1**	**2**	**3**	**4**
N [t.m]	51.1	106.69	85.02	25.56
M [t.m]	0.417	1.413	0.304	0.817

Tableau IX-3 : Efforts tranchants et moments a l'ELU

Résultats

- **Coffrage Semelle donne par les calculs :**

Epaisseur de la semelle = 0,4 m

Hauteur de la poutre de rigidite = 0,8 m

Largeur de la semelle = 1,49 m

Longueur de la semelle = 12,83 m

Contrainte maximale sous la semelle = 2,56 bars

Contrainte moyenne sous la semelle = 1,98 bars

Efforts :

- **Moments sur appuis et à mi-travee (t.m):**

Poteau 1 : Ma =-1,17

Travée 1 : Mt = 37,04

Poteau 2 : Ma =-39,75

Travée 2 : Mt =-4,74

Poteau 3 : Ma =-27,1

Travee 3 : Mt = 25,38

Poteau 4 : Ma = 0,01

- **Coffrage Retenu pour la Semelle :**

Epaisseur de la semelle = 0.40 m

Hauteur de la poutre de rigidite = 0.8 m

Largeur de la semelle = 1.50 m

Longueur de la semelle = 12,83 m

- **Ferraillage retenu pour la Semelle :**

Aciers supérieurs filants (1er lit) : 4 T 20

Aciers supérieurs en travée : 4 T 16

Aciers inferieurs filants (1er lit) : 4 T 20

Aciers inferieurs sous poteaux : 4 T 16

Aciers filants Semelle : 10 T 12

Aciers de répartition : 7 T 14 /ML

Aciers transversaux (Cad + Etr) :0.008 e= 15 cm

X.1) Introduction :

Les murs de soutènement ont pour but de maintenir le sol en place. Dans notre projet un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

X.2) Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le mur de soutènement est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 35 cm.
Un joint de 2 cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polystyrène, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

X.3) Méthode de calcul :

Le voile sera considéré comme une console encastrée au niveau du radier.

a) Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :
$\boldsymbol{\sigma}_H$: contrainte horizontale.
$\boldsymbol{\sigma}_V$: contrainte verticale.

$K_0 = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\pi}{2})$ = 0.333

$\boldsymbol{\sigma}_H = K_0.\boldsymbol{\sigma}_V$ avec :
K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.
φ : Angle de frottement interne.

b) Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Surcharge éventuelle : q = 10 KN/m².
Poids volumique des terres : $\gamma = 17$ KN/m³
Angle de frottement interne : φ = 30°.
Cohésion : C = 0 (sol pulvérulent)

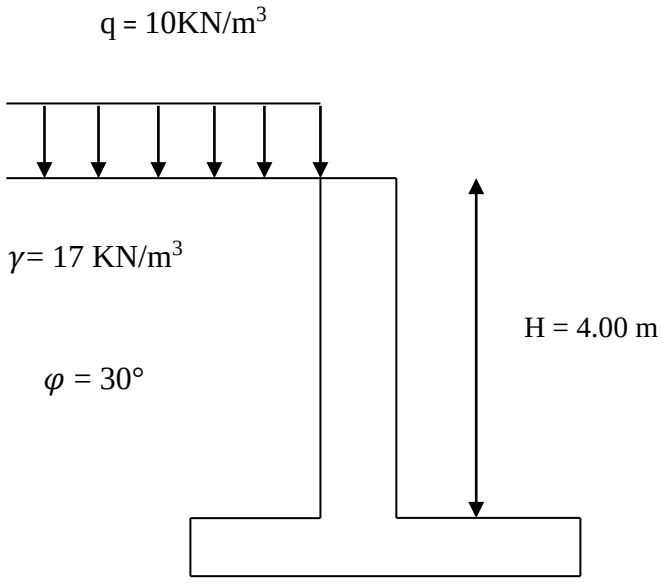


Fig. X.1) coupe verticale d'un mur plaque

- **Contrainte de la poussé des terres :**

$\sigma_{h1} = K_0 \times \gamma \times h$

σ_{h1} = 0.333 x 17 x h $\begin{cases} h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0 \\ h = 4 \rightarrow \sigma_{h1} = 22.64 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

Point d'application de la force : $z_1 = \frac{h}{3} = \frac{4}{3} = 1.67$ m.

- **Contrainte de la poussé horizontale due à la surcharge :**

$\sigma_{h2} = k_q \times q$

$k_q = \frac{k_0}{\cos(\beta - \lambda)}$

K_q : coefficient de poussée due a la surcharge.

λ = 0 :angle que fait le parement interieur du mur avec la verticale.

β = 0 : angle d'inclinaison de la surface du sol supportant la surcharge.

Donc : $\begin{cases} k_q = k_0 = 0.333. \\ \sigma_{h2} = k_q \times q = 0.333 \text{ x } 10 = 3.33 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

Point d'application de la force : $z_1 = \frac{h}{2} = \frac{4}{2} = 2.00$ m.

Les charges à prendre en compte dans le calcul pour une bande de 1 m de largeur sont :

q_{u1} = 22.64 KN/ml.

q_{u2} = 3.33 KN/ml.

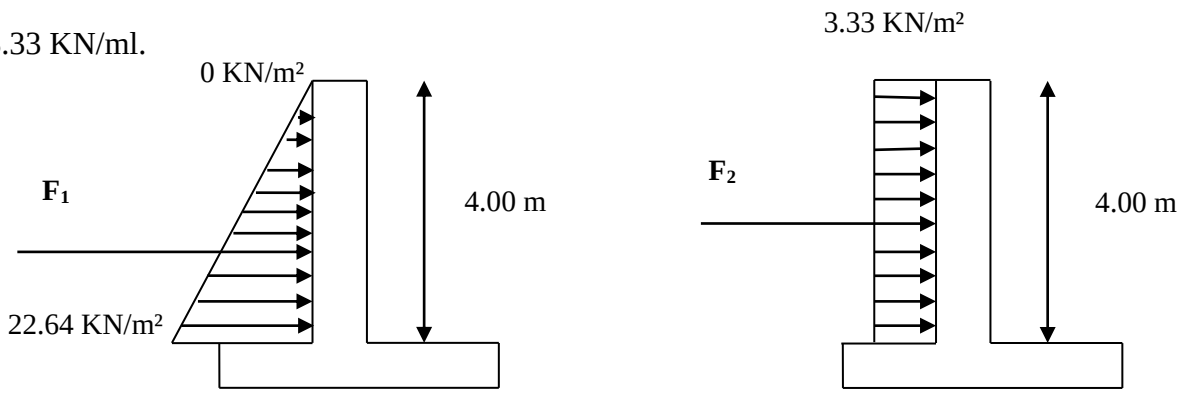


Fig.X.2) Contraintes due à la poussée des terres et à la surcharge respectivement

c) Calcul des moments :

σ_{h1} = q_{u1} = 22.64 KN/ml

σ_{h2} = q_{u2} = 3.33 KN/ml.

$F_1 = \frac{\sigma_{h1} \times h}{2} = \frac{22.64 \times 4}{2}$ = 45.28 KN.

$F_2 = \sigma_{h2} \times h = 3.33 \times 4$ = 13.32 KN.

$M_1 = F_1 . z_1$ = 45.28 x 1.67 = 75.62 KN.m

$M_2 = F_2 . z_2$ = 13.32 x 2 = 26.64 KN.m

d) Calcul des armatures :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (25cm).

ELU:

M_u = 1.35 M_1 + 1.5 M_2 = 1.35x75.62 + 1.5x26.64 = 142.05 KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{142.05 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14.2} = 0.098 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow SSA$$

μ=0.098 ⇒ β =0.948

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{142.05 \times 10^3}{0.948 \times 32 \times 348} = 13.45\ cm^2$$

On opte pour 10HA14 = 15.39 cm^2 avec S_t=10 cm^2

- **Recommandations du RPA :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

Les armatures sont constituées de deux nappes

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,20%B dans les deux sens (horizontal et vertical)

$A_s \geq 0.002 \times b \times h = 0.002 \times 100 \times 35 = 7\ cm^2$

$13.45\ cm^2 > 7\ cm^2$ → condition vérifiée.

X.4) Vérification à l'ELU.

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{13.45}{4} = 3.36\ cm^2$$

On opte pour 6HA10 = 4.71 cm² avec S_t = 15 cm.

- **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 3.86\ cm^2$

$A_{min} = 3{,}86\ cm^2 < A = 15.39\ cm^2$ **→condition verifié.**

- **Armatures transversales** (article 7.7.4.3 du RPA 2003) :

Les armatures transversales retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle par mètre carré de diamètre Ø8.

X .5) Vérification à l'ELS :

$M_s = M_1 + M_2 = 75.62 + 26.64 = 102.26$ KN.m

• vérification de la contrainte dans le béton : (BAEL91/Art. A.4.5,2)

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6\, f_{c28} = 15\ MPa$$

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{142.05}{102.26} = 1.39$$

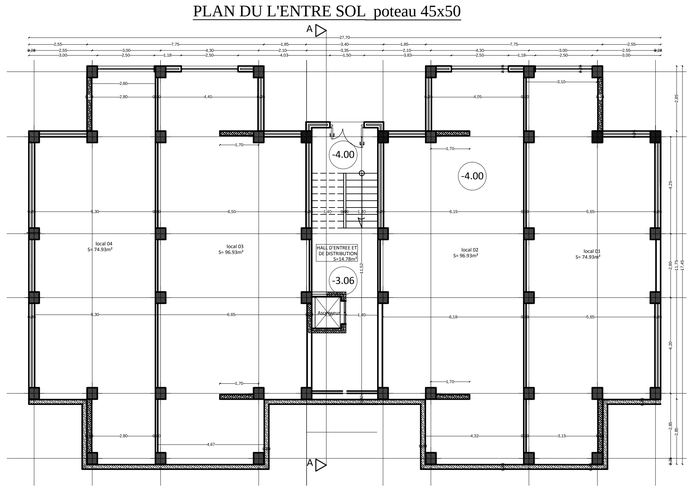
$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

$$\mu = 0.098 \rightarrow \alpha = \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right] = 0.063$$

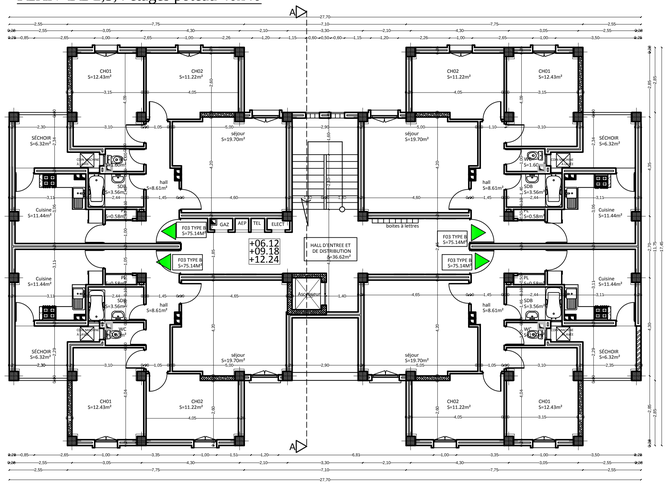
$$\alpha = 0.063 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.445$$

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

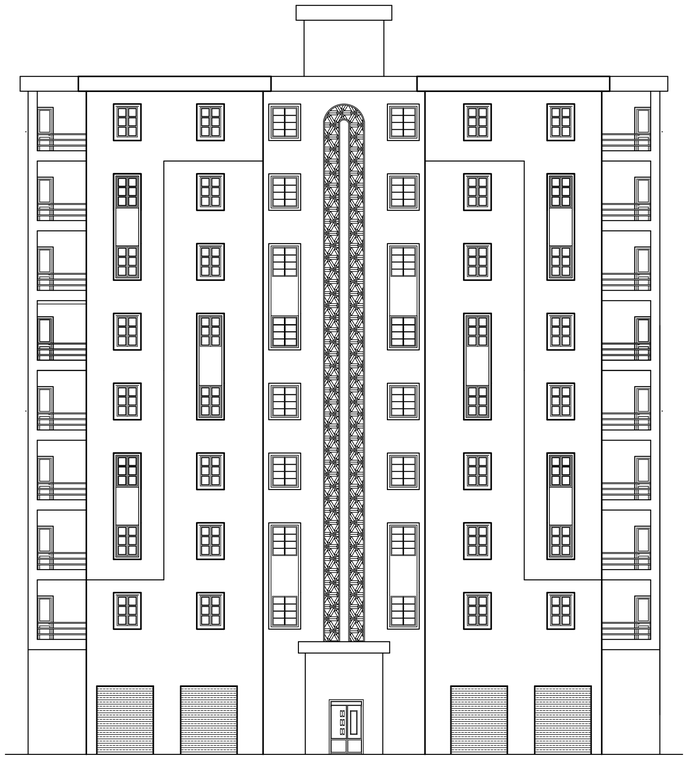
PLAN DU L'ENTRE SOL poteau 45x50



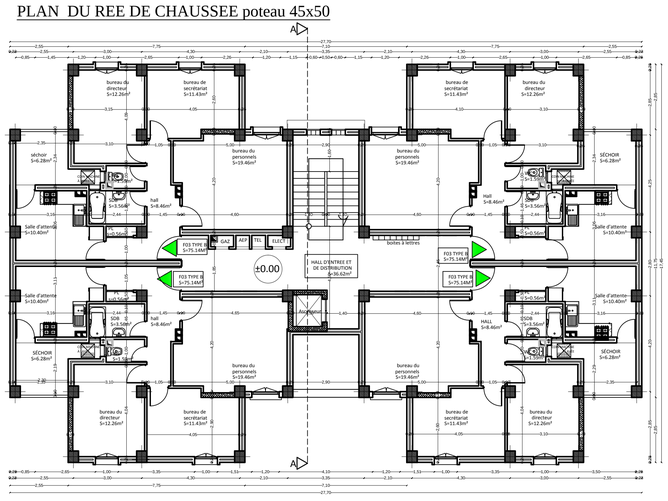
PLAN DE 2,3,4 etages poteau 40x40



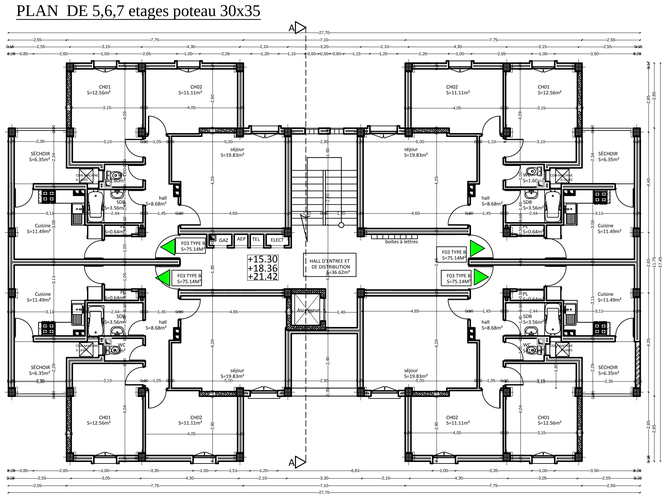
FACADE PRINCIPALE

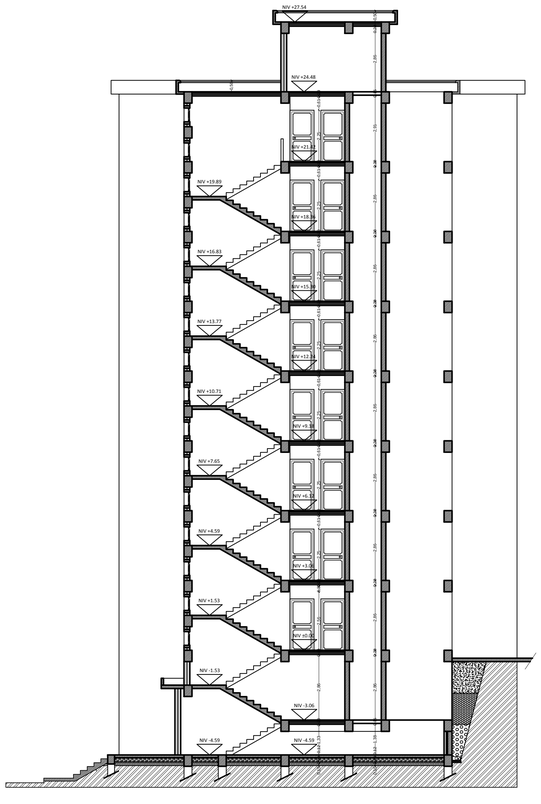


PLAN DU REE DE CHAUSSEE poteau 45x50

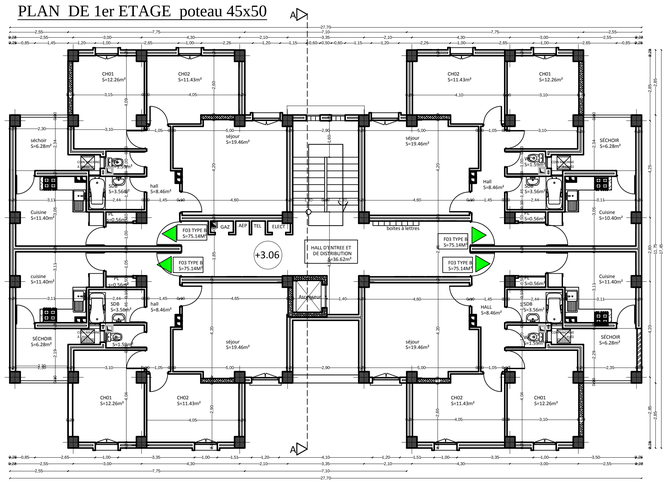


PLAN DE 5,6,7 etages poteau 30x35

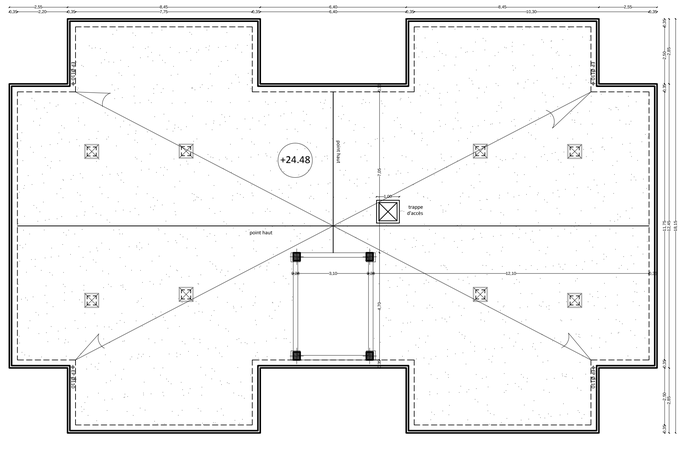




PLAN DE 1er ETAGE poteau 45x50



PLAN DE TERRASSE



PLAN DE FONDATION NIV: - 4.59m

Coffrage Plancher Niv: ±0.00 et +3.06

PLAN DE 2,3,4 etages poteau 40x40

Coffrage Plancher Niv: +6.12m, +9.18m, +12.24m

PLAN DE 5,6,7 etages poteau 30x35

Coffrage Plancher Niv: +15.30m, +18.36m & +21.42m

Coffrage Plancher Niv: +24.48m

PLAN DE POSITIONNEMENT DES VOILES

COFFRAGE & FERRAILLAGE VOILE PLAQUE (ep=35cm)

Poteaux de rive

Poteaux intermediaires

FERRAILLAGE DES FONDATIONS

AXES C et H

FERRAILLAGE DES FONDATIONS

AXES A et J

FERRAILLAGE DES FONDATIONS

AXES E et F

COUPE AXES A et J

COUPE AXES C et H

COUPE AXES A et J

POUTRES PALIERES Niv:+1.02 à +20.91

PLAN DE POUTRES
COFFRAGE FERRAILLAGE

FERRAILLAGE VOILE ASCENSEUR

FERRAILLAGE DALLE PLEINE

PLAN DE
FERRAILLAGE DES
VOILES

FERRAILLAGE DE L'ESCALIER

VOLEE "A"

VOLEE "B"

Ferraillage Voiles
RDC et 1ere Etage

Ferraillage Voiles
2eme et 4eme Etage

Ferraillage Voiles
5eme et 7eme Etage

Ferraillage Voile VL1&VL4

Ferraillage Voile VT1&VT4

Conclusion générale

La vulnérabilité de la construction auto stable (poteaux-poutres) en béton armé avec un remplissage en maçonnerie en Algérie a bien été montrée en 2003.

Notre souci majeur est donc de tirer des enseignements des séismes passés en respectant les règles de conceptions, calculs et exécutions. Notre étude à bien montrée que l'efficacité du comportement parasismique est directement liée au choix du système porteur, en effet, un choix judicieux permettra de minimiser les coûts de protection parasismique.

Pour cela, l'introduction des voiles nous a été nécessaires afin d'assurer la stabilité horizontale et verticale lors des secousses. Néanmoins, une bonne disposition des voiles qui se traduit par le respect de la symétrie et l'éloignement du centre de gravité afin de réduire l'effet de la torsion est à prévoir.

Dans notre cas, la présence de bouts de voiles à considérablement augmenter les efforts aux endroits de jonction (bouts de voiles- poutres), l'endroit de cette interaction est donc à prendre en compte lors du ferraillage.

Autre que le calcul manuel, qui s'avère long, nous avons pus dans cette étude démontrée les grandes étapes de la modélisation par éléments finis avec le logiciel ETABS. Un logiciel dont la maitrise est loin d'être acquise mais qui nous a déjà permis d'exploiter des résultats qui nous ont permis de comprendre le comportement de notre structure et de mieux les interpréter par un ferraillage adéquat.

Les différentes connaissances acquises lors de notre formation, la maitrise des outils de calcul des bâtiments ainsi que l'application des divers règlements Algérien nous permettent non seulement à combiner la pratique et la théorie mais aussi à avoir une conscience et une responsabilité dans notre travail de demain.

GCB-MED

Bureau d'étude Géotechnique
Construction et Bâtiment

GCB-MED COOP 17 OCTOBRE 1961 N° 39
AISSAT MUSTAPHA REGHAIA-ALGER

TEL-MOB 07 70 95 66 44 / 07 71 37 68 24 T EL-FAX 021 84 75 68

AGREMENT N : 108/ 2014

ETUDE GEOTECHNIQUE FINALE

DOSSIER : 205/2012.

CLIENT:OPGI DE BOUMERDES.

PROJET: 150 LOGEMENTS LPL A BAGHLIA (Programme 300 LPL/4 ème T.2011).

LIEU: BAGHLIA W-BOUMERDES.

Sommaire

I. Introduction

II. Reconnaissance géotechnique

III. Calcul de fondation

IV. Conclusion générale

Annexes

Annexe 01 / Plan d'implantation des essais in-situ.

Annexe 02 / coupes géologiques.

Annexe 03 / Courbes des essais de pénétration dynamique.

Annexe 04 / Courbes des essais de laboratoire.

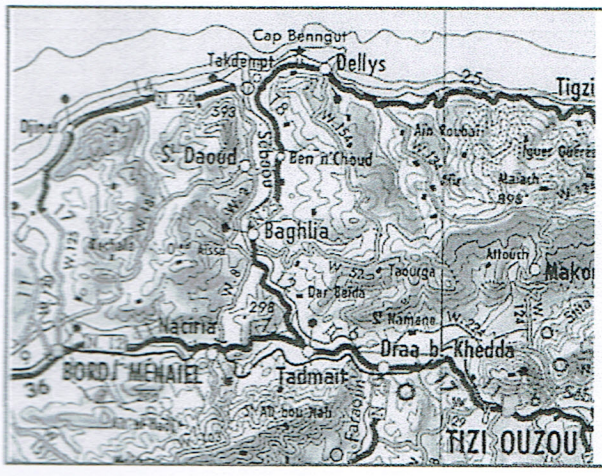
Annexe 05 / Photos du site.

I. -INTRODUCTION

A la demande de l'OPGI de BOUMERDES et dans le cadre du projet de réalisation de 150 logements publics locatifs à BAGHLIA(programme 300 LPL /4 ème T .2011), le Bureau d'étude géotechnique et matériaux de construction GCB-MED Alger a pris en charge les travaux géologiques, et géotechniques du projet.
L'étude a été lancée à la base d'une visite puis d'un plan fourni par le client.
La présente étude vise à juger l'aptitude du terrain à servir d'assise pour ce type d'ouvrage dans des conditions sécuritaires et économiques acceptables.

I.1 SITUATION DU SITE :

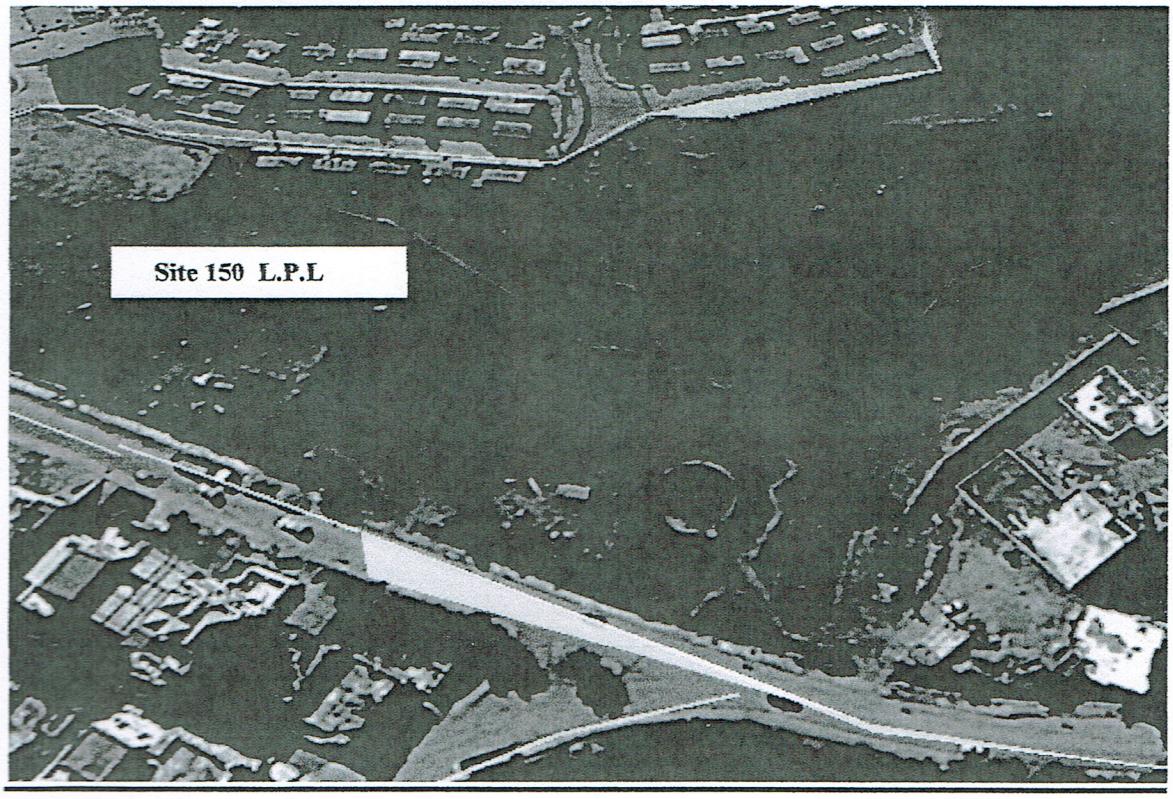
Le terrain étudié est situé au Sud-Est de Baghlia ville. Du point de vue morphologique, le relief est accidenté .le site est situé sur un versant avec une pente assez abrupte (24%) et se terminant avec une zone de replat vers le Nord.



EXTRAIT DE LA CARTE TOPOGRAPHIQUE DE L'ALGERIE DU NORD



PHOTO DU SITE DU PROJET



SITUATION DU SITE (GOOGLE EARTH)

I.2- APERCU GÉOLOGIQUE ET SISMIQUE DE LA WILAYA DE BOUMERDES

I-2-1-Géologie régionale

A - Lithostratigraphie

La région de « Dellys » de la wilaya de BOUMERDES faisant partie de la chaîne des maghrébides de la grande Kabylie, appartient au domaine tellien de l'Algérie du Nord. De point de vue lithostratigraphie, elle est constituée par les formations suivantes :

- ***Le socle Kabyle*** Il s'agit de formations cristallophylliennes d'âge Protozoïque à Paléozoique inférieur.

– ***L'Oligo- Miocène Kabyle*** Il repose en discordance sur le socle Kabyle. Il regroupe des conglomérats à galets de socle à la base et une série mollassique contenant des calcaires biodétritiques ou calcaires plus ou moins silicifiés au sommet. Cette dernière se termine par un niveau à silexites et passe à un olistostrome vers le haut.

- ***Unités à faciès de flyschs d'Afir Azeffoun*** Cette Unité est représentée par des pelito-quartizites, des argiles, des micro-conglomérats et des calcaires du Crétacé supérieur. Elle affleure au Sud Est de Dellys.

- ***Unité tellienne de Dellys*** C'est une série puissante à sédimentation rythmique de calcaire et de marne. Elle est constitué de haut en bas de :
*Marnes avec intercalation de calcaires marneux (Turonien-Sénonien)*Marnes d'âge Danien.
*Calcaires marnes et calcaires silicifiés (Ypresien -Lutétien inférieur).
*Marnes noires à boules jaunes du Lutétien.

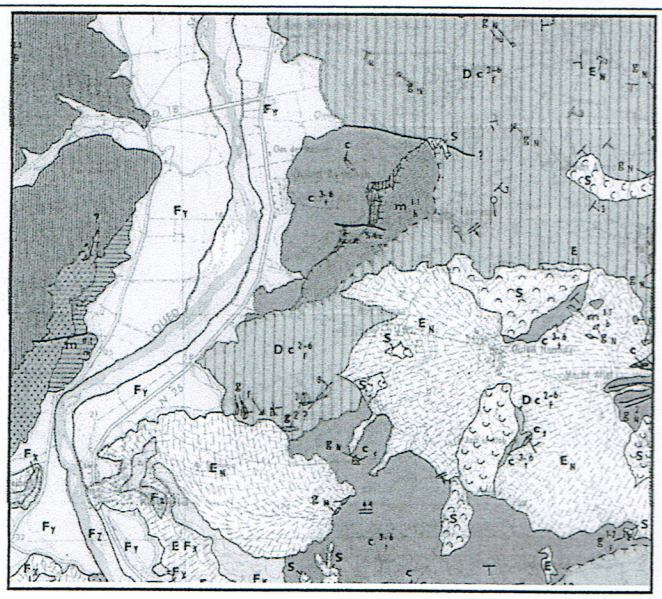
- ***Formations numidienne*** Elle affleure au bassin versant de l'Oued Sebaou dans les monts de Beni-Ghorbi. Cette formation comprend de bas en haut des argiles avec passées calcareuses, des argiles quartziteux et enfin une formation de marne calcaire et argile grise d'âge (Aquitanien-Burdigalien).

- ***Olistotromes***

C'est une accumulation sédimentaire de matériaux homogènes non stratifiées dans lesquelles, nous distinguons :
- micro- conglomérats calcaires,
- calcaires fins,
- grès appartenant au flysch gréso- micacé ou grès numidiens,
- Eléments de l'unité tellienne de Dellys dont la position structurale permet de distinguer :
* les olistostromes I à Draa Karrouch et Kaoumine,
* les olistostromes II à Ighil Igoulmine.

- ***L'unité de flysch du haut Sébaou*** Ce flysch est constitué par une série pélito-calcaire microglomètratique d'âge Crétacé.

-***Néogène post- nappe.***Cette formation comprend des terrains d'âge Miocène et Pliocène.
*Le miocène est représenté par des conglomérats à galets du socle Kabyle, des molasses gréso- marneuses ainsi que des marnes tansgressives vers le Sud.
*Le Pliocène est représenté par des sédiments marins de nature marno-gréseuse affleurant à Dellys dans la vallée de l'oued « El- Arba».
- ***Formations quaternaires*** Les formations quaternaires correspondant aux alluvions anciennes, récentes se actuelles de la vallée de l'oued Sébaou.
Ce sont des galets, sables, limons et argiles présentées sous forme de terrasse emboîtées ou étagées.



EXTRAIT DE LA CARTE GEOLOGIQUE DE DELLYS-TIZI OUZOU

Légende

E

Eboulis

(La lettre en indice indique la formation nourricière)

S

Loupes de glissement

Alluvions d'âge indéterminé

F

F_Z Alluvions actuelles

F_Y Alluvions récentes

F_X Alluvions anciennes

Alluvions

$m^{III\,2}_{M}$ Marnes

$m^{II\,2}_{G}$ Grès

Langhien - Serravallien

$m^{II\,1}_{M}$ Marnes

$m^{II\,1}_{G}$ Grès

$m^{II\,1}_{c}$ Conglomérats

$m^{II\,1}_{m}$ Marnes de base

Burdigalien terminal

$m^{I\,1}_{h}$

Aquitanien supérieur - Burdigalien inférieur
Argiles et marnes à olistolites

g^{2}_{N}

Olistolites

La couleur et la notation indiquent l'âge.
lettre en indice indique la formation génératrice
(F - Flych ; t tellien, N - Numidien)

D

ses Chaotiques resédimentées de faciès homogène
Teinte de fond : formation génératrice
Indice de la formation génératrice précédé
de la lettre D. Ex : $D.c^{2-6}_{F}$

FORMATION NUMIDIENNE

$g^{2}m^{1}_{N}$

Aquitanien supérieur - Burdigalien basal
Argiles et marnes " supra - numidiennes "

g^{2}_{N}

Aquitanien .Grès " numidiens "

g^{1}_{N}

Oligocène - Argiles " sous - numidiennes "

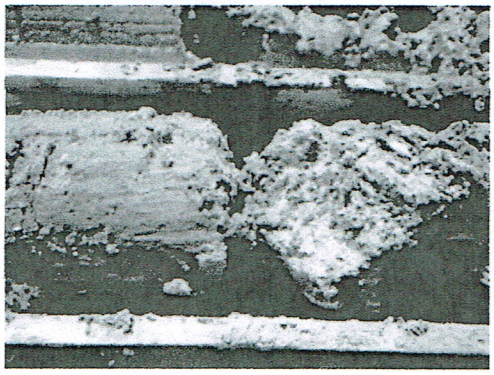
$S\,D\,c^{3-6}_{I}$

Coniacien - Maëstrichtien.
Marnes et biomicrites en plaquettes
lations de calcaires marneux à Inocérames
S : même formation, décalcifiée

B- Géologie locale

Du point de vue géologique le site étudié est hétérogène. La partie Nord Est comprenant les sondages Sc5 et Sc6 est constituée d'argile (versicolore, graveleuse, gneissique...), sable argileux et de gneiss altéré reposant sur des argiles gréseuses de couleur rouge-ocres.

La partie Ouest (Sc1, Sc2, Sc3et Sc4) est constituée d'argile (sableuse graveleuse, à galets) reposant sur des sables fins à partir de 13m de profondeur.



I.2-2- Séismicité

Conformément au DTR-BC.2.48 (Règles Parasismiques Algériennes 1999 & version 2003), la région est classée en zone « III », zone à forte sismicité.

II. –RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

II.1. - Programme de reconnaissance

Le programme de reconnaissance géotechnique tracé par le GCB-MED dans le cadre du projet étudie a porté sur deux types de travaux : Travaux in - situ et des Essais de laboratoire. Le type de ces essais a été défini en fonction de la nature du terrain et de façon à répondre aux objectifs de l'étude.

II.1.1.- Travaux in situ

Les travaux de reconnaissance in- situ effectués dans le cadre de la présente étude ont consisté à la réalisation de :

- Des sondages de reconnaissance géologique.
- Des essais de pénétromètre dynamique lourd.

A- Sondage de reconnaissance géologique

Les sondages carottés ont été réalisés sur site comme le montre le plan d'implantation des essais (joint en annexe) du présent rapport.

Le but de ces sondages carottés est de :

- Vérifier la puissance des remblais et définir la nature lithologique du terrain.
- Fixer le niveau d'appui des fondations.
- Déterminer certaines caractéristiques physiques et mécaniques du sol par les essais de laboratoire.

B- Essais de pénétration dynamique

Les essais de pénétromètre dynamique ont été réalisés sur site, dont le but est de :

1 - Avoir une estimation qualitative de la résistance du sol et de son degré d'homogénéité ;
2 - Détecter des anomalies souterraines (cavités ....) ;
3 - Définir des zones d'égale résistance ;
4 - Estimer empiriquement la contrainte admissible du sol ;
5 - Fixer d'une manière approximative le type et la profondeur d'ancrage des fondations.

a) – Principe de l'essai

L'opération de pénétration dynamique consiste à l'enfoncement dans le terrain d'un train de tiges par l'action de battage d'un mouton de masse M, tombant répétitivement d'une hauteur fixe H.

L'appareil enregistre le nombre de coups N, nécessaire à obtenir un enfoncement de longueur fixe L.

b) – Exploitation des résultats

Grâce à l'analogie avec les pieux réels, on peut appliquer à ces essais la formule de battage dite des Hollandais, pour calculer la résistance de la pointe Rp, en fonction de la profondeur.

$$Rp = \frac{N}{L} \cdot \frac{M^2 \times H}{P + M} \cdot \frac{1}{A}$$

Avec :

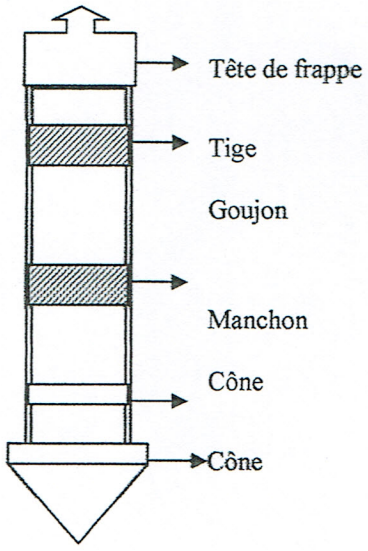
- M = Masse du mouton en Kg
- H = Hauteur de chute en cm
- P = Masse des tiges + mandrin en Kg

- A = Section de la pointe
- L = Enfoncement de référence en cm
- N = Nombre de coups nécessaires pour enfoncer la pointe d'une profondeur

Les résultats des essais de pénétration dynamique sont représentés sur des graphes qui expriment la résistance de pointe Rp en bar, en fonction de la profondeur, en mètre.

c) - Caractéristiques de l'appareil "type BORRO"

- Masse du mouton : **M = 63.5 Kg ;**
- Hauteur de chute : **H = 50 mm ;**
- Enfoncement de ref : **L = 20 mm ;**
- Diamètre des tiges : **D = 32 mm ;**
- Diamètre du cône : **D = 45 mm ;**
- Angle du sommet du cône : **x = 90° ;**
- Masse du cône : **D = 634 g ;**
- Masse du manchon : **587 g ;**
- Masse du goujon : **153 g ;**
- Masse du tige : **11.5 Kg ;**
- Masse de la tête de frappe : **938 g ;**



Remarque :

Le frottement latéral de la pointe est négligeable mais le frottement sur les tiges peut dans certains cas être inclus dans le résultat donné par la formule des Hollandais, ce qui entraînerait une surestimation de la résistance en pointe.

d)- Interprétations des résultats

Les résultats obtenus sont présentés sous forme de courbes pénétrométriques visualisant l'évolution de la résistance dynamique du sol en fonction de la profondeur.

Les couches constituant le sous sol accusent des résistances au battage moyennes à partir de la surface du sol.
Le refus enregistré est du à la présence de galets.

II.1.2.- Essais de laboratoire

Les échantillons intacts prélevés ont subi des identifications et des analyses physiques et mécaniques, en vue de mieux identifier la formation lithologique du site, et de déterminer les caractéristiques intrinsèques et de connaître leurs paramètres et les formations constituant le sous-sol. Les résultats obtenus sont résumés dans des tableaux récapitulatifs joints en annexes du présent rapport.

Les résultats obtenus montrent qu'on a des différents types de formations géologiques rencontrées sur site et sont résumé comme suit :

PARTIE OUEST (Sc 1-2-3-4)

- ✓ Argile rouge à marron peu sableuse, graveleuse..
- ✓ Argile rouge à galets
- ✓ Sable fin.

PARTIE EST (Sc 5-6)

- ✓ Argile peu sableuse, graveleuse
- ✓ Argile versicolore
- ✓ Gneiss altéré
- ✓ Sable argileux.

Ces formations ont donné des caractéristiques physiques et mécaniques distinctes

Argile rouge à marron peu sableuse, graveleuse

D'après les résultats des essais de laboratoires effectués sur cette formation on peut présenter les propriétés suivantes :

- Les densités sèches sont moyennes à élevées et indiquent un sol moyennement dense à dense. Leurs valeurs varient de 1.64 g/cm^3 à 1.83 g/cm^3.
- Les valeurs du degré de saturation varient de 70.96 % à 91.33 %, et montrent que le sol est mouillé à détrempé.
- Un angle de frottement moyen variant de 14.31° à 28.94°.
- La cohésion donne un sol raide à très raide d'une valeur comprise entre 0.51bar à 1.56 bars.
- L'analyse granulométrique montre que le pourcentage des éléments passant à travers le tamis 80µm est supérieur à 50%, indique un Sol fin.

- Les limites d'Atterberg classifient le sol dans les argiles peu plastiques ($17.01\% \leq IP \leq 20.56\%$).
- Le coefficient de gonflement est entre 0.47% à 4.43et indique ainsi un sol non gonflant à peu gonflant.
- L indice de compressibilité $8.13\% \leq Cc \leq 19.02\%$ montre un sol peu à moyennement compressible.

Argile rouge à galets

- La densité est de 1.78 et indique un sol dense.
- La teneur en eau est de 12.72% avec un degré de saturation 66.52% caractérisant un sol mouillé.
- La cohésion est de 1.25bar et désigne un sol très raide.
- Un angle de frottement moyen de 16.57°.
- Le coefficient de gonflement est de 0.74% indiquant ainsi un sol non gonflant.
- L'indice de compressibilité est de5.73% montre un sol peu compressible.

Sable argileux

D'après les résultats des essais de laboratoires effectués sur cette formation on peut présenter les propriétés suivantes :

- Les densités sèches sont élevées et indiquent un sol dense. Leurs valeurs varient de 1.76 g/cm^3 à 1.80 g/cm^3.
- Les teneurs en eau sont de12.49% à 13.64% et le degré de saturation varie de 62.94 % à 73.75 %, et montre que le sol est mouillé.
- L'analyse granulométrique montre que le pourcentage des éléments passant à travers le tamis 80µm est inferieur à 50%, indique un Sol grenu.
- Un angle de frottement est de 25.06°.
- La cohésion donne un sol raide avec une valeur de 0.77 bar.

Argile versicolore

- Les densités sèches sont moyenne et indiquent un sol moyennement dense. Leurs valeurs varient de 1.60 g/cm^3 à 1.71 g/cm^3.
- Les valeurs du degré de saturation varient de 92.67 % à 95.43 %, et montrent que le sol est détrempé.
- L'analyse granulométrique montre que le pourcentage des éléments passant à travers le tamis 80µm est supérieur à 50%, indique un Sol fin.
- Les limites d'Atterberg classifient le sol dans les argiles peu plastiques (IP= 21.06%).
- Un angle de frottement variant de 21.4° à 25.06°.
- La cohésion donne un sol raide à très raide d'une valeur comprise entre 0.91 bar à 1.12 bars.
- Le coefficient de gonflement est de 3.13% à 3.98% et indique ainsi un sol peu gonflant.
- L indice de compressibilité 12.21% ≤Cc ≤ 19.60% montre un sol moyennement compressible.

III. Calcul de fondation

III.1.- Contrainte admissible du sol

a) A partir des résultats des essais de pénétration dynamique

L'examen des coupes de sondages et les courbes de pénétration dynamique permet de conclure que le sol du terrain réservé au projet dénote une résistance considérable à la pointe, caractérisant celui-ci d'une capacité portante appréciable.

L'évaluation de la contrainte admissible est basée sur la relation de Meyerhoff :

$$q_{adm} = \frac{Rp}{F} \quad avec \quad F = 20$$

La résistance dynamique minimale moyenne retenue est de 40 bars, d'où on a aboutit à un taux de travail admissible égal à 2.00 bars.

b) *A partir des résultats des essais de laboratoire*

La contrainte admissible Q_{adm} pour une fondation superficielle à la profondeur D sera calculée d'après l'essai de cisaillement en appliquant la formule de la semelle filante:

$$q_{adm} = [\gamma_h . B / 2.N\gamma + \gamma_h . D (Nq-1) + C . Nc] / F + \gamma_h . D$$

Avec :
B : Largeur de la fondation.
L : Langueur de la fondation.
D : Encastrement de la fondation.
Nγ, Nq, Nc : facteurs de portance en fonction de φ.
γ_h : Densité humide du sol.
C : Cohésion du sol.
F : Coefficient de sécurité = 3.

D'après la formule précédemment citée, on obtient alors la valeur de la contrainte admissible en fonction de l'encastrement.

Les valeurs obtenues sont consignées sur le tableau ci-après :

N° Sondage	Type de fondation	Dimensions B (m)	*Ancrage (m)*	q_{adm} (bars)
Sc 01 3.00-3.20	filante	2	2	3.37
	isolée	2	2	4.48
Sc 01 5.30-5.80	filante	2	2	4.89
	isolée	2	2	5.92
Sc 01 7.70-7.90	filante	2	2	3.61
	isolée	2	2	4.10
Sc 02 2.60-2.80	filante	2	2	4.14
	isolée	2	2	4.59
Sc 02 5.60-6.00	filante	2	2	4.82
	isolée	2	2	5.40
Sc 03 1.60-2.00	filante	2	2	8.55
	isolée	2	2	9.79

N° Sondage	Type de fondation	Dimensions B (m)	*Ancrage (m)*	q_{adm} (bars)
Sc 03 3.50-4.00	filante	2	2	8.91
	isolée	2	2	10.15
Sc 03 5.30-6.00	filante	2	2	6.44
	isolée	2	2	7.31
Sc 04 4.10-4.60	filante	2	2	14.28
	isolée	2	2	16.06
SC5 4.50-4.80	filante	2	2	7.85
	isolée	2	2	8.68
SC6 3.00-3.30	filante	2	2	8.77
	isolée	2	2	9.77
SC6 4.70-5.00	filante	2	2	7.64
	isolée	2	2	8.63

III.2.- Tassements absolus du sol

A) A partir des résultats des essais de laboratoire

Le tassement de consolidation du sol a été calculé par la méthode des tranches en utilisant la formule suivante :

$$\Delta H = \sum_{i=1}^{i=n} \Delta Hi = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\Delta e}{1+eo} Hi$$

Avec :

ΔH : tassement total ;

ΔHi : tassement de la couche considérée « i » ;

Δe : variation de l'indice des vides ;

eo : indice des vides initial ;

Hi : épaisseur de la couche considérée « i ».

Les valeurs obtenues sont mentionnées sur le tableau ci- après :

N° Sondage	Type de fondation	Ancrage (D/m)	Largeur de la fondation (B/m)	q_{adm} (bars)	Tassement (cm)
Sc 1	Filante	D= 2.00	2.00	2.00	3.12
Sc 2	Filante	D= 2.00	2.00	2.00	5.03
Sc 3	Filante	D= 2.00	2.00	2.00	4.11
Sc 4	Filante	D= 2.00	2.00	2.00	6.19
Sc6	Filante	D= 2.00	2.00	2.00	7.30
Sc6	Filante	D= 2.00	2.00	2.00	5.51

VI/- CONCLUSION GENERALE

Compte tenu des reconnaissances effectuées, des résultats obtenus et de la nature des ouvrages projetés.

- Des fondations superficielles de type semelle isolée ou filante selon la descente de charge appliquer.
- La contrainte admissible est de 2.00 bars.
- L'ancrage des fondations serait à 2.00 m par rapport à la cote du terrain naturel pour les sondages SC1, SC2, SC3, SC4 et l'ancrage serait à 3.00 m pour les sondages SC5 et SC6.
  - D'après le document officiel (RPA 99 REV.2003) règles parasismiques algériennes (RPA 99 Version 2003) la wilaya de Boumerdes classée dans la zone sismique III. zones à forte sismicité.
- Ne tolérer aucune stagnation des eaux au niveau des fondations de l'ouvrage ;
- Eviter les terrassements anarchiques lors l'ouverture des fouilles.
- Procéder au coulage du béton rapidement après l'ouverture des fouilles des fondations.

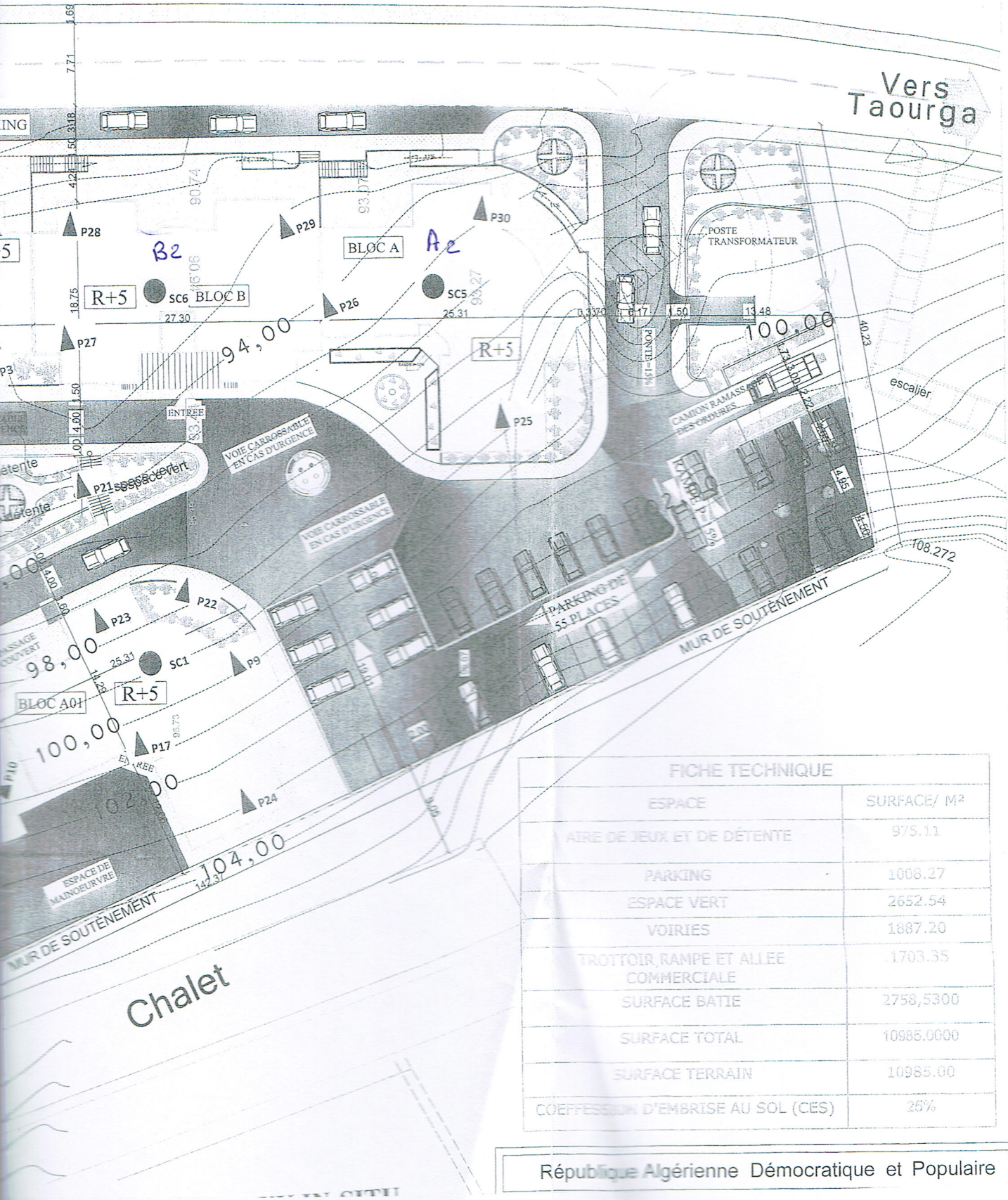
L' INGENIEUR CHARGE DE SUIVI

LE GERANT

Le Gérant
BOULEKHBOUR Mohamed

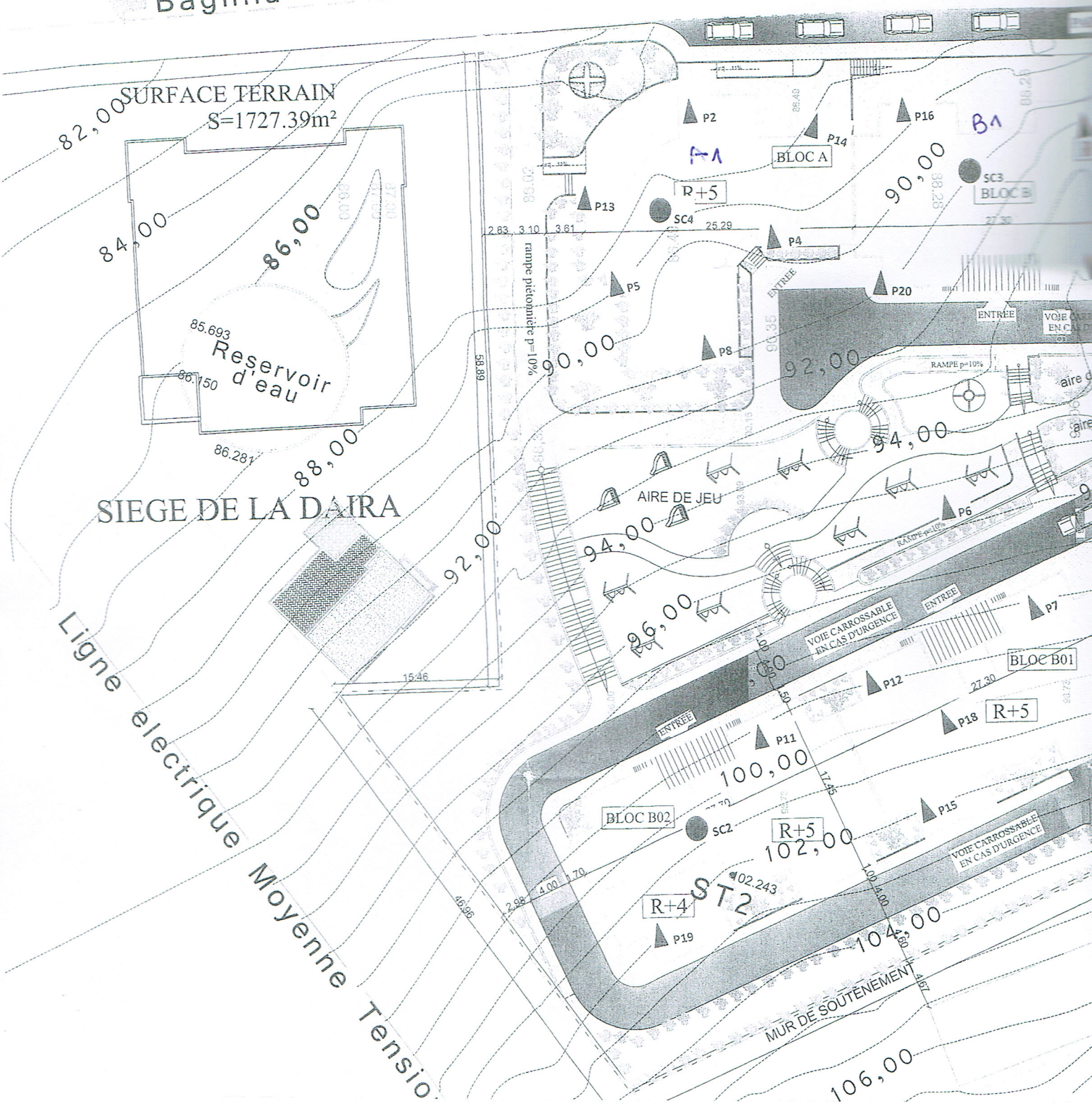
ANNEXES

N DE MASSE



FICHE TECHNIQUE	
ESPACE	SURFACE/ M²
AIRE DE JEUX ET DE DÉTENTE	975.11
PARKING	1008.27
ESPACE VERT	2652.54
VOIRIES	1887.20
TROTTOIR,RAMPE ET ALLEE COMMERCIALE	1703.35
SURFACE BATIE	2758,5300
SURFACE TOTAL	10985.0000
SURFACE TERRAIN	10985.00
COEFFESSION D'EMBRISE AU SOL (CES)	25%

République Algérienne Démocratique et Populaire


PLA
CHEMIN COMMUNAL
Vers Centre Baghlia
SURFACE TERRAIN
S=1727.39m²
82,00
84,00
86,00
88,00
92,00
85.693
Reservoir d'eau
86.150
86.281
SIEGE DE LA DAIRA
Ligne electrique Moyenne Tensio
P2
P14
P16
BLOC A
R+5
SC3
BLOC B
P13
SC4
25.29
P4
P5
P8
90,00
rampe piétonnière p=10%
58.89
P20
ENTREE
VOIE CARROSSABLE EN CAS D'URGENCE
92,00
RAMPE p=10%
94,00
AIRE DE JEU
P6
96,00
P7
BLOC B01
P12
27.30
P18
R+5
P11
100,00
BLOC B02
SC2
R+5
102,00
P15
R+4
ST2
102.243
P19
104,00
MUR DE SOUTENEMENT
106,00
15.46
46.96

N° Sondage		SC1			SC2		SC03		
Profondeur (m)		3.00-3.20	5.30-5.80	7.70-7.90	2.60-2.80	5.60-6.00	1.50-2.00	3.50-4.00	5.30-6.00
Densité sèche γ_d (g/cm^3)		1.71	1.83	1.83	1.77	1.82	1.79	1.79	1.75
Densité humide γ_h (g/cm^3)		2.02	2.07	2.12	2.02	2.09	2.10	2.03	2.02
Teneur en eau W (%)		18.49	12.99	15.82	14.24	15.20	17.33	13.41	15.72
Degré de Saturation Sr (%)		85.84	74.10	90.09	73.04	84.46	91.33	70.96	77.65
Granulométrie	< 80µ (%)	77	75	78	-	-	74	72	70
Limite de plasticité WP (%)		15.27	15.93	16.17	13.53	14.33	12.27	12.67	18.07
Limite de liquidité WL (%)		32.28	34.85	36.73	31.29	33.4	29.3	31.78	38.1
Indice de plasticité IP (%)		17.01	18.92	20.56	17.76	19.07	17.03	19.11	20.03
Cisaillement Rectiligne (UU)	C (bars)	0.65	1.47	0.91	0.51	0.77	1.56	1.09	0.94
	φ (°)	16.57	14.31	17.69	20.93	18.78	18.8	16.73	20.93
Essai Oedométrique	Pc (Bars)	2.71	2.17					0.81	1.25
	Cc (%)	18.55	19.02					8.13	8.53
	Cg (%)	0.47	4.43					1.41	1.14

N° Sondage		SC4			SC5	SC06		
Profondeur (m)		2.00-2.20	4.10-4.60	6.00-6.20	4.50-4.80	3.00-3.30	4.70-5.00	8.20-8.50
Densité sèche γ_d (g/cm^3)		1.64	1.78	1.78	1.80	1.60	1.71	1.76
Densité humide γ_h (g/cm^3)		1.93	2.04	2.01	2.05	1.99	2.05	1.98
Teneur en eau W (%)		17.74	14.18	12.72	13.64	24.52	20.01	12.49
Degré de Saturation Sr (%)		73.79	74.37	66.52	73.75	95.43	92.67	62.94
Granulométrie	< 80µ (%)				40		88	
Limite de plasticité WP (%)							17.97	
Limite de liquidité WL (%)							39.03	
Indice de plasticité IP (%)							21.06	
Cisaillement Rectiligne (UU)	C (bars)		1.16	1.25	0.77	0.91	1.12	
	φ (°)		28.94	16.57	25.06	25.06	21.4	
Essai Oedométrique	Pc (Bars)		1.38	1.04		2.21	2.23	
	Cc (%)		10.06	5.73		19.60	12.21	
	Cg (%)		0.67	0.74		3.98	3.13	

GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: SC 01

ETUDE : 150 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS A BAGHLIA.
LIEU : BAGHLIA
CLIENT : OPGI BOUMERDES.

DATE DEBUT :
DATE FIN :
NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 15 ML
COORDONNEES : X = Y =
Z =

BOUE DE FORAGE :
TYPE FORAGE :
TYPE DE MACHINE :

Prof (m)	Récupération (0 25 50 75 100)	S.P.T	R.Q.D	ϕ Tub	ϕ Carottier	Echant	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION
0,0									Terre végétale.
									0,40
1,0									argile rouge à marron ,sableuse,graveleuse avec présence de galets.
2,0									
3,0									
4,0									
5,0									
6,0									
7,0									
8,0									8,00
9,0									argile rouge à galets
10,0									
11,0									11,00
12,0									passage graveleux caillouteux.à ciment argileux.
13,0									13,00
14,0									sable fin.
15,0									15,00
16,0									
17,0									
18,0									
19,0									
20,0									

Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: Sc 02

ETUDE : 150 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS A BAGHLIA.
LIEU : BAGHLIA
CLIENT : OPGI BOUMERDES.

DATE DEBUT :
DATE FIN :
NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 15 ML
COORDONNEES : X = Y =
Z =

BOUE DE FORAGE :
TYPE FORAGE :
TYPE DE MACHINE :

Prof (m)	Récupération (0 25 50 75 100)	S.P.T	R.Q.D	ϕ Tub	ϕ Carottier	Echant	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION
0,0									terre végétale.
0,30									
1,0 – 8,0									argile peu sableuse,graveleuse, présence de galets.
8,20									
9,0 – 10,0									argile rouge à galets.
10,70									
11,0 – 12,0									passage graveleux caillouteux à ciment argile
12,80									
13,0 – 15,0									sable fin.
15,00									
16,0 – 20,0									

Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: Sc3

ETUDE : 150 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS A BAGHLIA.
LIEU : BAGHLIA
CLIENT : OPGI BOUMERDES.

DATE DEBUT :
DATE FIN :
NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML
COORDONNEES : X = Y =
Z =

BOUE DE FORAGE :
TYPE FORAGE :
TYPE DE MACHINE :

Prof (m)	Récupération (0 25 50 75 100)	S.P.T	R.Q.D	ϕ Tub	ϕ Carottier	Echant	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION
0,5									TV
1,0									0,40
1,5									
2,0									
2,5									
3,0									Argile peu graveleuse,peu sableuse,peu carbonatée.
3,5									
4,0									
4,5									
5,0									
5,5									
6,0									6,00
6,5									
7,0									
7,5									
8,0									Argile rouge à galets.
8,5									
9,0									
9,5									
10,0									10,00

Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT DE FORAGE — Sondage N°: SC 04

ETUDE : 150 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS A BAGHLIA.
LIEU : BAGHLIA
CLIENT : OPGI BOUMERDES.

DATE DEBUT :
DATE FIN :
NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML
COORDONNEES : X = Y =
Z =

BOUE DE FORAGE :
TYPE FORAGE :
TYPE DE MACHINE :

Prof (m)	Récupération (0 25 50 75 100)	S.P.T	R.Q.D	ϕ Tub	ϕ Carottier	Echant	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION
0,5									TERRE VEGETALE.
1,0									
1,5									
2,0									
2,5									Argile peu graveleuse ,peu sableuse ,présence de galets.
3,0									
3,5									
4,0									
4,5									
5,0									5,00
5,5									
6,0									
6,5									
7,0									argile rouge à galets.
7,5									
8,0									
8,5									
9,0									
9,5									
10,0									10,00

Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: Sc5

ETUDE : 150 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS A BAGHLIA.
LIEU : BAGHLIA
CLIENT : OPGI BOUMERDES.

DATE DEBUT :
DATE FIN :
NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML
COORDONNEES : X = Y =
Z =

BOUE DE FORAGE :
TYPE FORAGE :
TYPE DE MACHINE :

Prof (m)	Récupération (0 25 50 75 100)	S.P.T	R.Q.D	ϕ Tub	ϕ Carottier	Echant	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION
0,5 – 2,5									Argile brune foncée,graveleuse caillouteuse,peu sableuse.
2,50									
3,0 – 3,5									Argile sableuse graveleuse beige à brune.
4,00									
4,0 – 4,5									Gneiss fortement altéré
4,50									
4,5 – 5,0									Sable beige rouge peu argileux.
5,00									
5,5 – 6,5									Argile versicolore (beige et grise)
7,00									
7,0 – 7,5									Argile beige graveleuse
8,00									
8,0 – 10,0									Argile gneissique
10,00									

Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: Sc6

ETUDE : 150 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS A BAGHLIA.
LIEU : BAGHLIA
CLIENT : OPGI BOUMERDES.

DATE DEBUT :
DATE FIN :
NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML
COORDONNEES : X = Y =
Z =

BOUE DE FORAGE :
TYPE FORAGE :
TYPE DE MACHINE :

Prof (m)	Récupération (0 25 50 75 100)	S.P.T	R.Q.D	ϕ Tub	ϕ Carottier	Echant	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION
0,5									Remblai
1,0									
1,5									Argile brune à beige,graveleuse.
2,0									
2,5									Argile versicolore(beige et grise),peu sableuse
3,0									
3,5									
4,0									
4,5									Argile peu sableuse beige à rouge.
5,0									
5,5									Argile beige à graveleuse.
6,0									
6,5									
7,0									Gneiss fortement altéré
7,5									
8,0									Sable argileux rouge à beige.
8,5									
9,0									Argile grèseuse rouge ôcre
9,5									
10,0									

0,50
2,10
4,00
5,00
6,50
7,50
8,50
10,00

Programme: Soltests 2007 ©

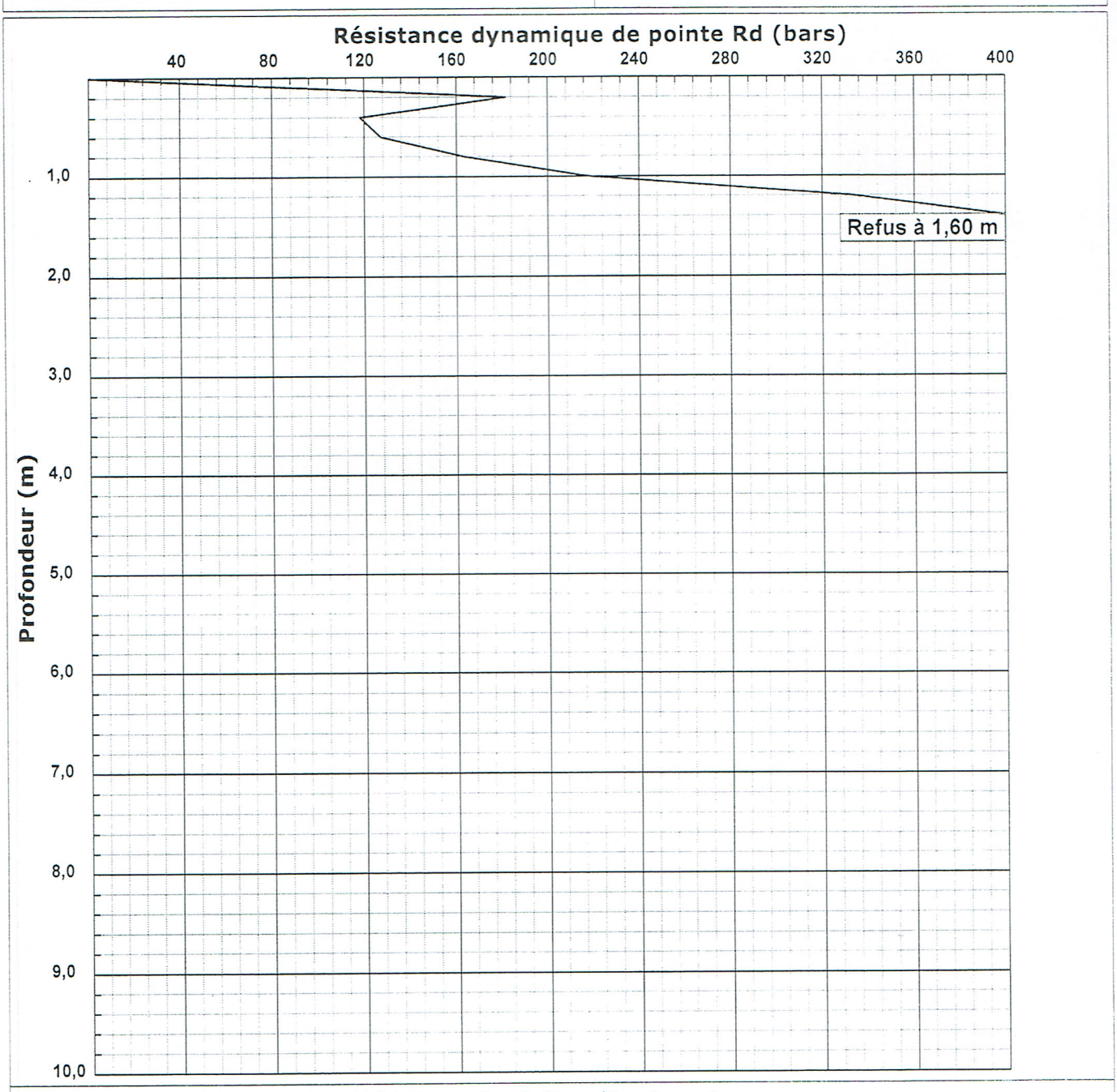
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BEGHLIA
N°DOSSIER :
LIEU : BEGHLIA W-BOUMERDES
CLIENT : OPGI BOUMERDES
DATE ESSAIS : 2012

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P-01



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme: Soltests 2007 ©

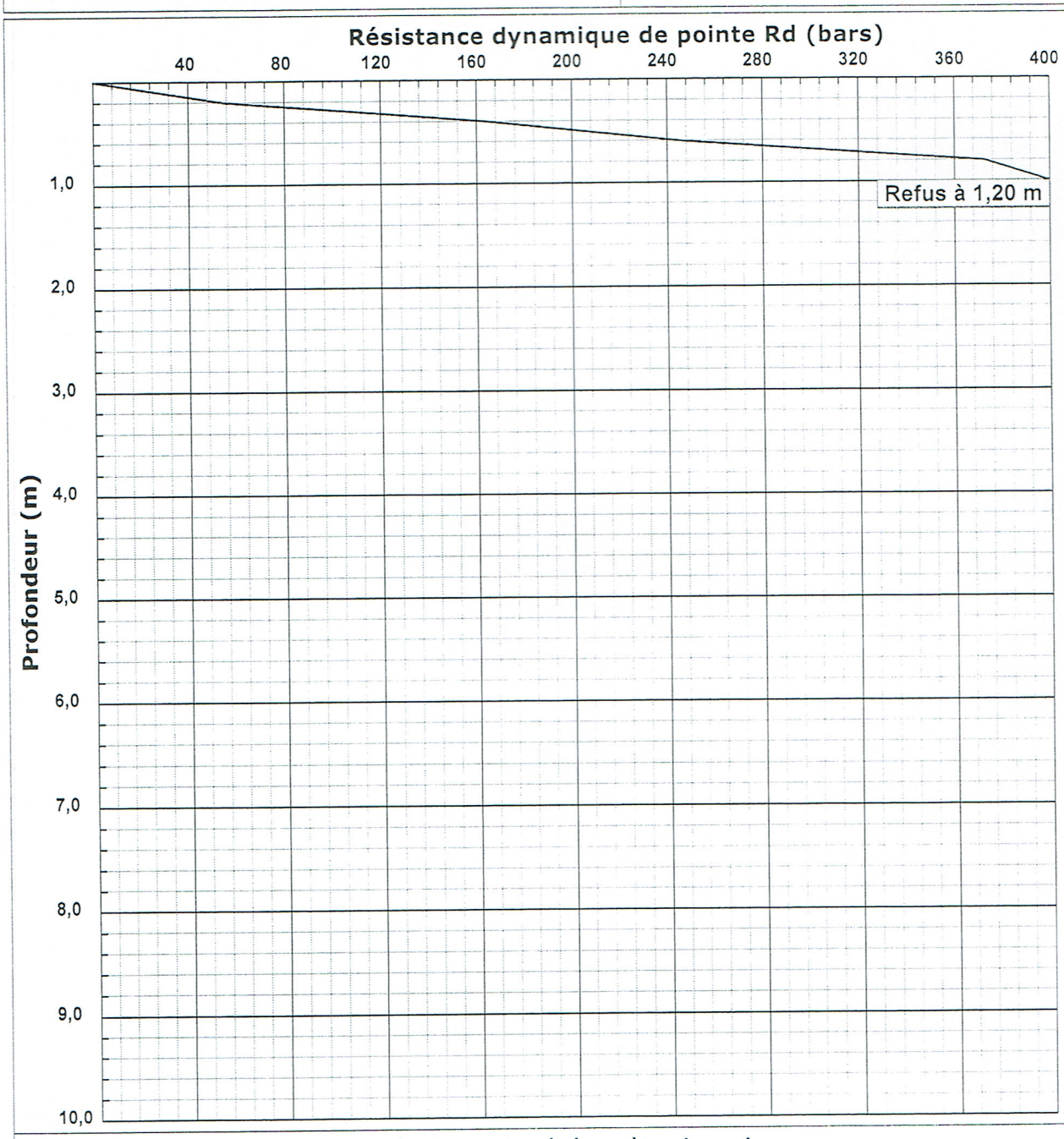
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BEGHLIA
N°DOSSIER :
LIEU : BEGHLIA W-BOUMERDES
CLIENT : OPGI BOUMERDES
DATE ESSAIS : 2012

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P-02



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme: Soltests 2007 ©

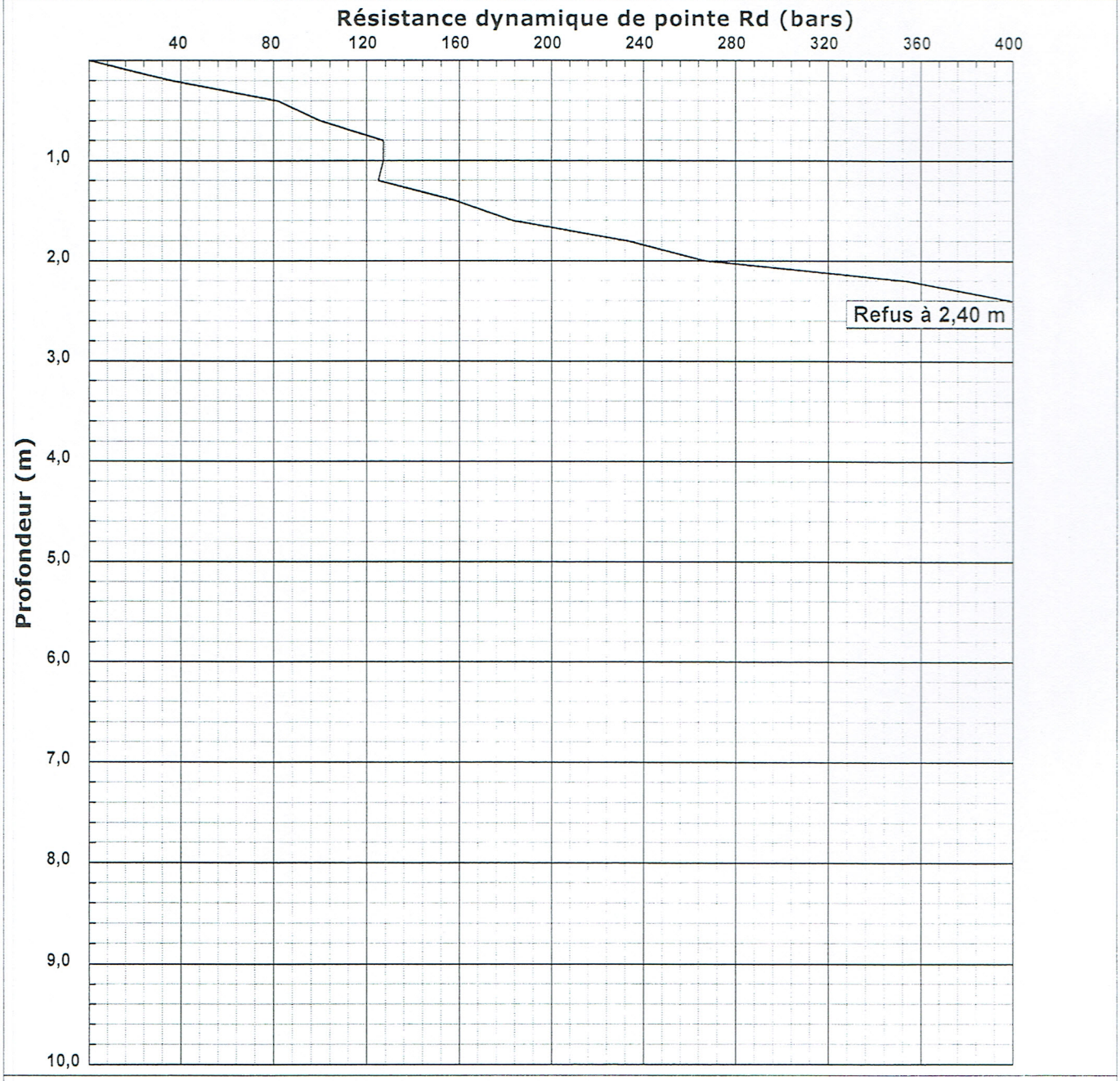
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BEGHLIA
N°DOSSIER :
LIEU : BEGHLIA W-BOUMERDES
CLIENT : OPGI BOUMERDES
DATE ESSAIS : 2012

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P-03



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme: Soltests 2007 ©

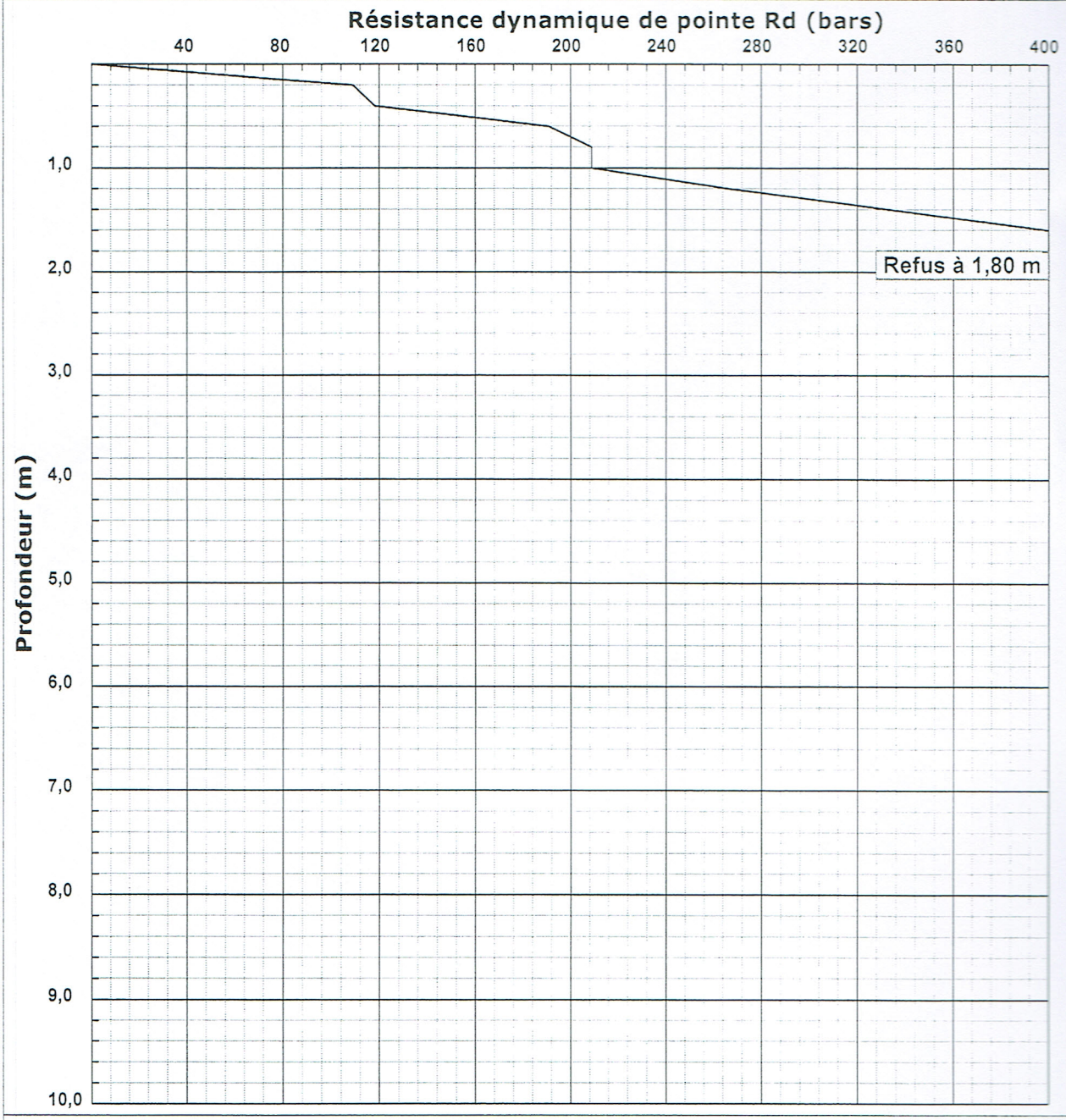
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BEGHLIA
N°DOSSIER :
LIEU : BEGHLIA W-BOUMERDES
CLIENT : OPGI BOUMERDES
DATE ESSAIS : 2012

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P-04



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

Programme: Soltests 2007 ©

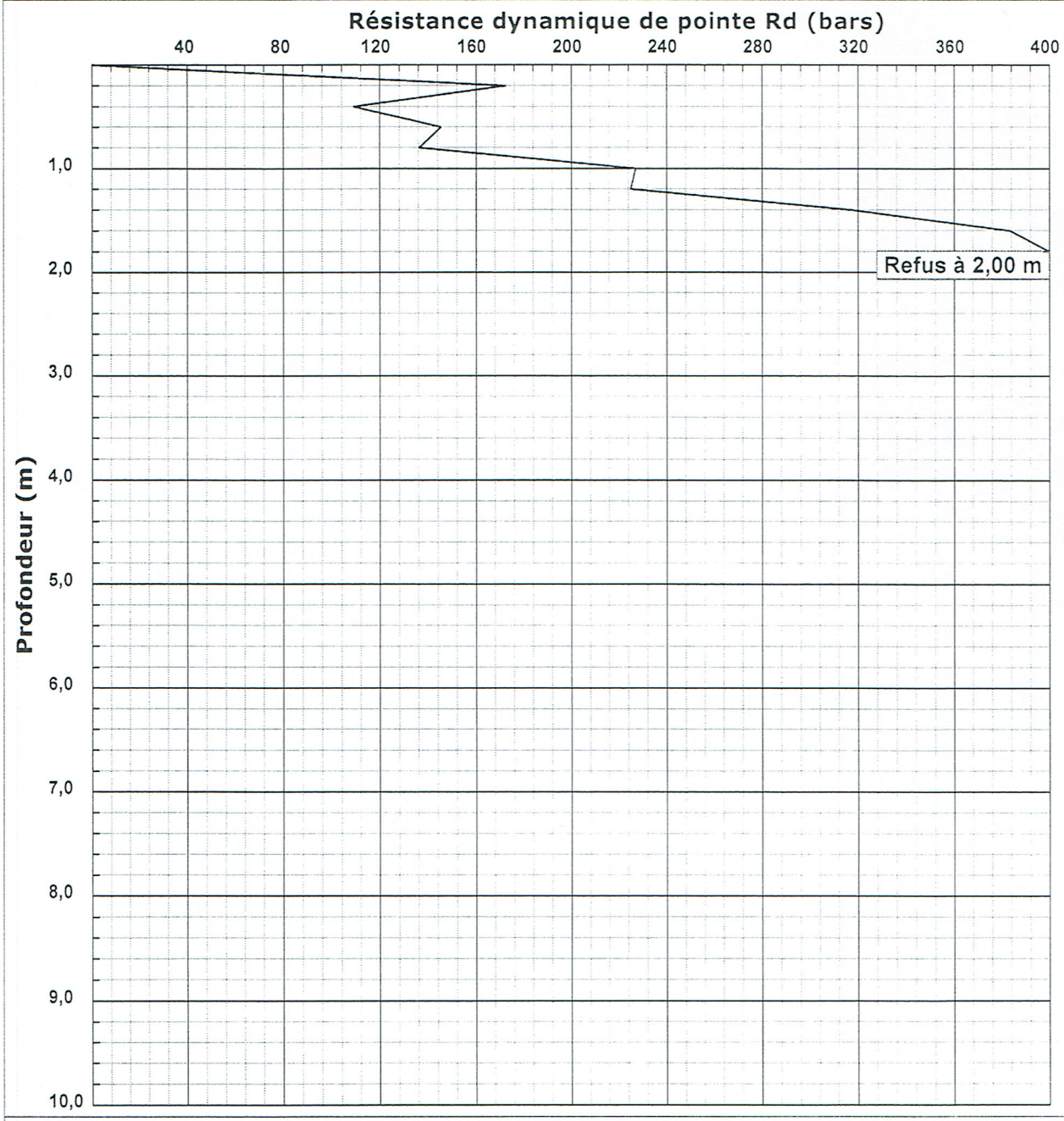
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BEGHLIA
N°DOSSIER :
LIEU : BEGHLIA W-BOUMERDES
CLIENT : OPGI BOUMERDES
DATE ESSAIS : 2012

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P-05



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme: Soltests 2007 ©

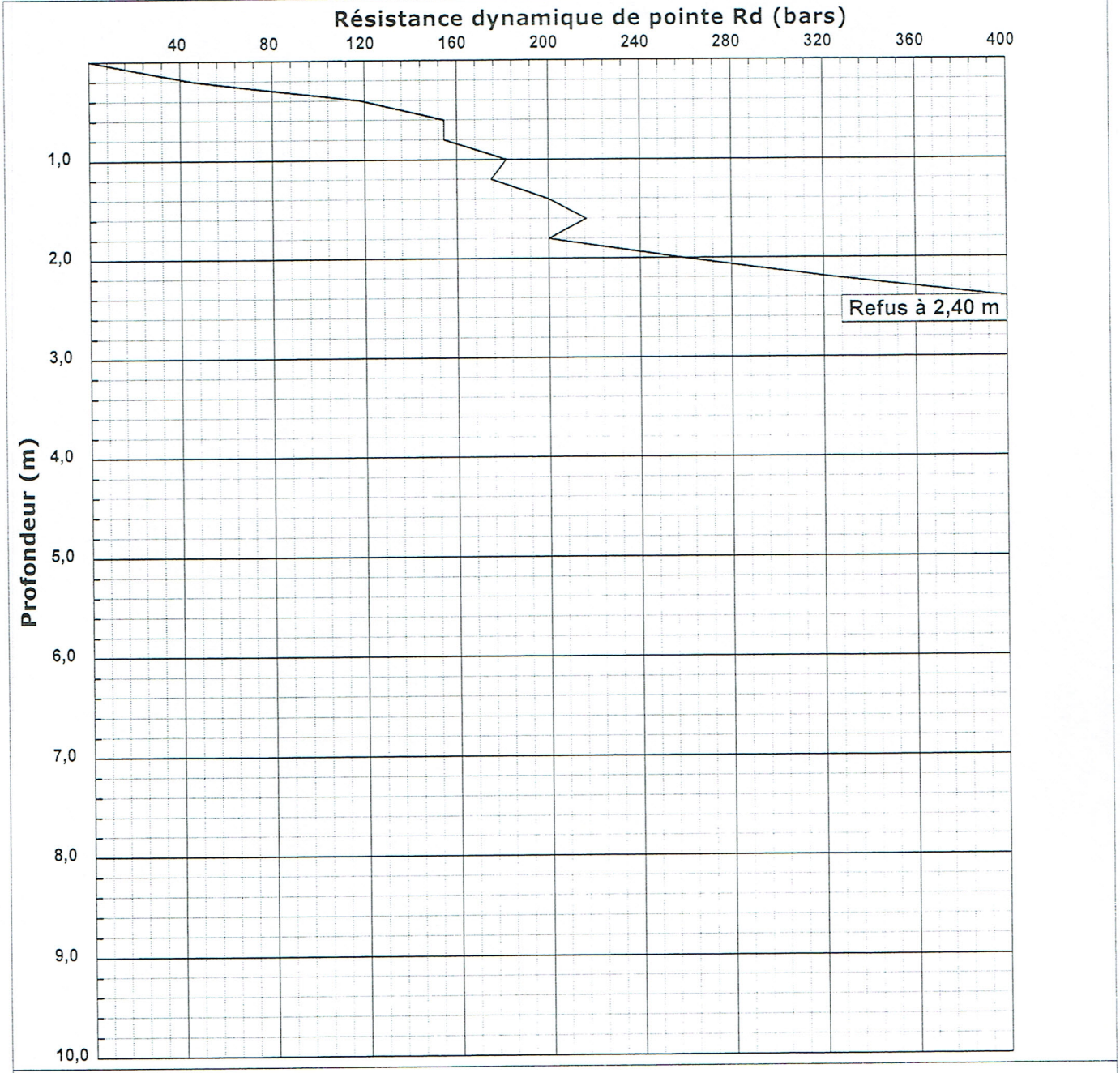
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BEGHLIA
N°DOSSIER :
LIEU : BEGHLIA W-BOUMERDES
CLIENT : OPGI BOUMERDES
DATE ESSAIS : 2012

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P-06



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme: Soltests 2007 ©

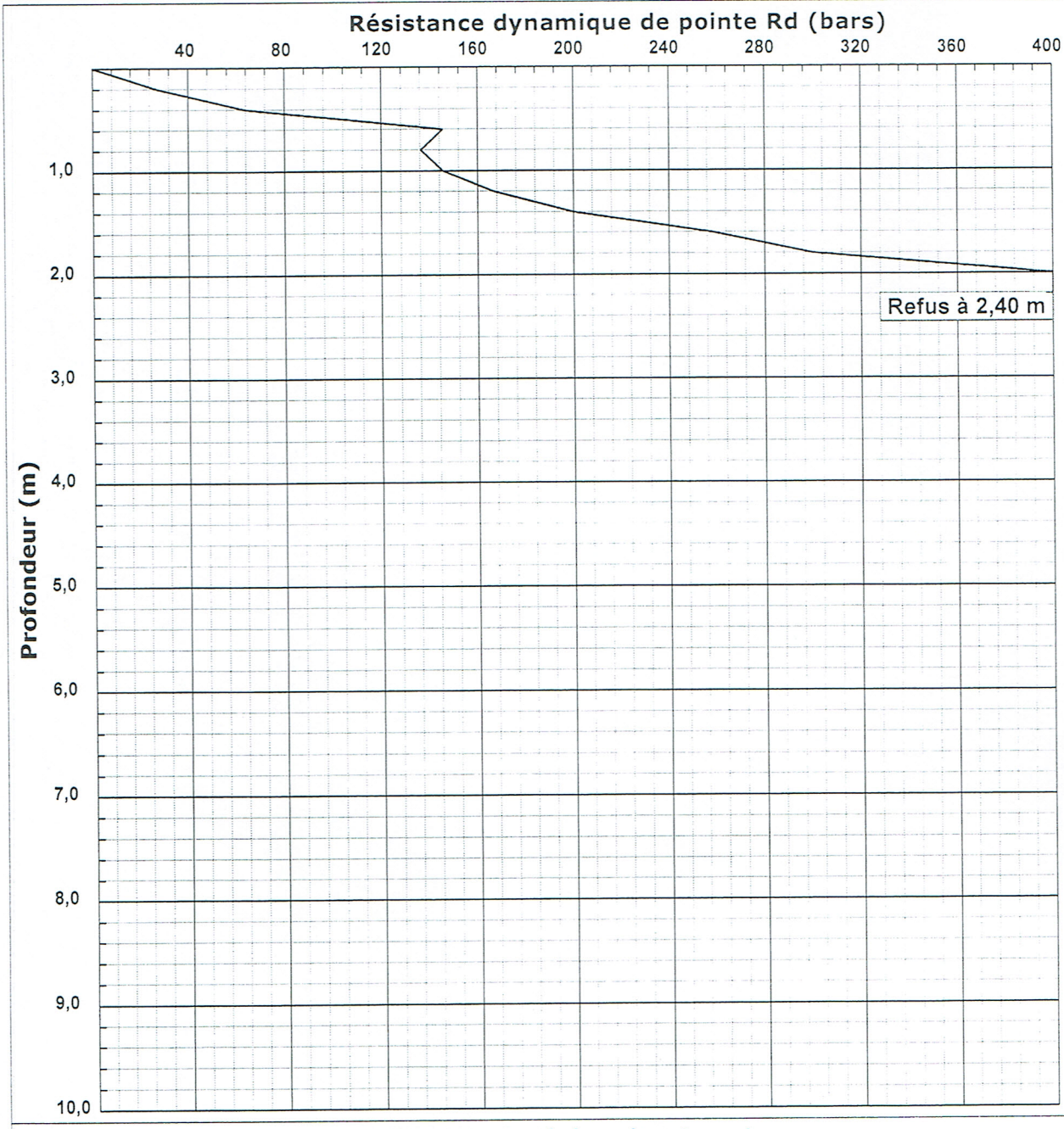
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BEGHLIA
N°DOSSIER :
LIEU : BEGHLIA W-BOUMERDES
CLIENT : OPGI BOUMERDES
DATE ESSAIS : 2012

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P-07



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme: Soltests 2007 ©

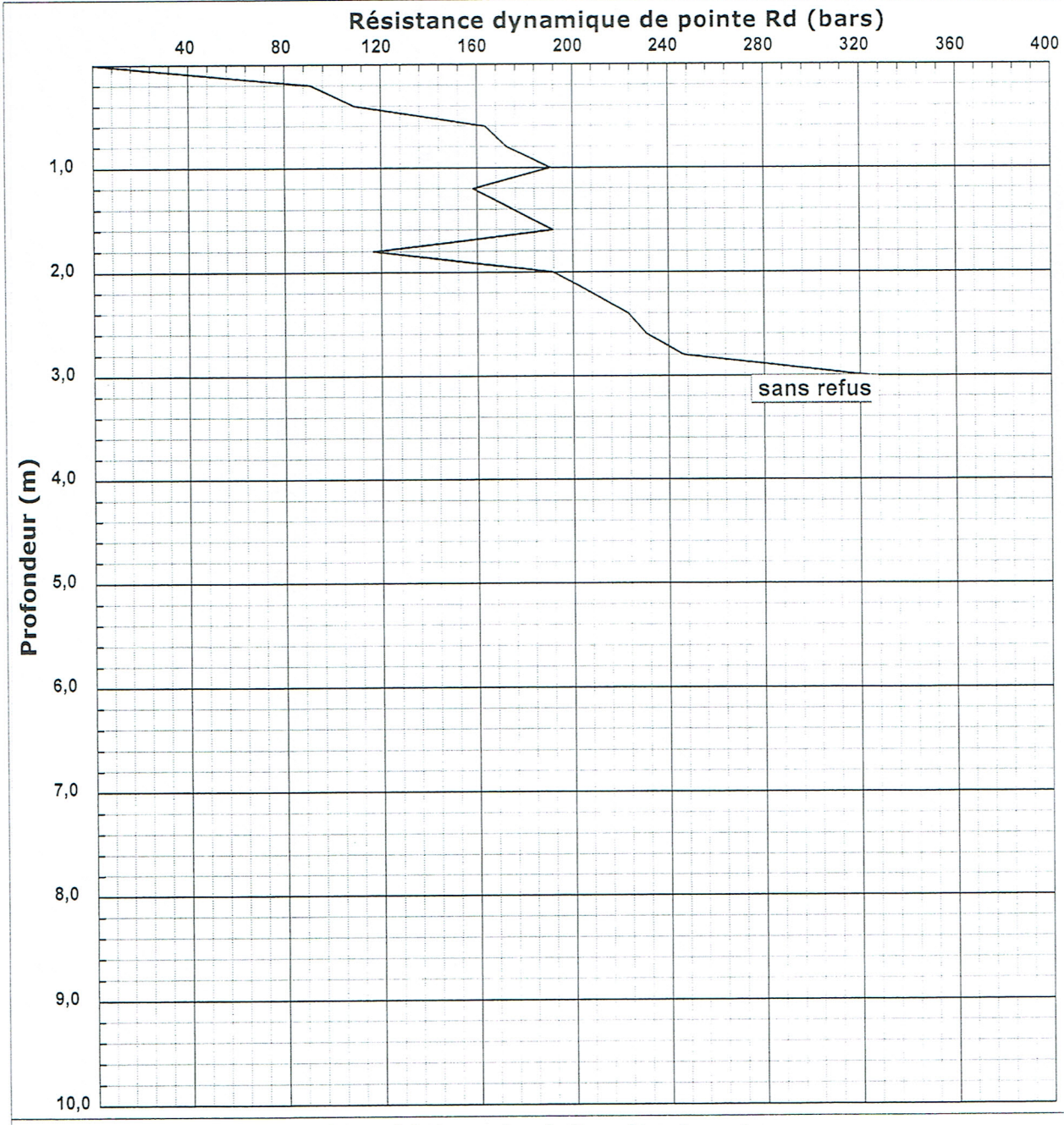
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BEGHLIA
N°DOSSIER :
LIEU : BEGHLIA W-BOUMERDES
CLIENT : OPGI BOUMERDES
DATE ESSAIS : 2012

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P-08



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme: Soltests 2007 ©

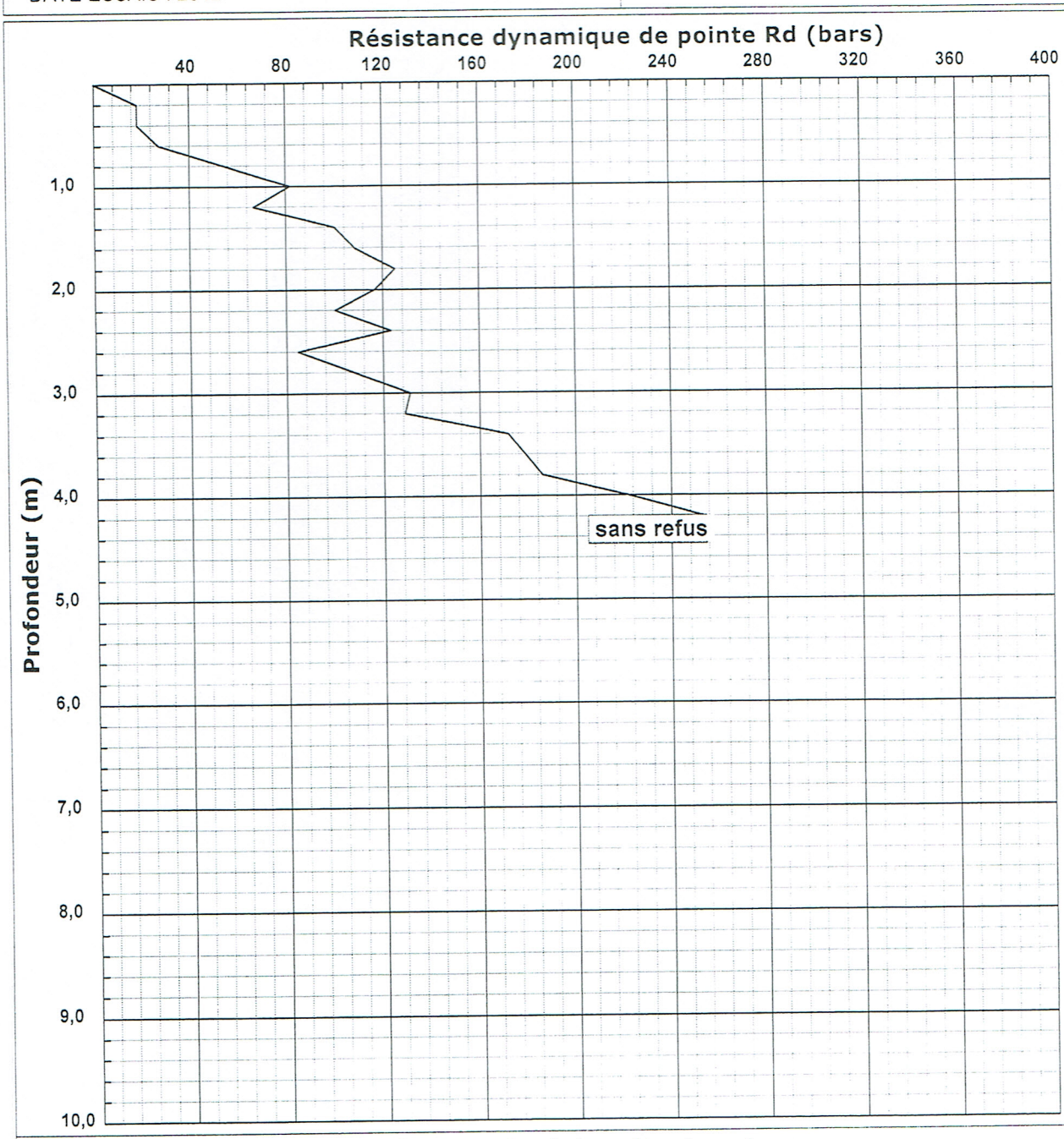
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BEGHLIA
N°DOSSIER :
LIEU : BEGHLIA W-BOUMERDES
CLIENT : OPGI BOUMERDES
DATE ESSAIS : 2012

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P-09



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme: Soltests 2007 ©

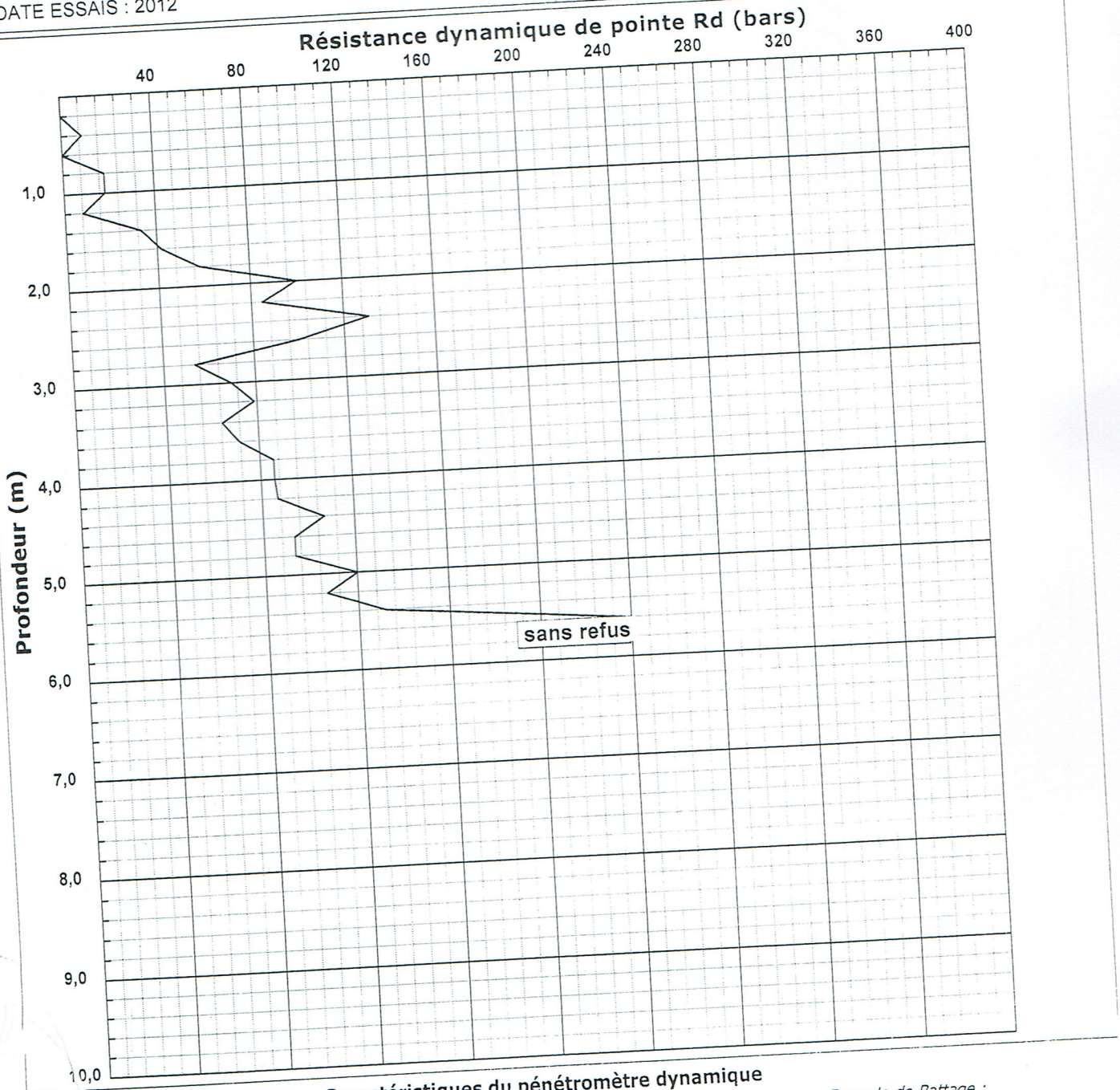
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BEGHLIA
N°DOSSIER :
LIEU : BEGHLIA W-BOUMERDES
CLIENT : OPGI BOUMERDES
DATE ESSAIS : 2012

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P-10



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme: Sola[illegible]

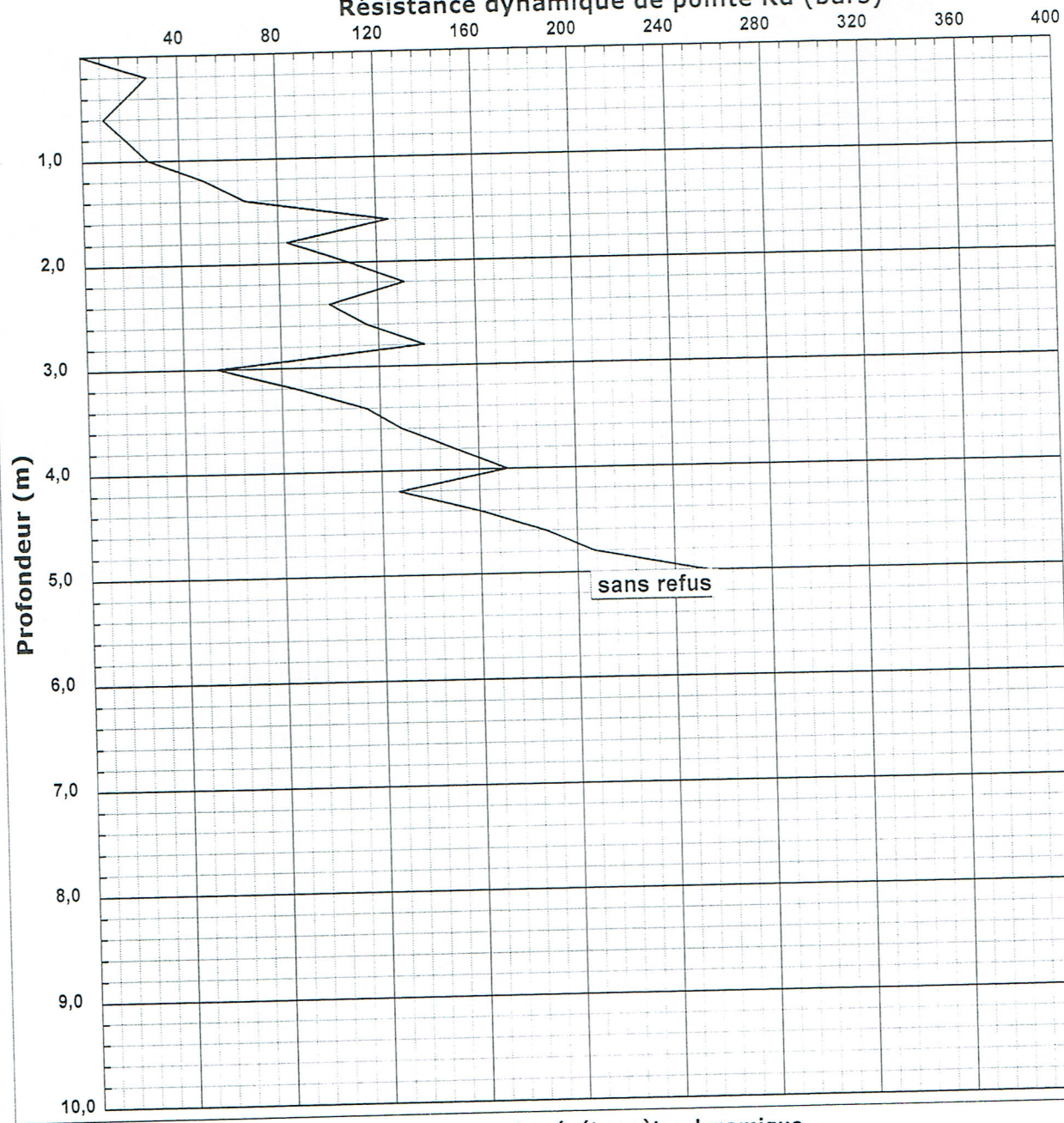
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BEGHLIA
N°DOSSIER :
LIEU : BEGHLIA W-BOUMERDES
CLIENT : OPGI BOUMERDES
DATE ESSAIS : 2012

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P-11



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme: Soltests 2007 ©

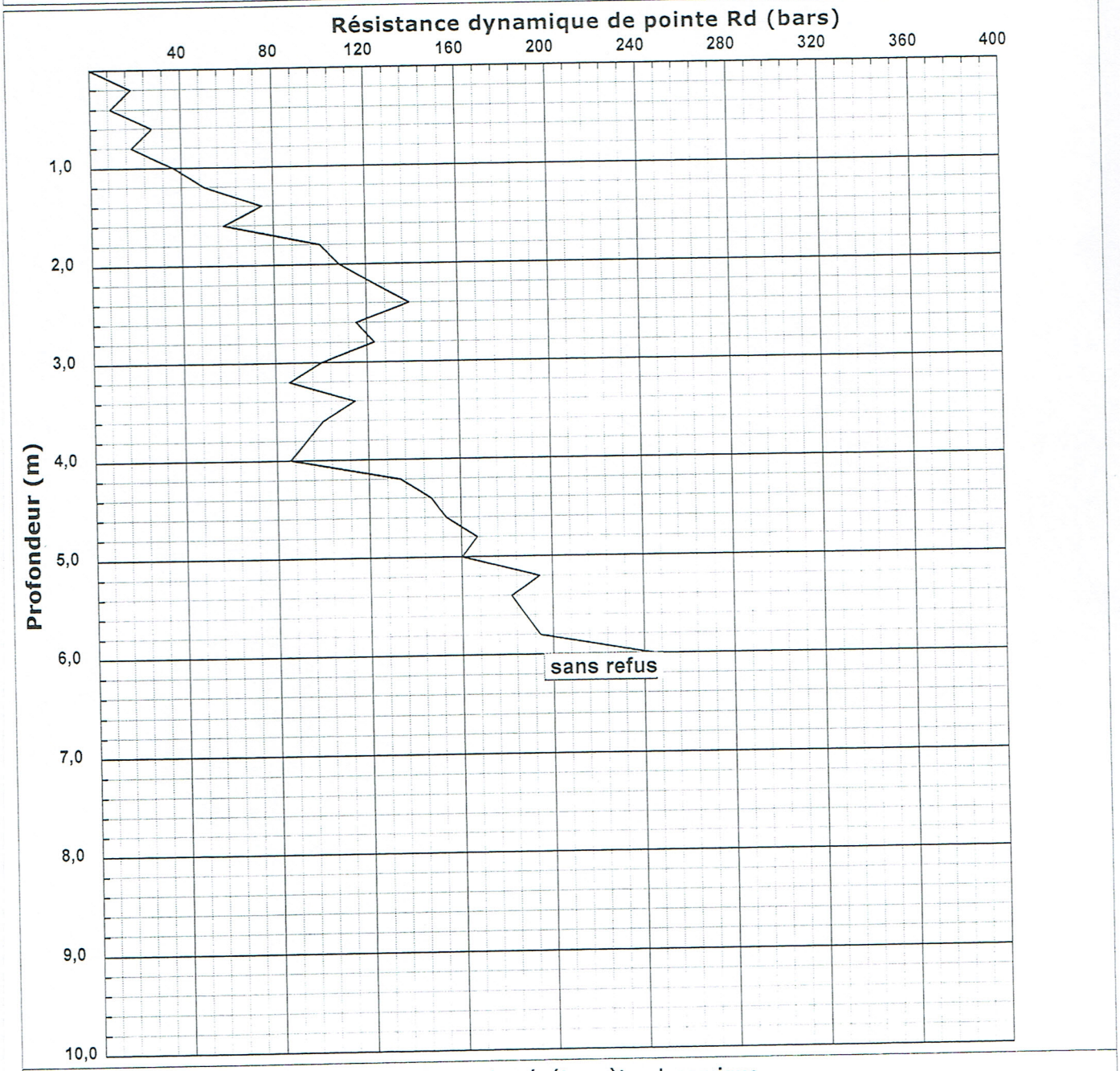
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BEGHLIA
N°DOSSIER :
LIEU : BEGHLIA W-BOUMERDES
CLIENT : OPGI BOUMERDES
DATE ESSAIS : 2012

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P-12



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

Programme: Soltests 2007 ©

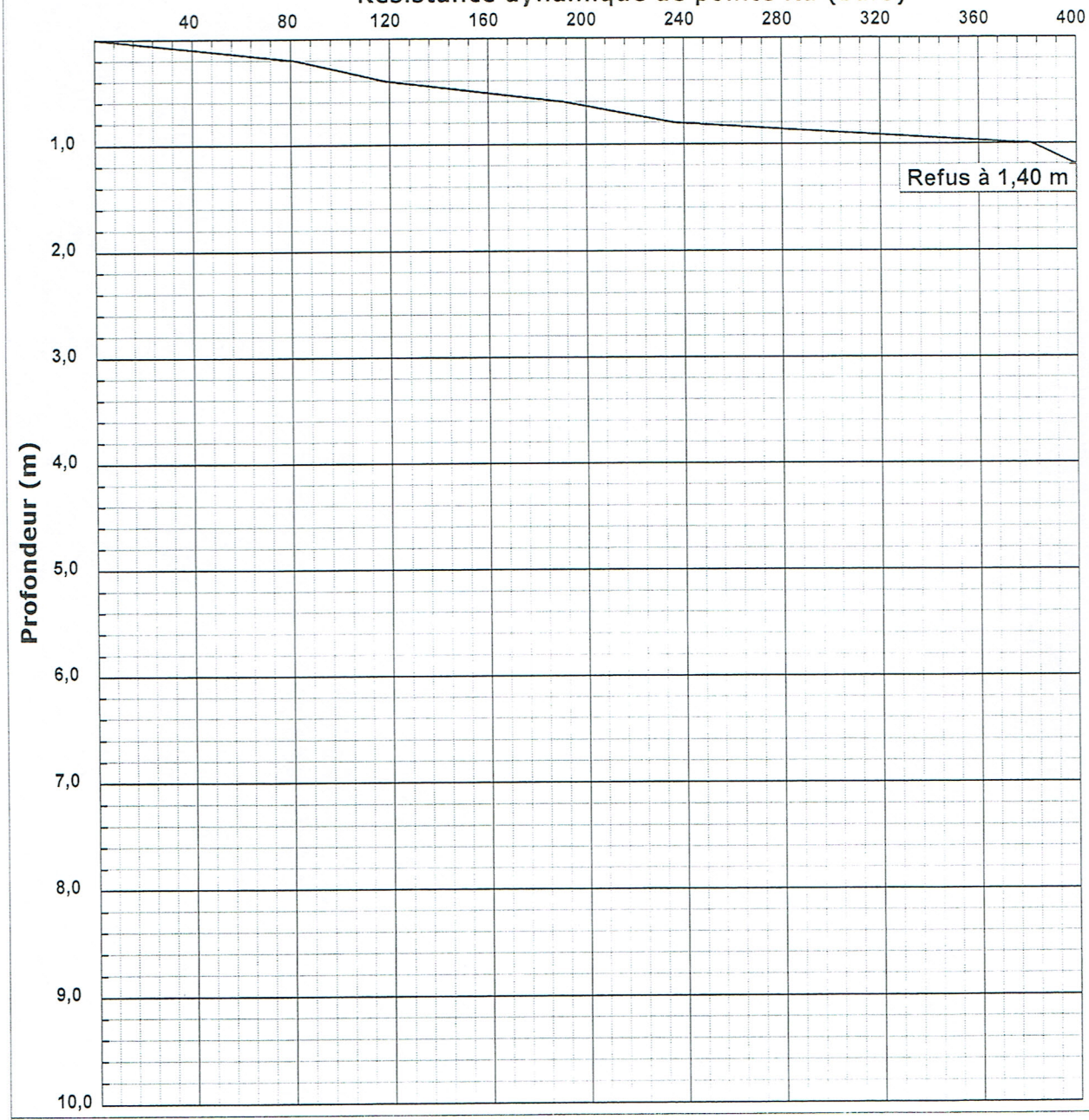
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BEGHLIA
N°DOSSIER :
LIEU : BEGHLIA W-BOUMERDES
CLIENT : OPGI BOUMERDES
DATE ESSAIS : 2012

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P-13



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme: Soltests 2007 ©

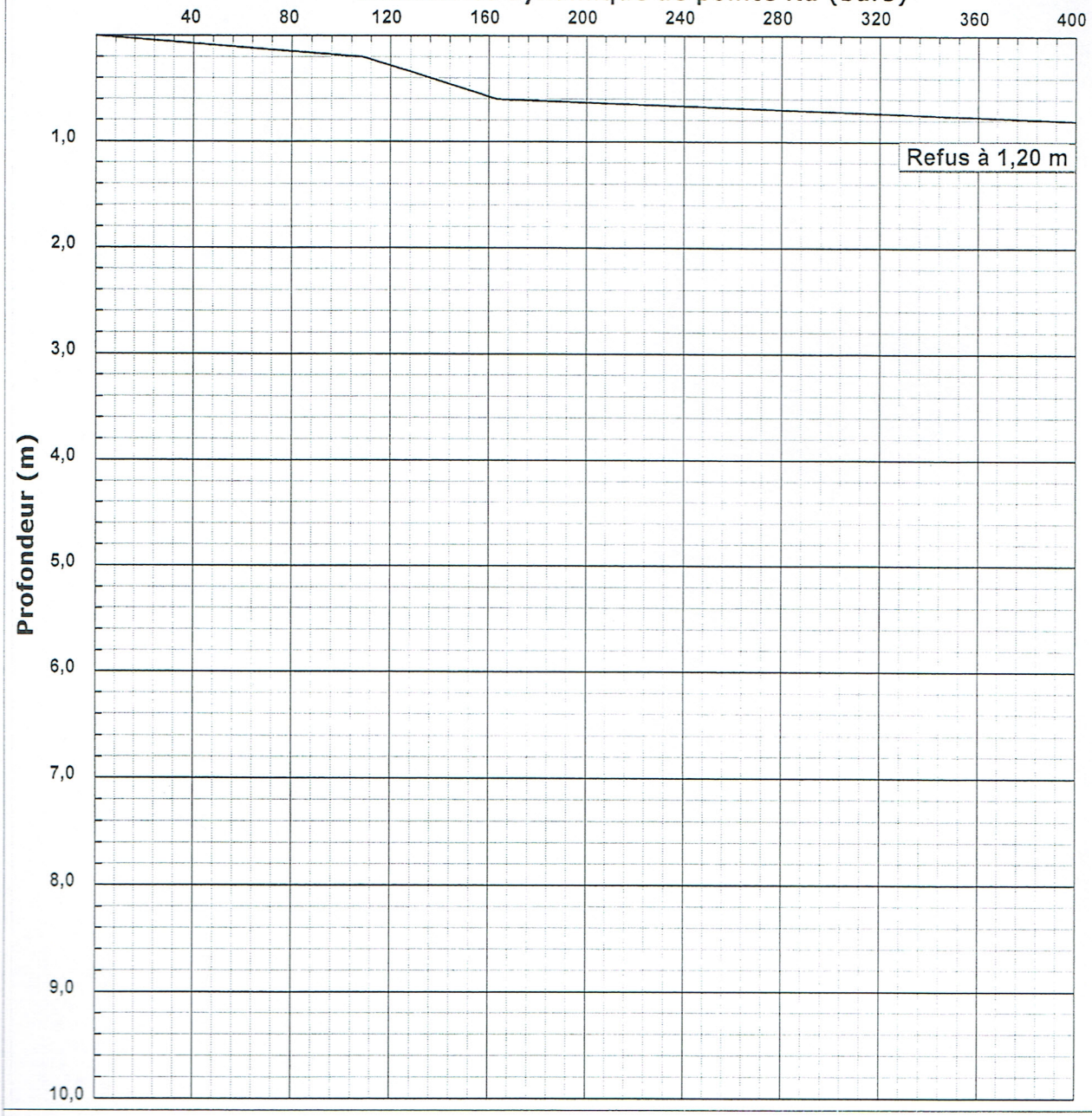
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BEGHLIA
N°DOSSIER :
LIEU : BEGHLIA W-BOUMERDES
CLIENT : OPGI BOUMERDES
DATE ESSAIS : 2012

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P-14



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme: Soltests 2007 ©

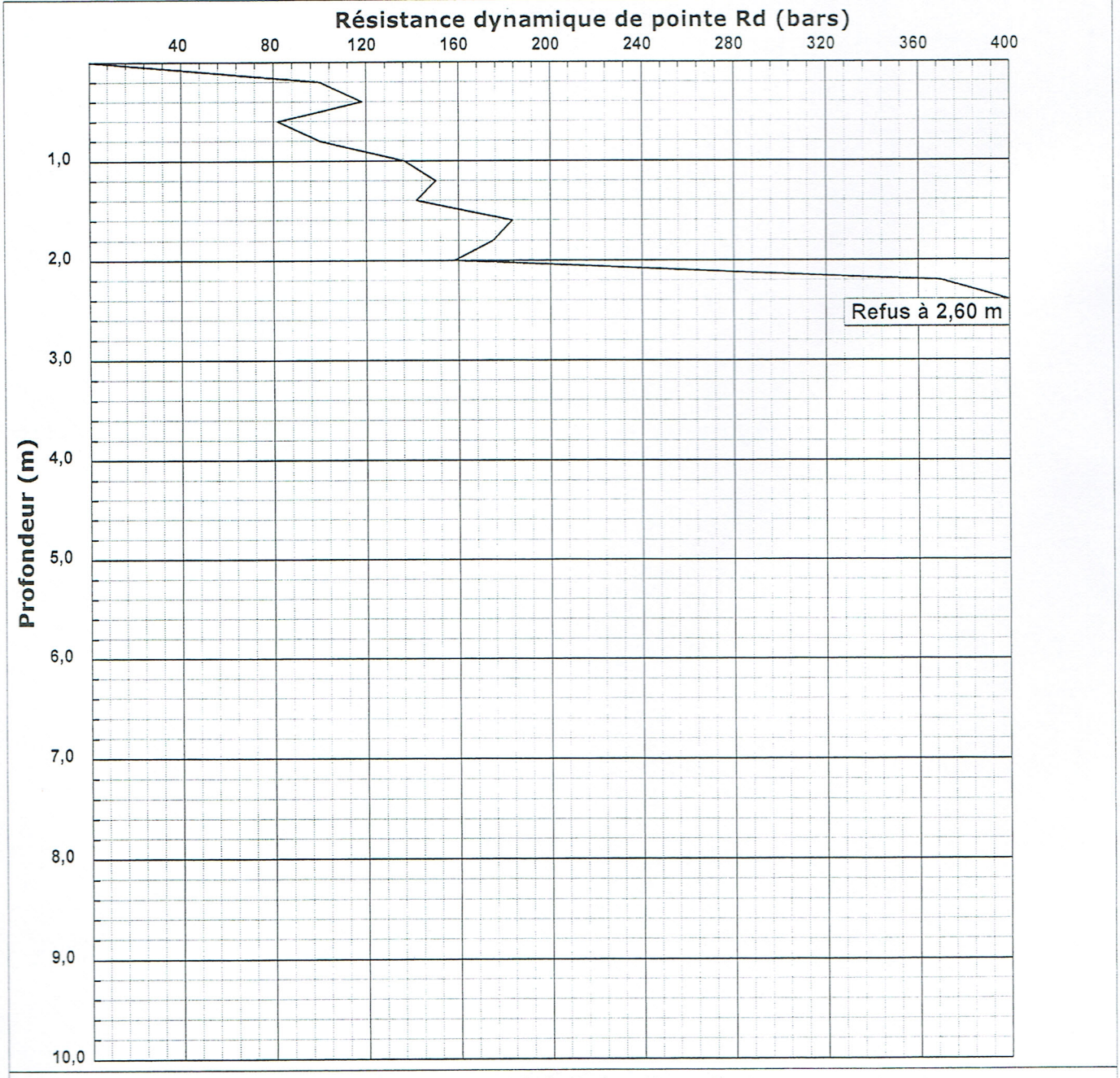
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BEGHLIA
N°DOSSIER :
LIEU : BEGHLIA W-BOUMERDES
CLIENT : OPGI BOUMERDES
DATE ESSAIS : 2012

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P-15



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme: Soltests 2007 ©

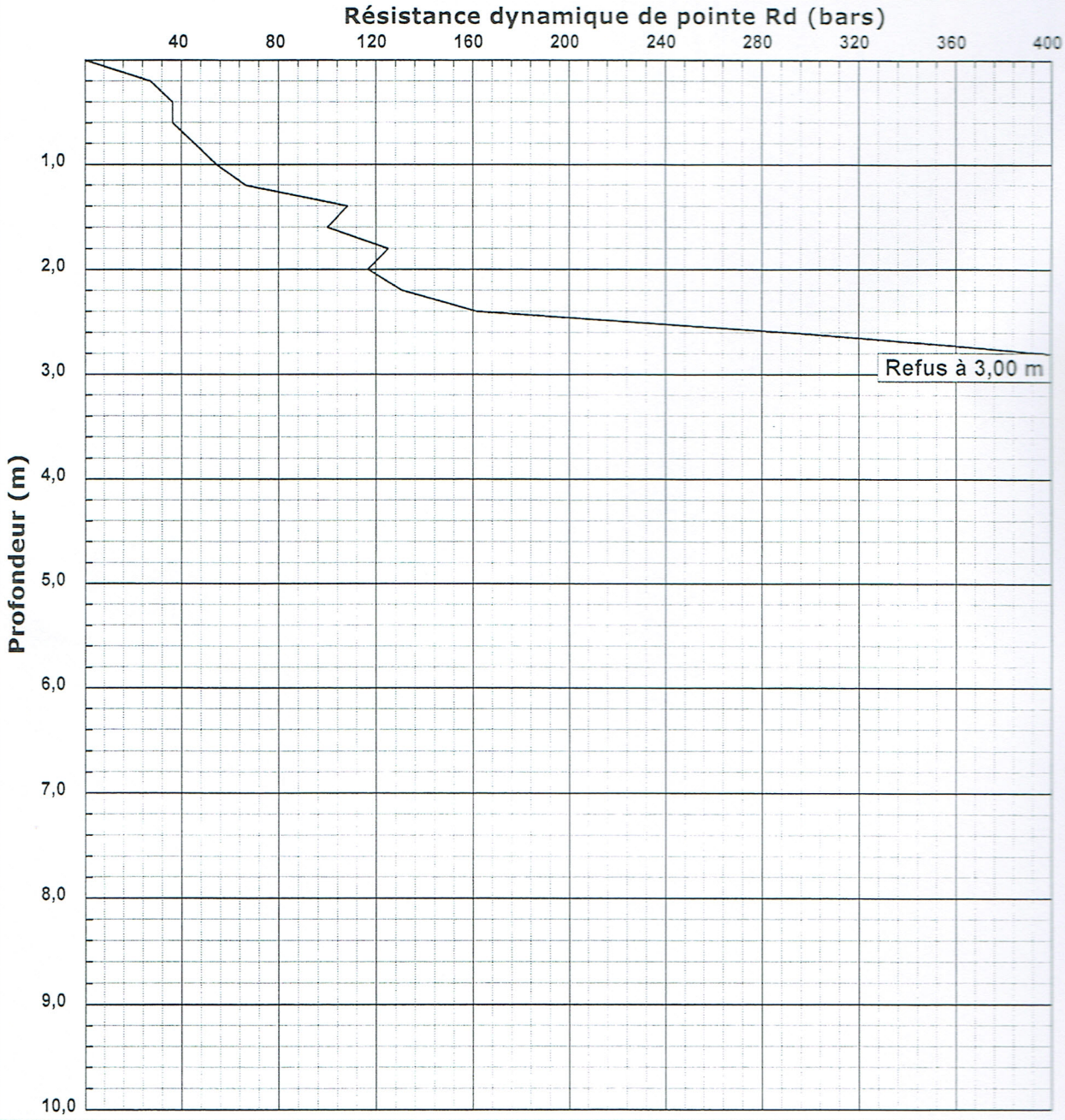
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BEGHLIA
N°DOSSIER :
LIEU : BEGHLIA W-BOUMERDES
CLIENT : OPGI BOUMERDES
DATE ESSAIS : 2012

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P-16



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme: Soltests 2007 ©

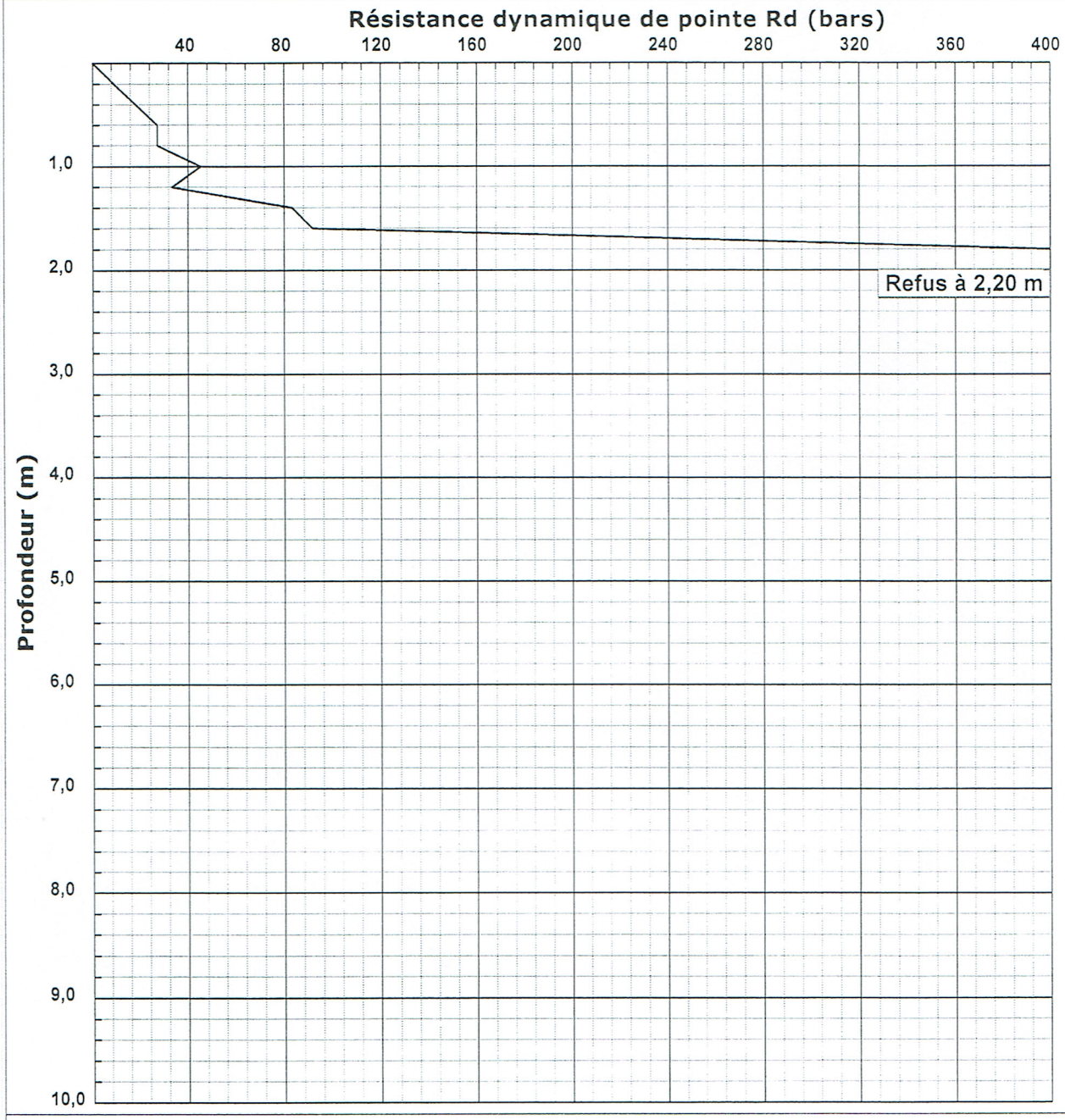
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BEGHLIA
N°DOSSIER :
LIEU : BEGHLIA W-BOUMERDES
CLIENT : OPGI BOUMERDES
DATE ESSAIS : 2012

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P-17



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme: Soltests 2007 ©

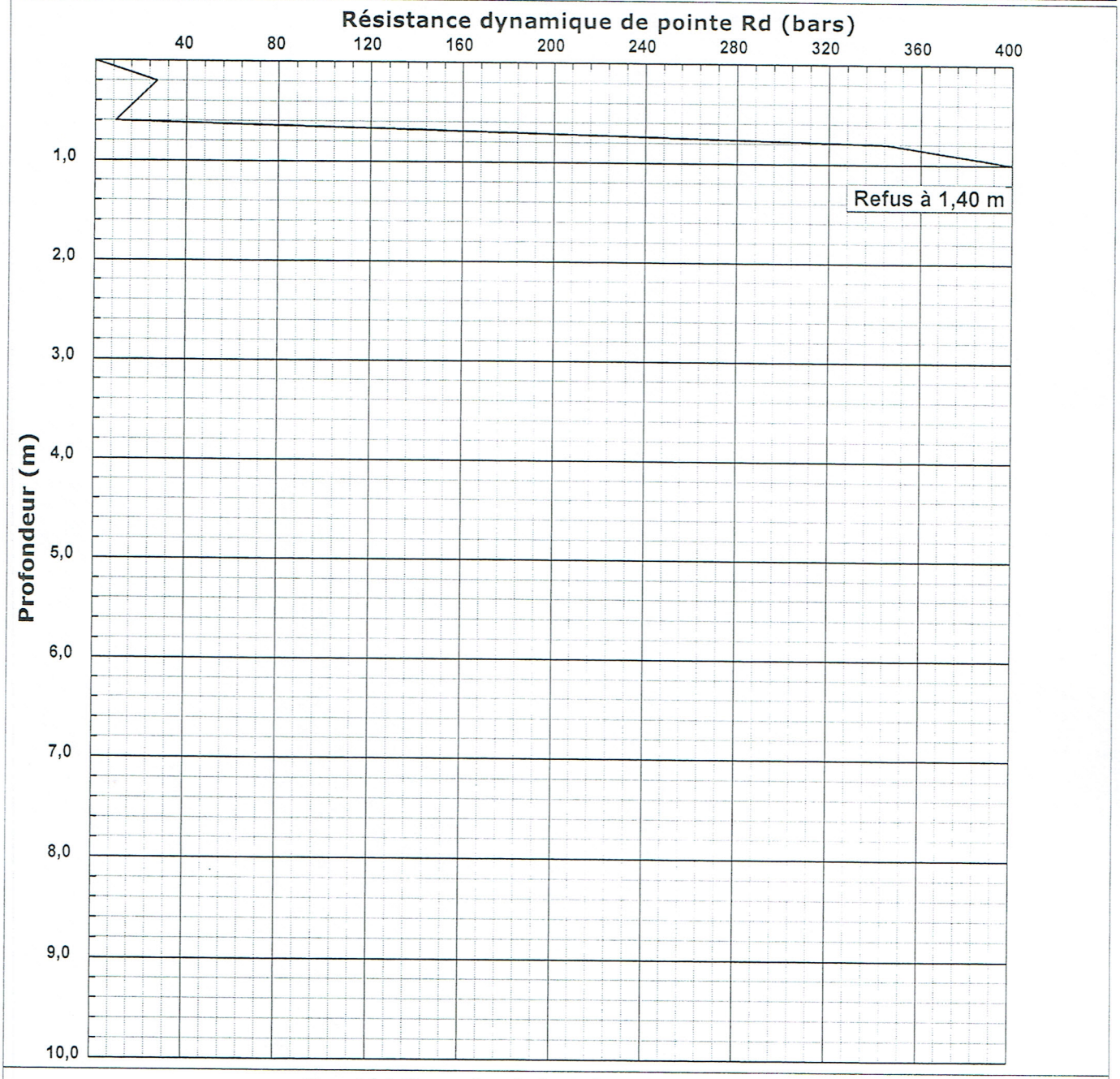
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BEGHLIA
N°DOSSIER :
LIEU : BEGHLIA W-BOUMERDES
CLIENT : OPGI BOUMERDES
DATE ESSAIS : 2012

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P-18



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme: Soltests 2007 ©

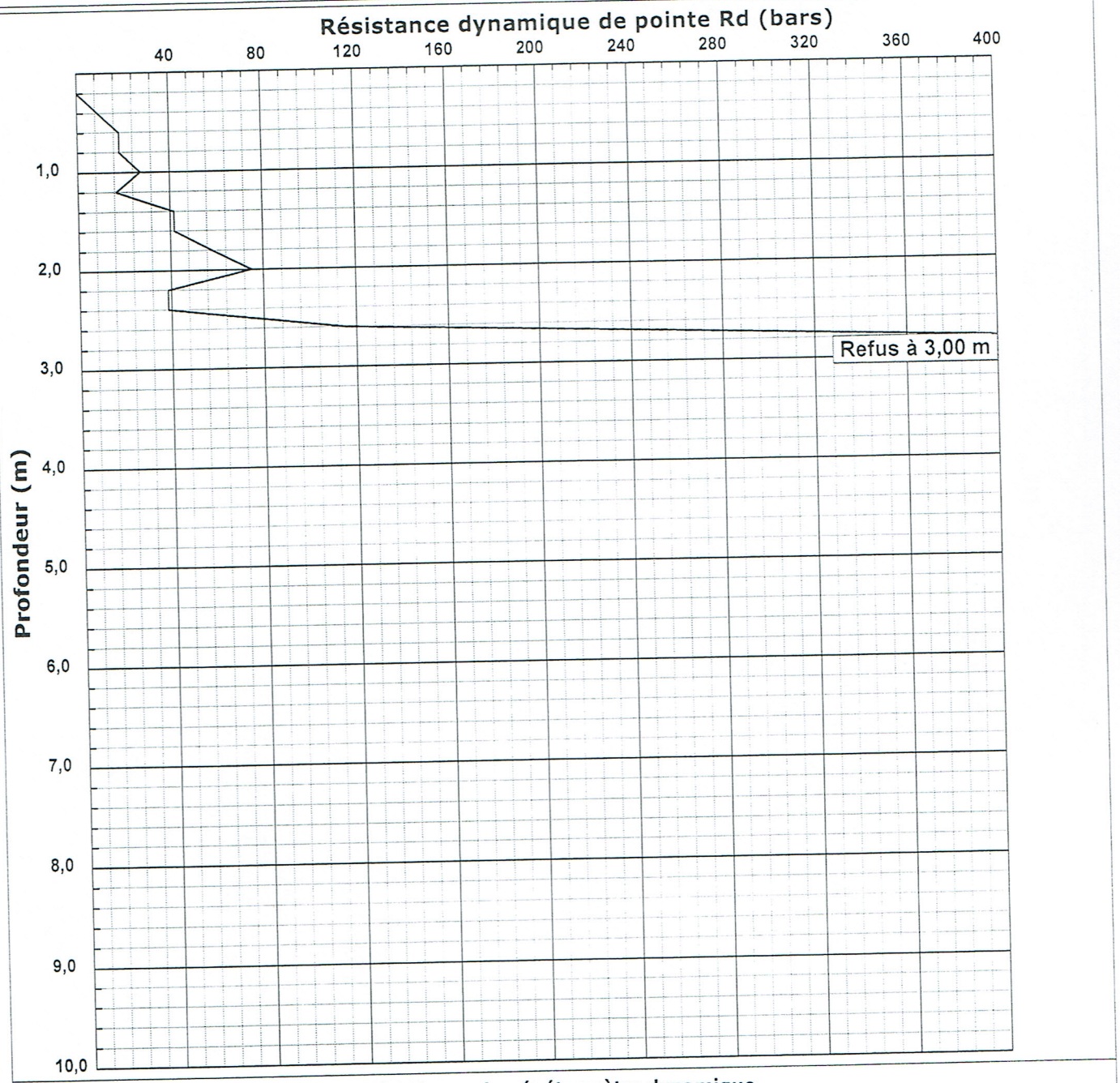
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BEGHLIA
N°DOSSIER :
LIEU : BEGHLIA W-BOUMERDES
CLIENT : OPGI BOUMERDES
DATE ESSAIS : 2012

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P-19



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R\,d' = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme: Soltests 2007 ©

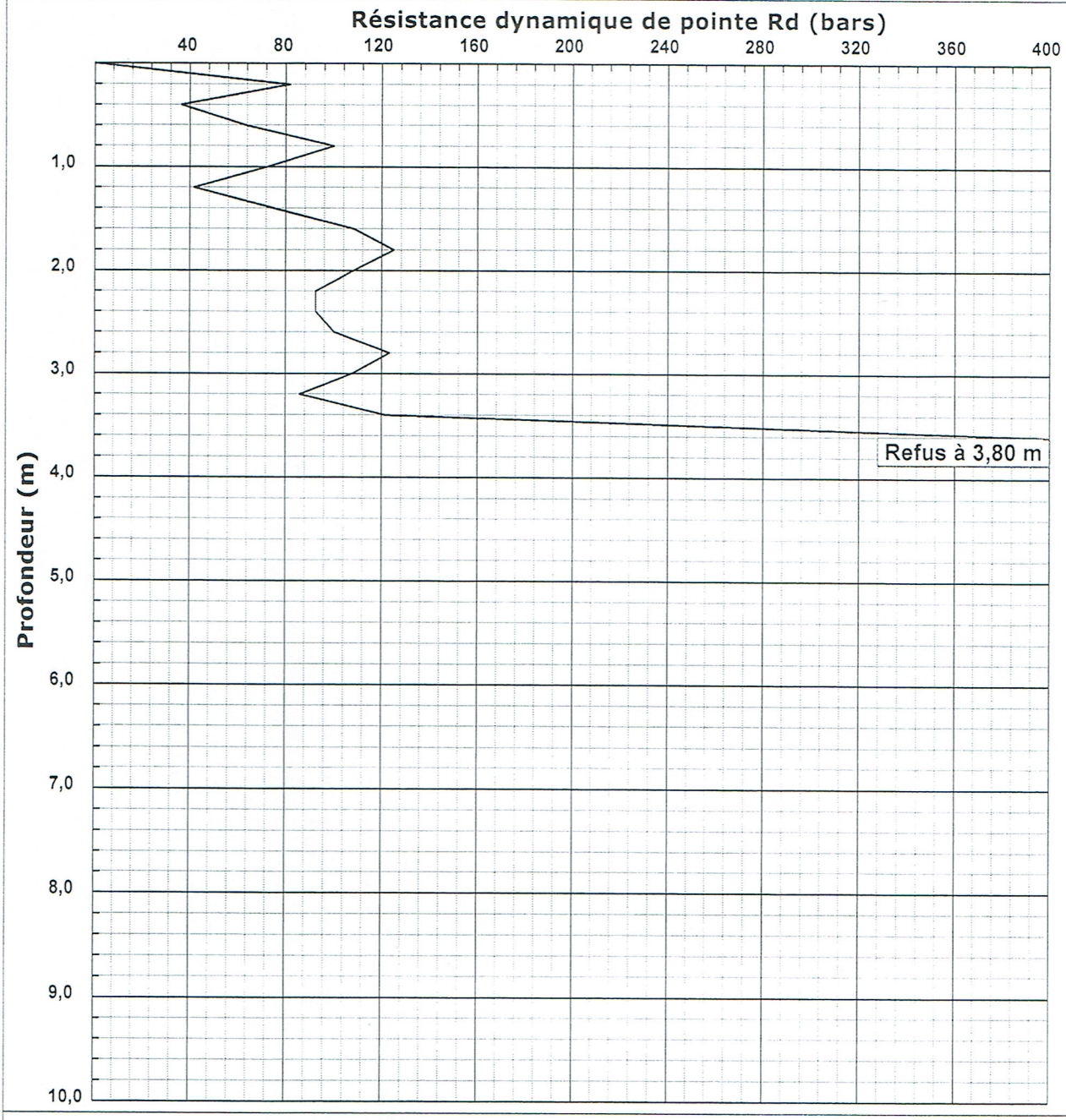
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BEGHLIA
N°DOSSIER :
LIEU : BEGHLIA W-BOUMERDES
CLIENT : OPGI BOUMERDES
DATE ESSAIS : 2012

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P-20



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

Programme: Soltests 2007 ©

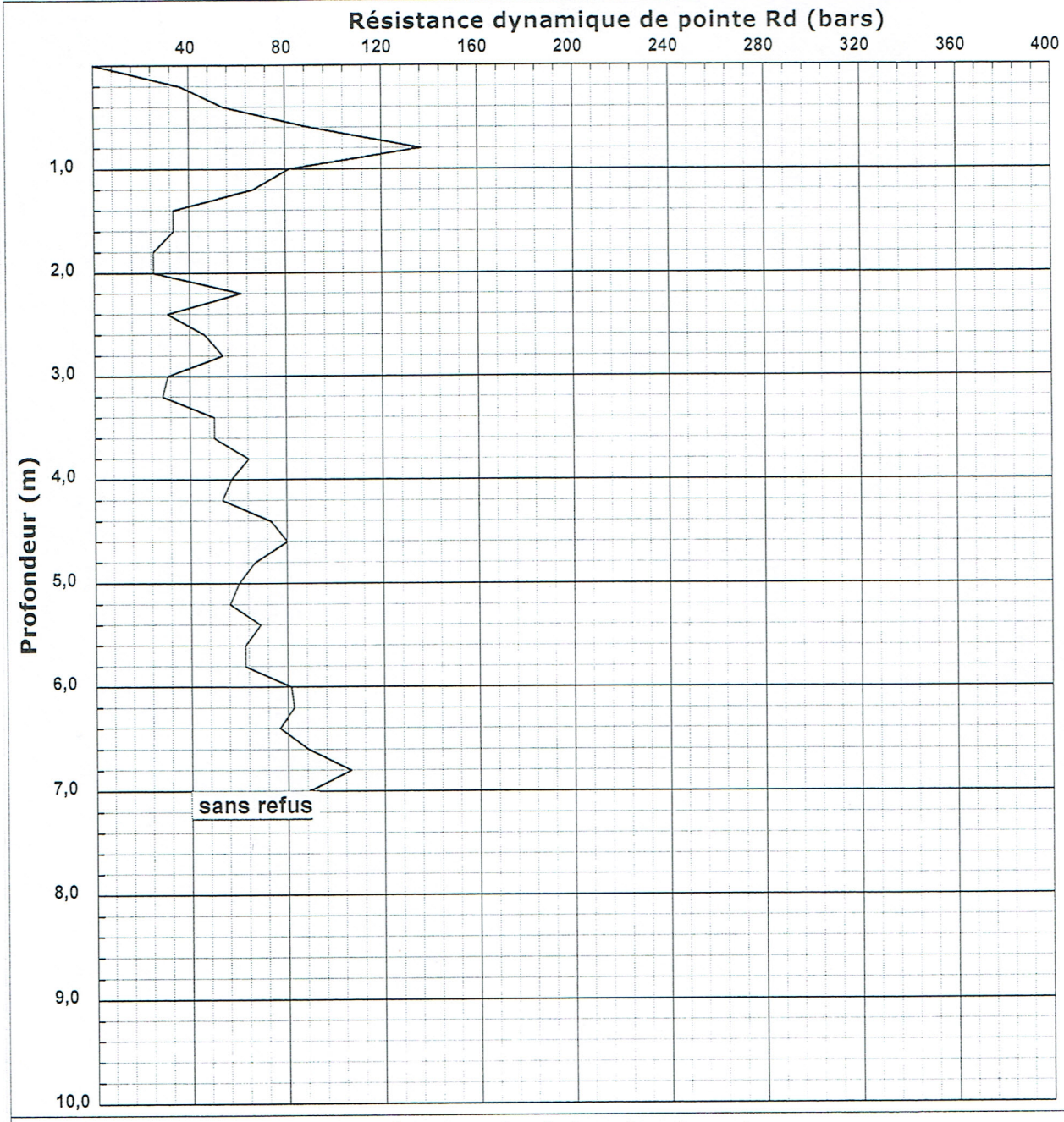
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BEGHLIA
N°DOSSIER :
LIEU : BEGHLIA W-BOUMERDES
CLIENT : OPGI BOUMERDES
DATE ESSAIS : 2012

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P-21



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme: Soltests 2007 ©

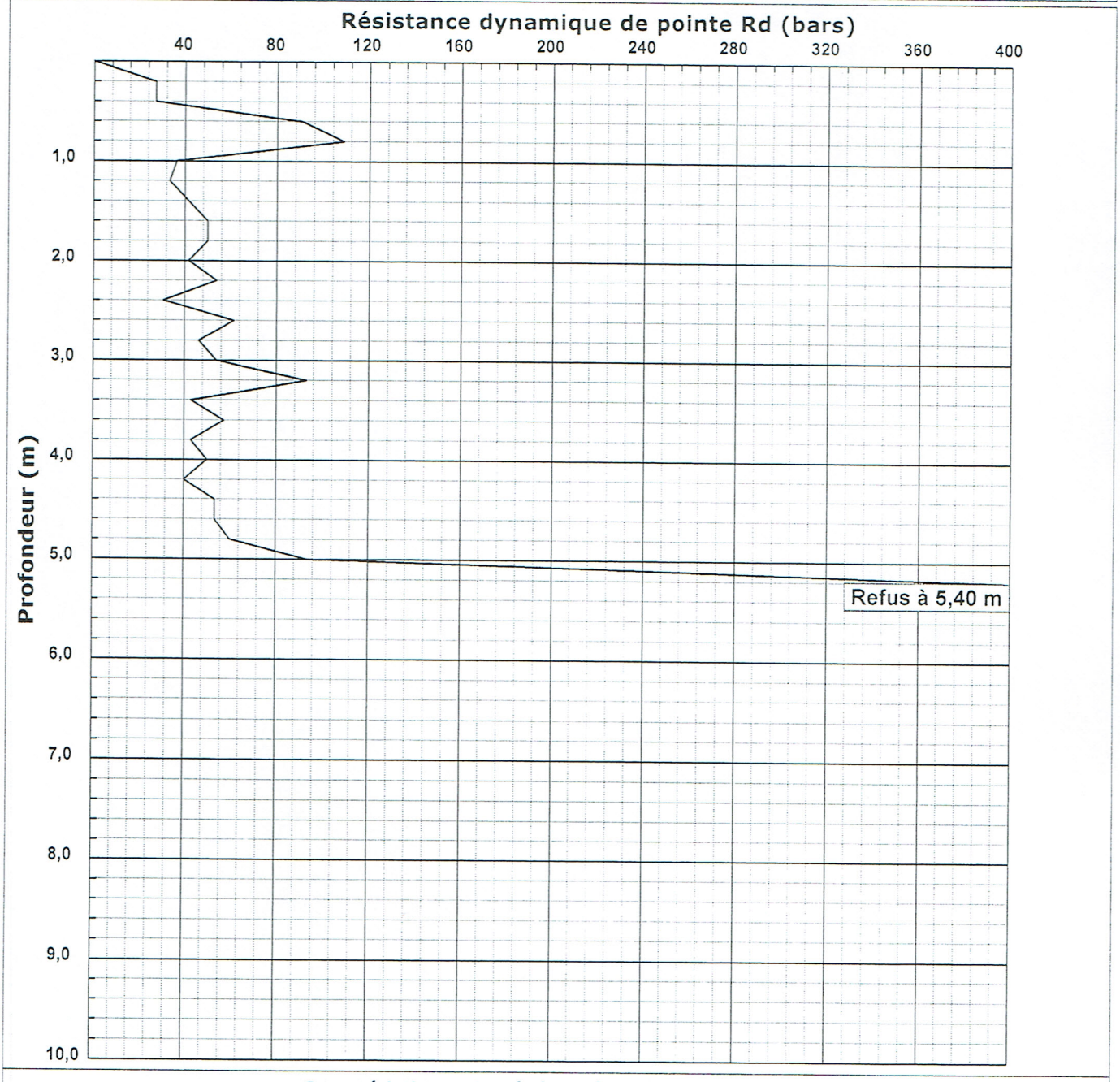
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BEGHLIA
N°DOSSIER :
LIEU : BEGHLIA W-BOUMERDES
CLIENT : OPGI BOUMERDES
DATE ESSAIS : 2012

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P-22



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme: Soltests 2007 ©

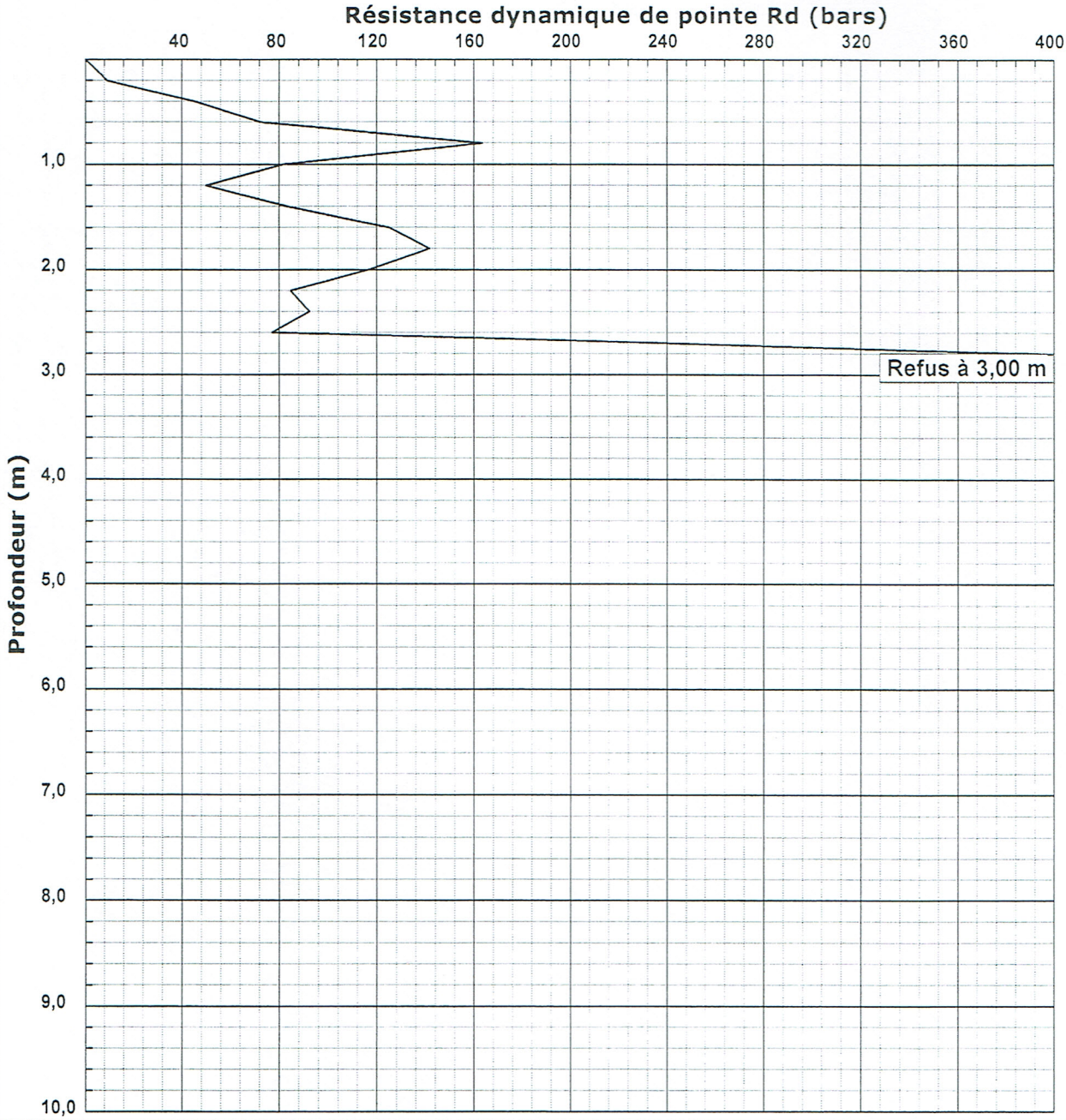
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BEGHLIA
N°DOSSIER :
LIEU : BEGHLIA W-BOUMERDES
CLIENT : OPGI BOUMERDES
DATE ESSAIS : 2012

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P-23



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

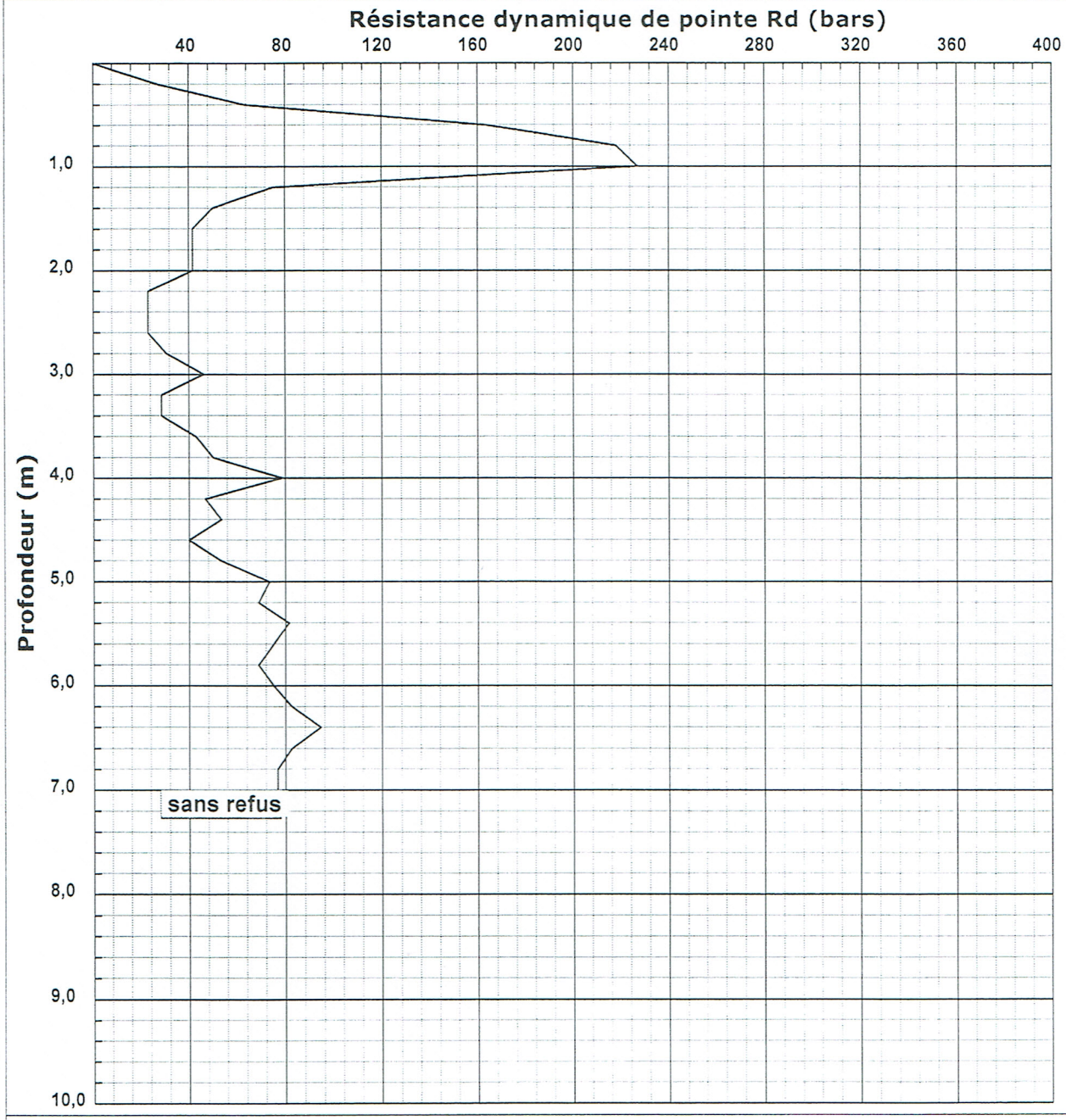
$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BEGHLIA N°DOSSIER : LIEU : BEGHLIA W-BOUMERDES CLIENT : OPGI BOUMERDES DATE ESSAIS : 2012	**PENETROMETRE DYNAMIQUE** Essai N°: P-24



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

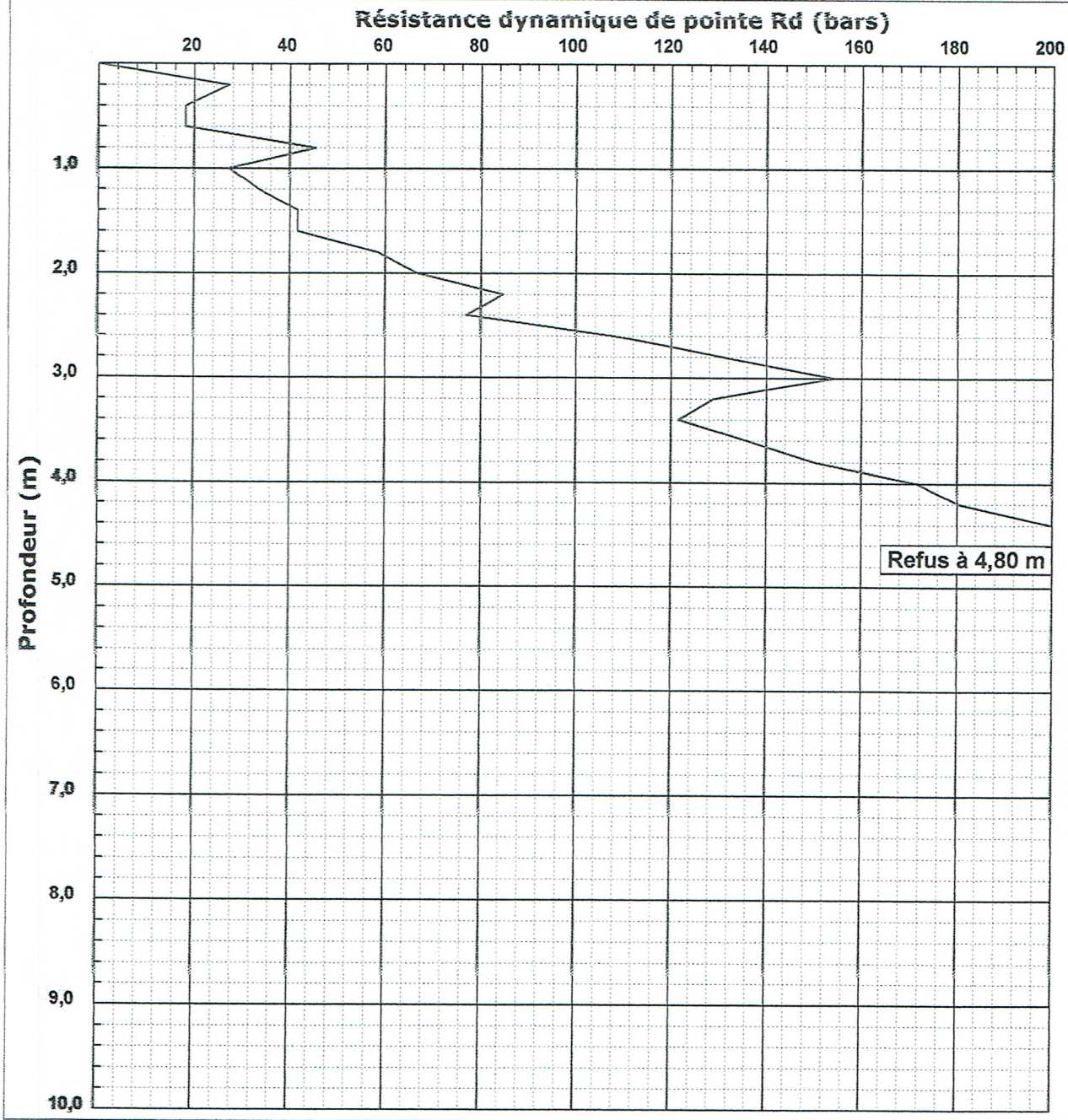
$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BAGHLIA N°DOSSIER : LIEU : BAGHLIA W-BOUMERDES CLIENT : OPGI DE BOUMERDES DATE ESSAIS :	**PENETROMETRE DYNAMIQUE** Essai N°: P25



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

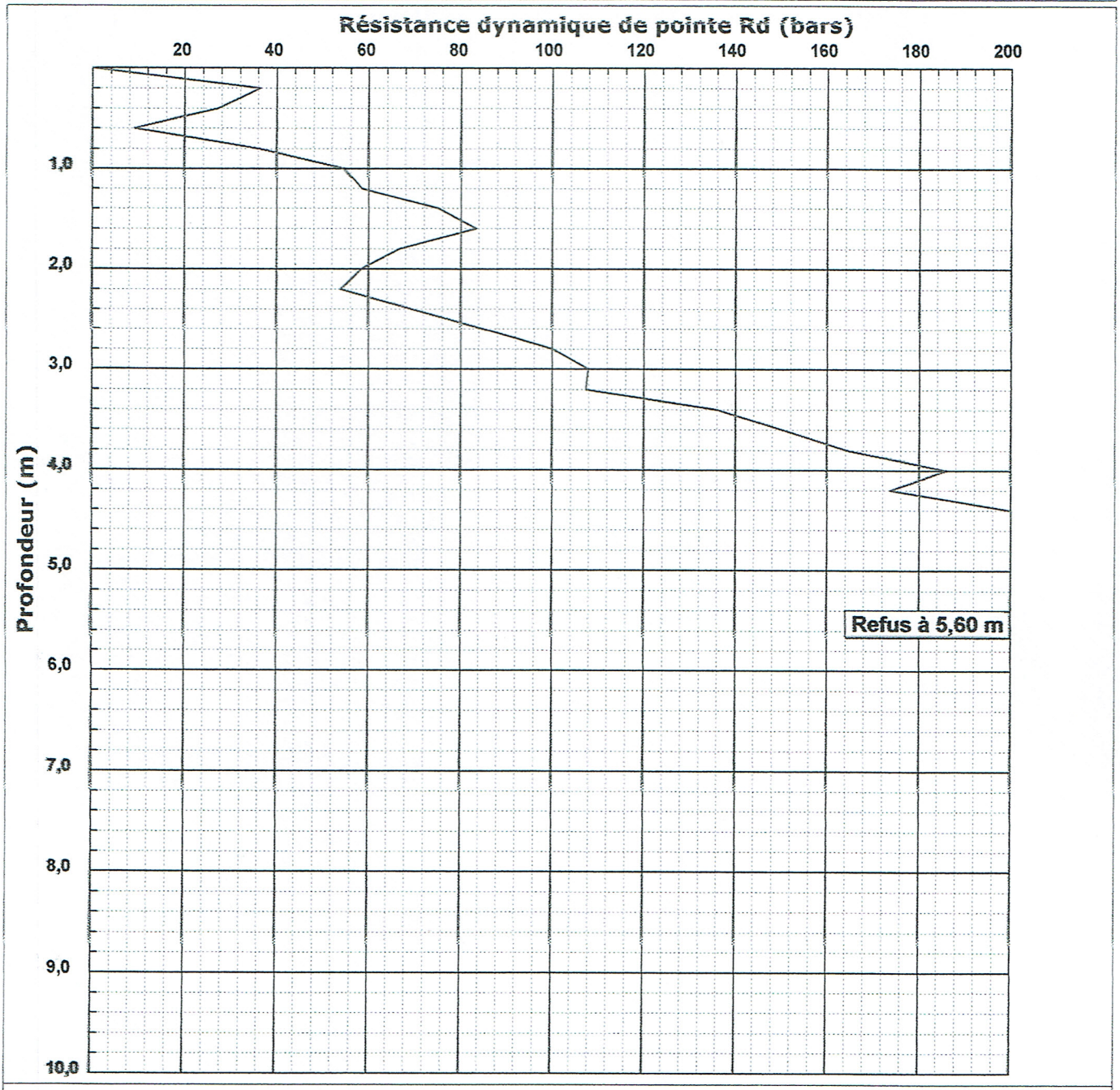
$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BAGHLIA N°DOSSIER : LIEU : BAGHLIA W-BOUMERDES CLIENT : OPGI DE BOUMERDES DATE ESSAIS :	**PENETROMETRE DYNAMIQUE** Essai N°: P26



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

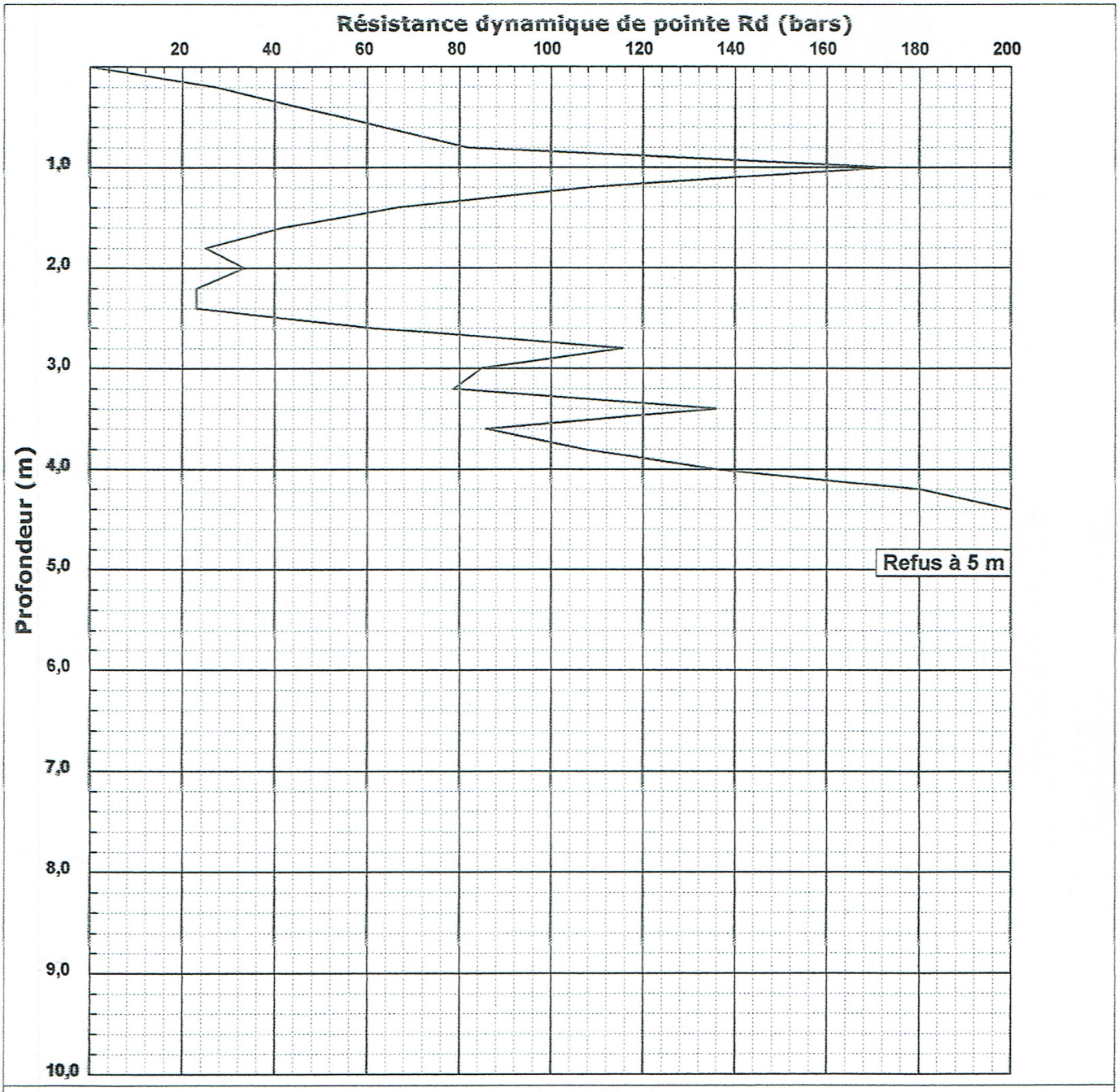
$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BAGHLIA N°DOSSIER : LIEU : BAGHLIA W-BOUMERDES CLIENT : OPGI DE BOUMERDES DATE ESSAIS :	**PENETROMETRE DYNAMIQUE** Essai N°: P27



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

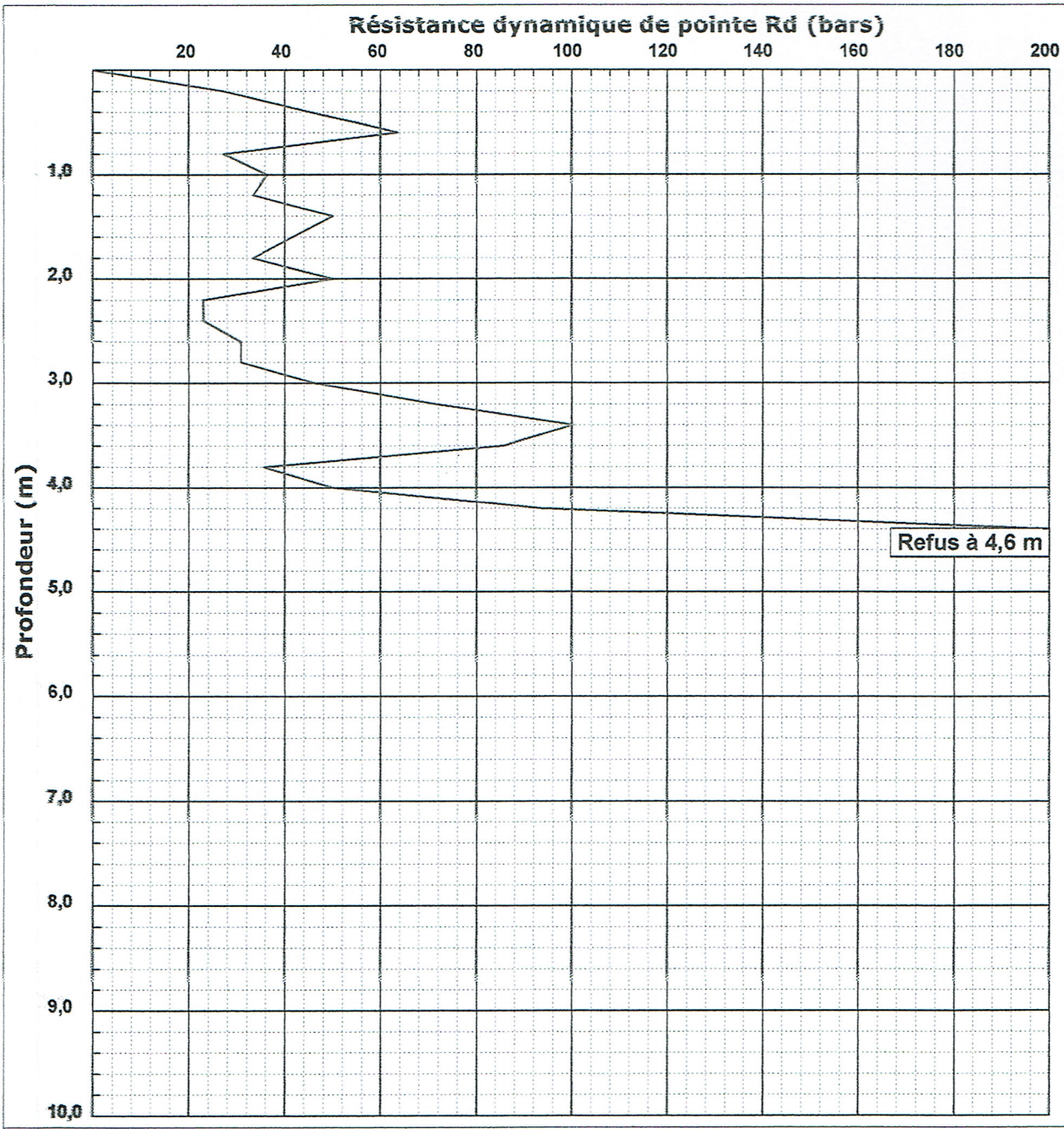
$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BAGHLIA N°DOSSIER : LIEU : BAGHLIA W-BOUMERDES CLIENT : OPGI DE BOUMERDES DATE ESSAIS :	PENETROMETRE DYNAMIQUE Essai N°: P28



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

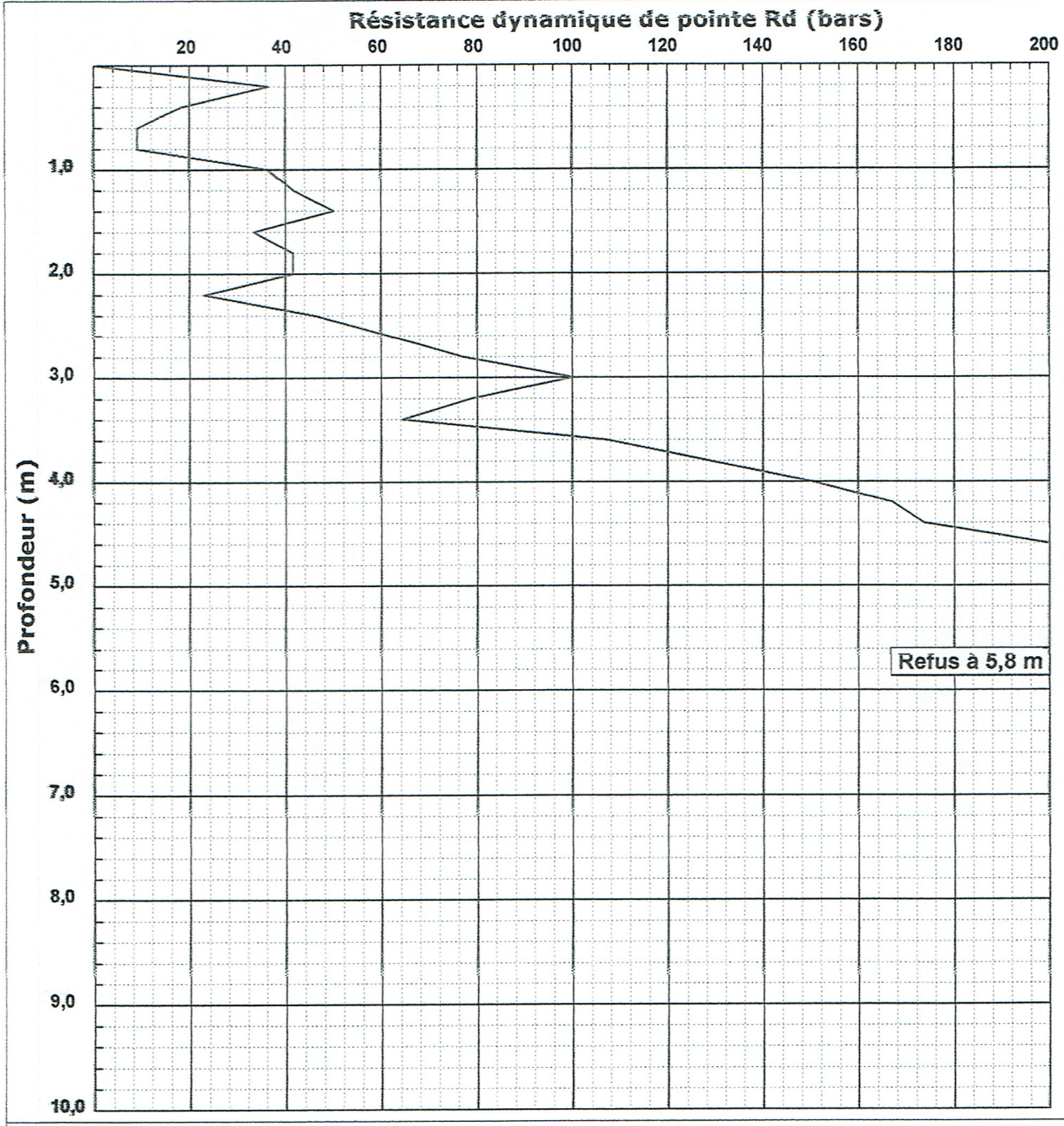
$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BAGHLIA N°DOSSIER : LIEU : BAGHLIA W-BOUMERDES CLIENT : OPGI DE BOUMERDES DATE ESSAIS :	**PENETROMETRE DYNAMIQUE** Essai N°: P29



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

Programme: Soltests 2007 ©

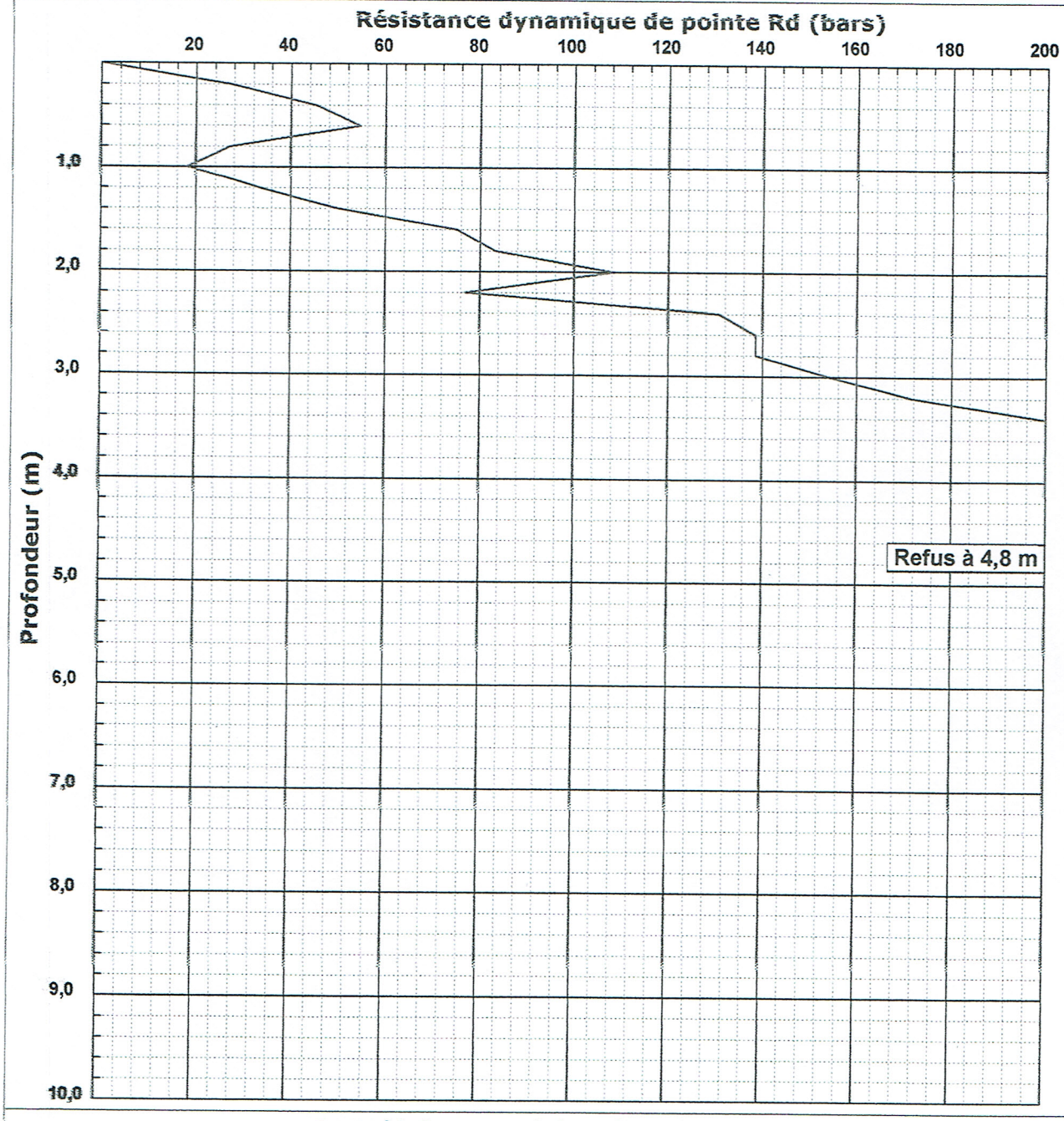
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

INTITULE : 150 LOGTS LPL A BAGHLIA
N°DOSSIER :
LIEU : BAGHLIA W-BOUMERDES
CLIENT : OPGI DE BOUMERDES
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P30



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 50 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

Programme: Softests 2007 ©

GCB-MED

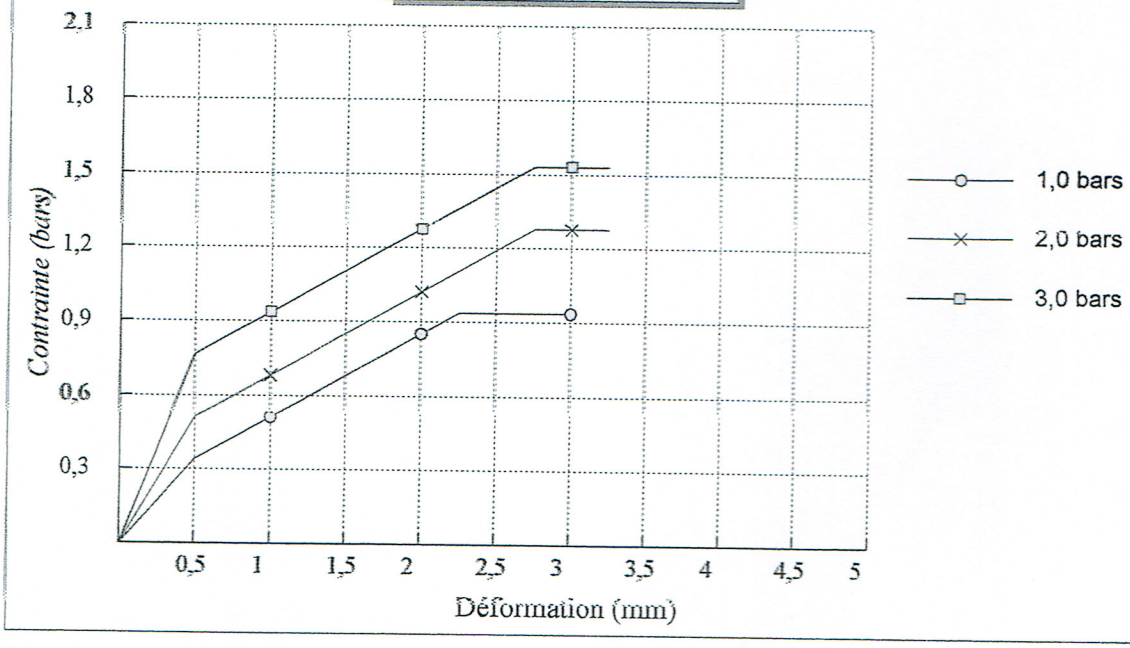
Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT D'ESSAI

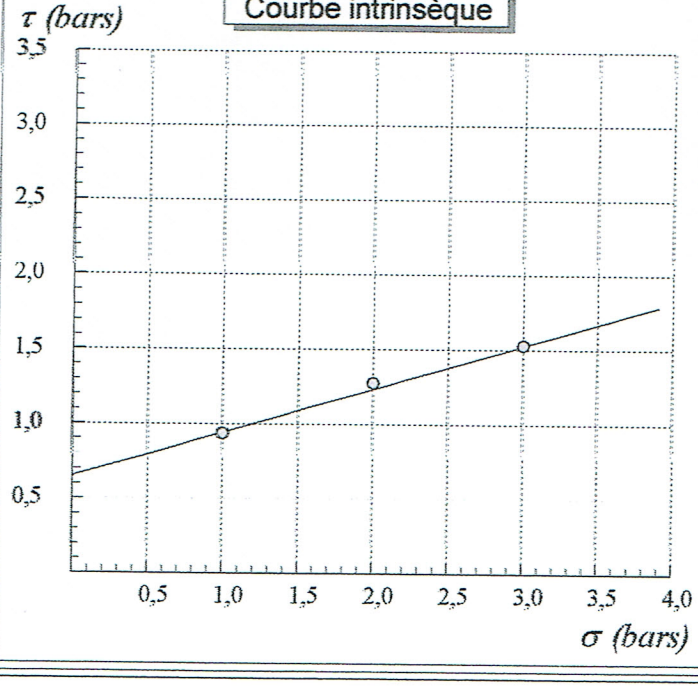
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : 150 LPL BAGHLIA	Type d'essai : UU
Dossier N° : 205/2012/	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
N° Sond : CS 01	Date début essais :
Prof : 3.00-3.20	Date fin essais :
Nature sol :	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,65 bars
Frottement = 16,29 degrès

σ_1 = 1,0 bars ---> τ_1 = 0,94
σ_2 = 2,0 bars ---> τ_2 = 1,28
σ_3 = 3,0 bars ---> τ_3 = 1,53

Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

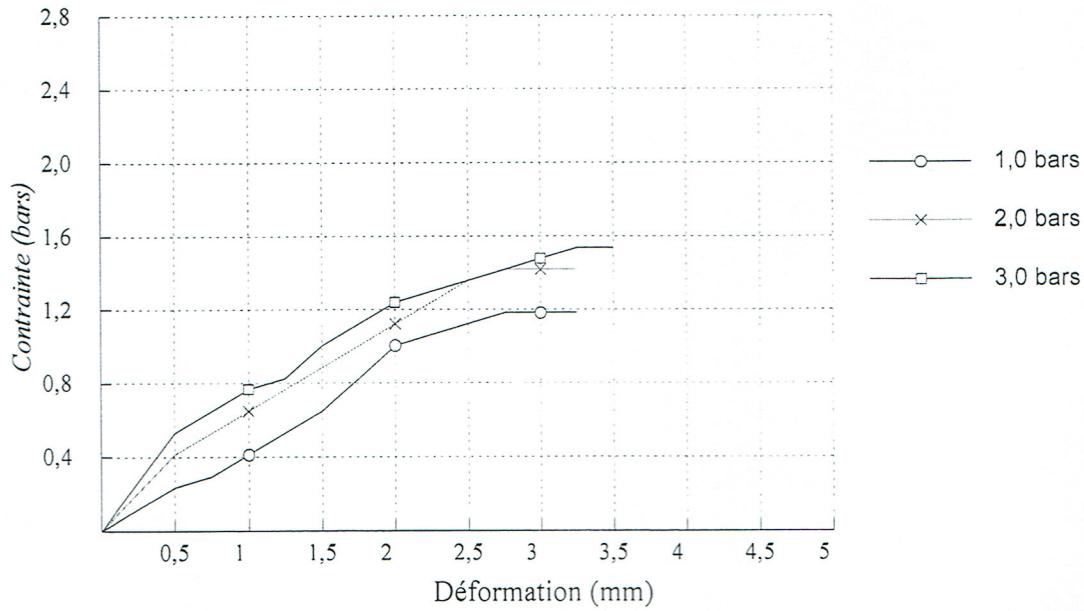
RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

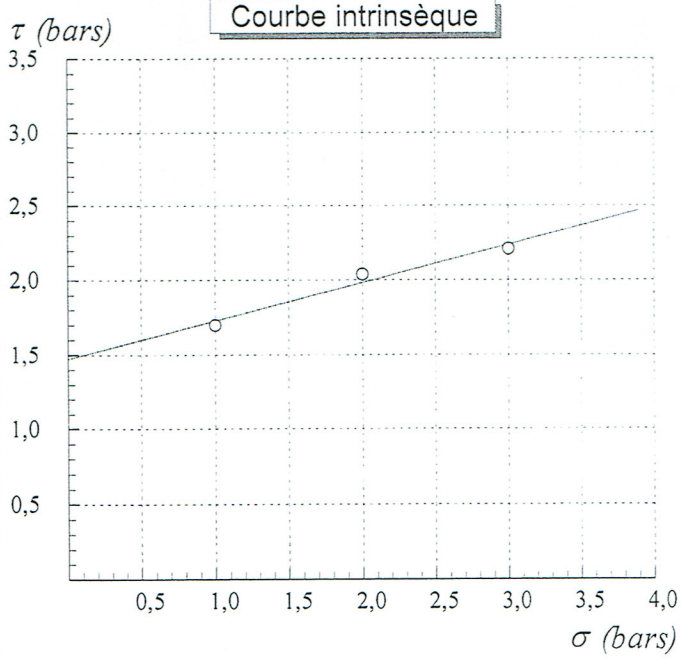
Etude : 150 LPL BAGHLIA
Dossier N° : 205/2012/
N° Sond : SC 01
Prof : 5.30-5.80
Nature sol :

Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Date début essais :
Date fin essais :

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 1,47 bars
Frottement = 14,31 degrès

$\sigma_1 = 1{,}0$ bars ---> $\tau_1 = 1{,}70$
$\sigma_2 = 2{,}0$ bars ---> $\tau_2 = 2{,}04$
$\sigma_3 = 3{,}0$ bars ---> $\tau_3 = 2{,}21$

Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

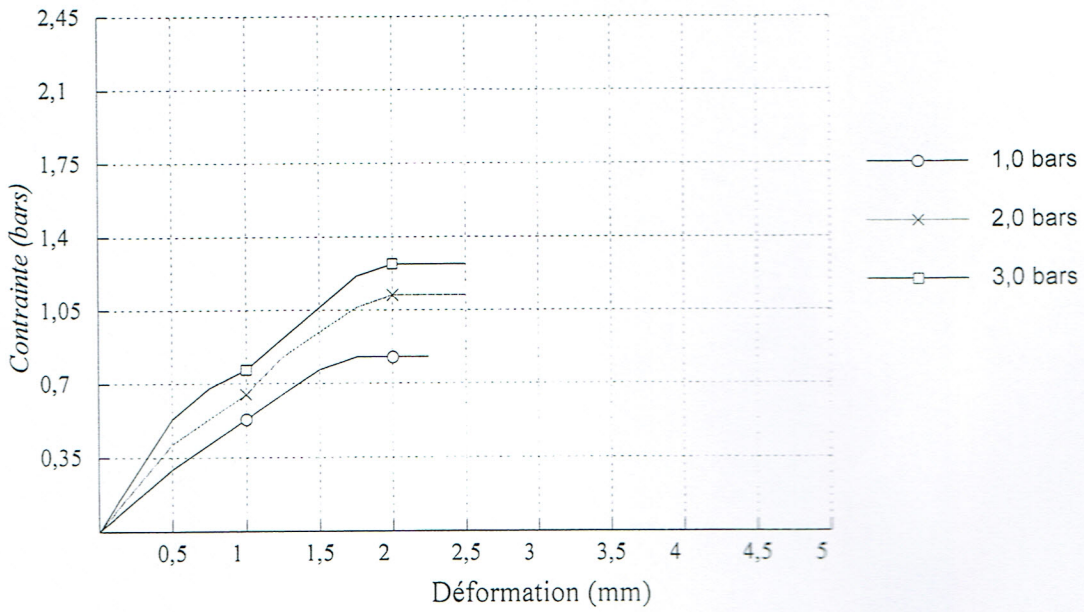
RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

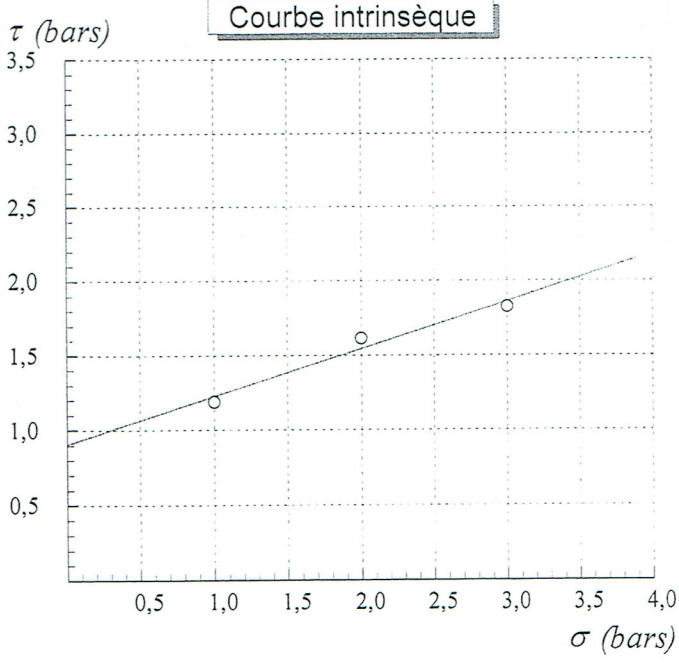
Etude : 150 LPL BAGHLIA
Dossier N° : 205/2012/
N° Sond : SC 01
Prof : 7.70-7.90
Nature sol :

Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Date début essais :
Date fin essais :

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,91 bars
Frottement = 17,69 degrès

σ_1 = 1,0 bars ---> τ_1 = 1,19
σ_2 = 2,0 bars ---> τ_2 = 1,62
σ_3 = 3,0 bars ---> τ_3 = 1,83

Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

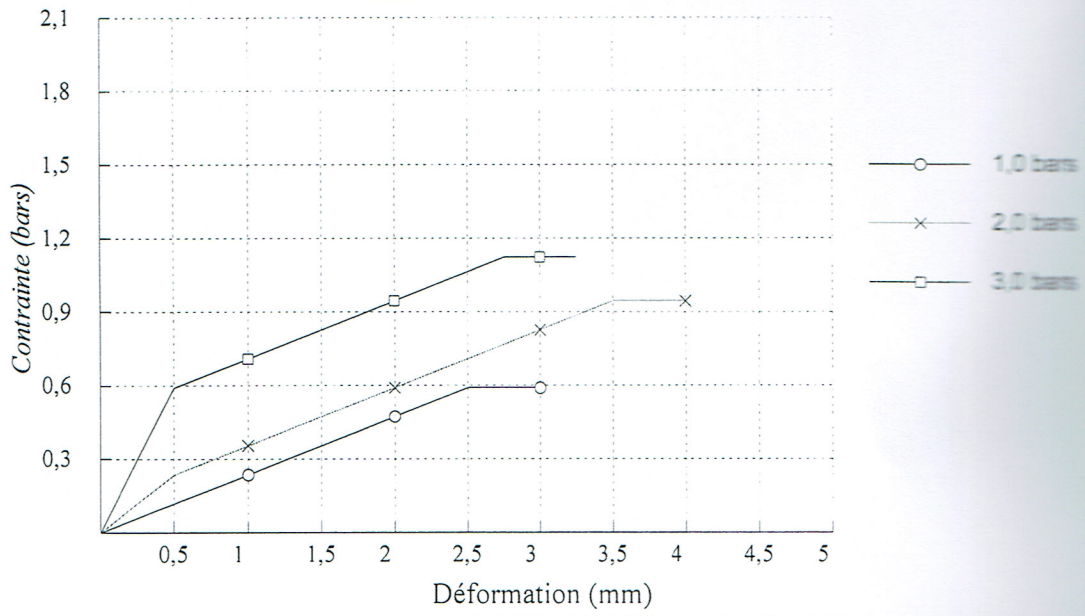
Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT D'ESSAI

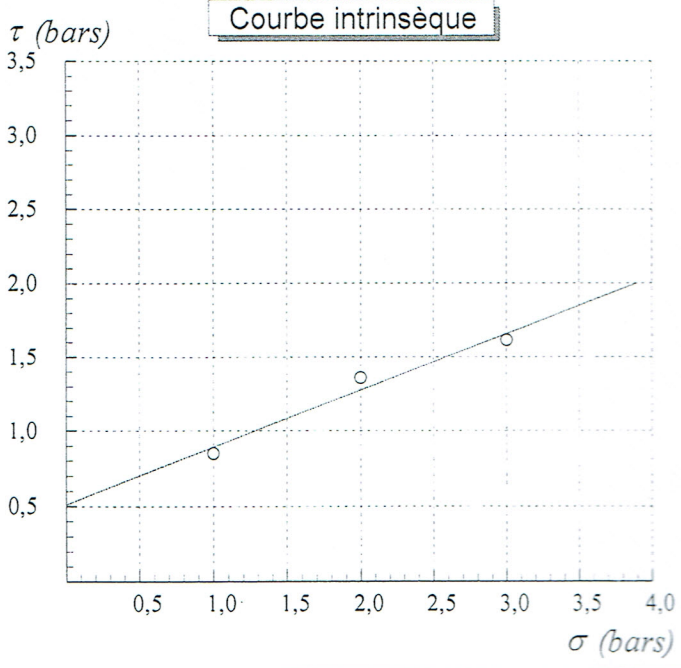
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : 150 LPL BAGHLIA	Type d'essai : UU
Dossier N° : 205/2012/	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
N° Sond : SC 02	Date début essais :
Prof : 2.60-3.00	Date fin essais :
Nature sol :	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,51 bars
Frottement = 20,93 degrés

$\sigma_1 = 1{,}0$ bars ---> $\tau_1 =$ 0,85
$\sigma_2 = 2{,}0$ bars ---> $\tau_2 =$ 1,36
$\sigma_3 = 3{,}0$ bars ---> $\tau_3 =$ 1,82

Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

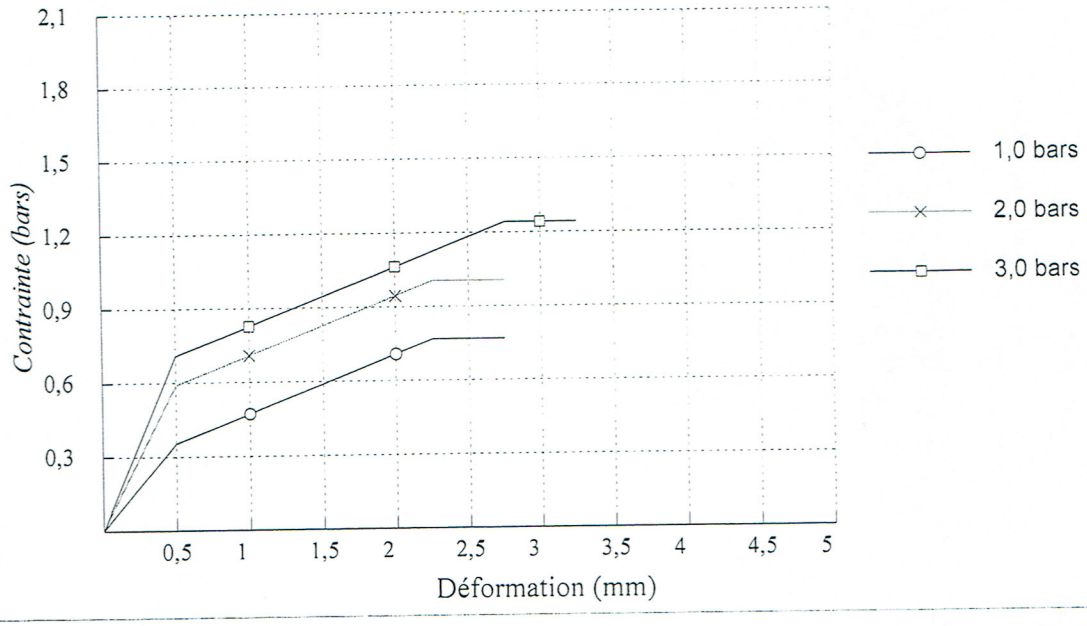
RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

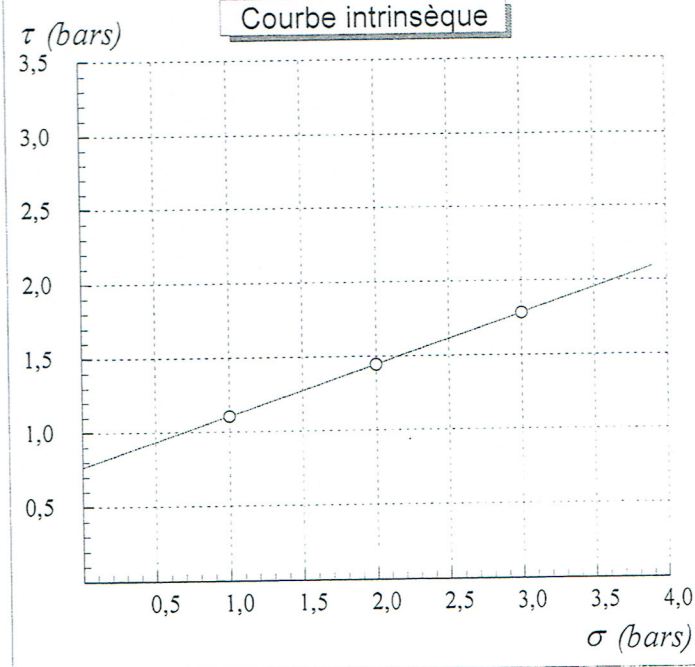
Etude : 150 LPL BAGHLIA
Dossier N° : 205/2012/
N° Sond : SC 02
Prof : 5.60-6.00
Nature sol :

Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Date début essais :
Date fin essais :

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,77 bars
Frottement = 18,78 degrès

$\sigma_1 = 1{,}0$ bars ---> $\tau_1 = 1{,}11$
$\sigma_2 = 2{,}0$ bars ---> $\tau_2 = 1{,}45$
$\sigma_3 = 3{,}0$ bars ---> $\tau_3 = 1{,}79$

Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

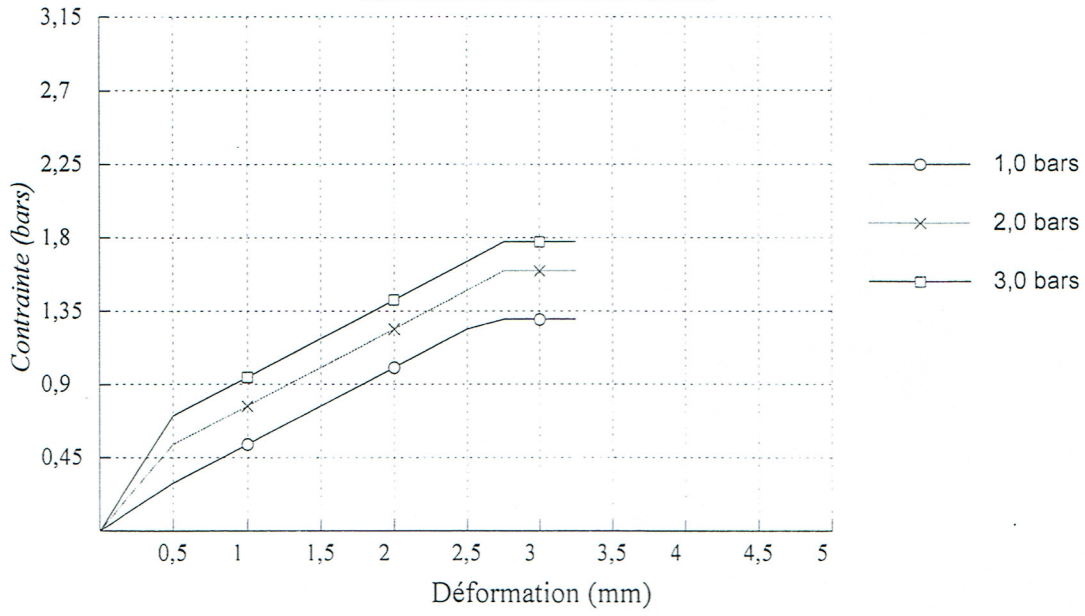
Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT D'ESSAI

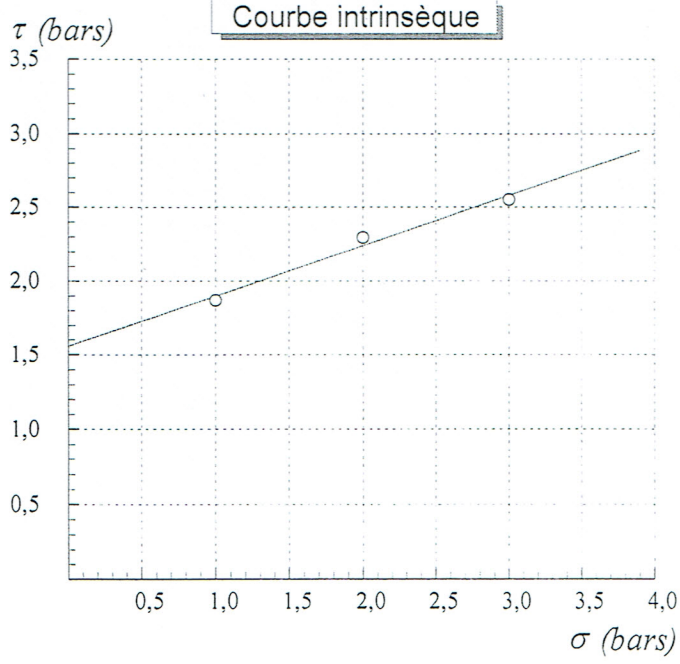
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : 150 LPL BAGHLIA	Type d'essai : UU
Dossier N° : 205/2012/	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
N° Sond : SC 03	Date début essais :
Prof : 1.50-2.00	Date fin essais :
Nature sol :	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 1,56 bars
Frottement = 18,8 degrès

$\sigma_1 = 1{,}0$ bars ---> $\tau_1 = 1{,}87$
$\sigma_2 = 2{,}0$ bars ---> $\tau_2 = 2{,}30$
$\sigma_3 = 3{,}0$ bars ---> $\tau_3 = 2{,}55$

Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

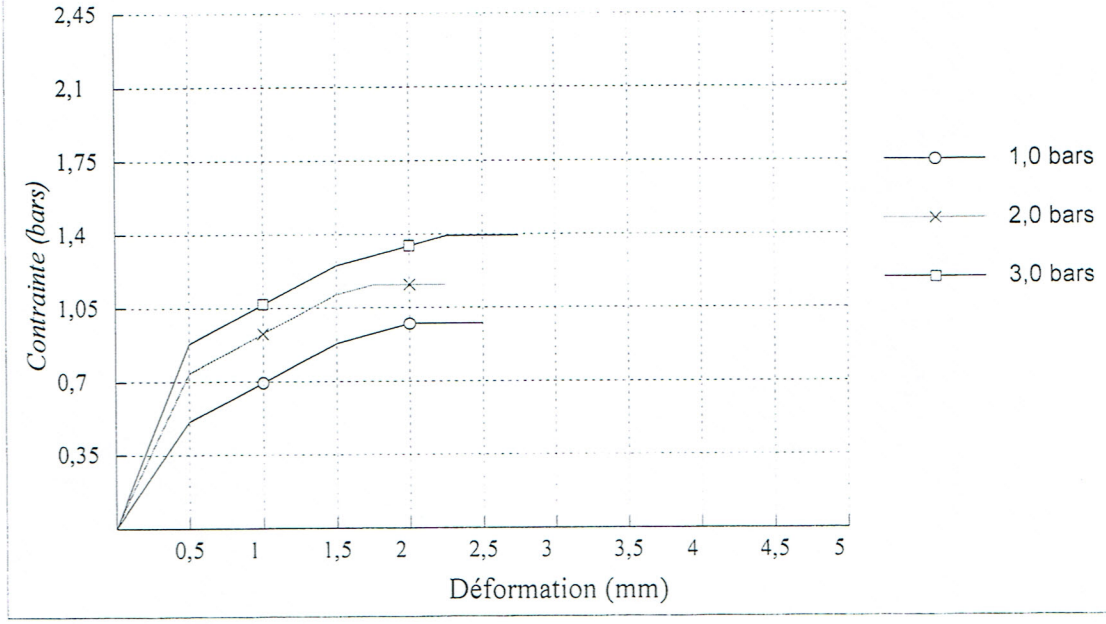
Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT D'ESSAI

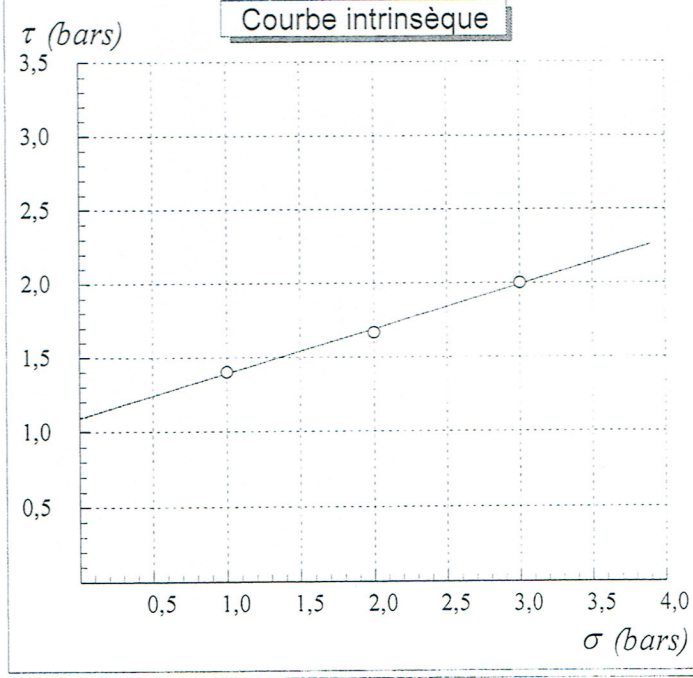
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : 150 LPL BAGHLIA	Type d'essai : UU
Dossier N° : 205/2012/	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
N° Sond : SC03	Date début essais :
Prof : 3.50-4.00	Date fin essais :
Nature sol :	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 1,09 bars
Frottement = 16,73 degrès

$\sigma_1 = 1{,}0$ bars ---> $\tau_1 = 1{,}40$

$\sigma_2 = 2{,}0$ bars ---> $\tau_2 = 1{,}67$

$\sigma_3 = 3{,}0$ bars ---> $\tau_3 = 2{,}00$

Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

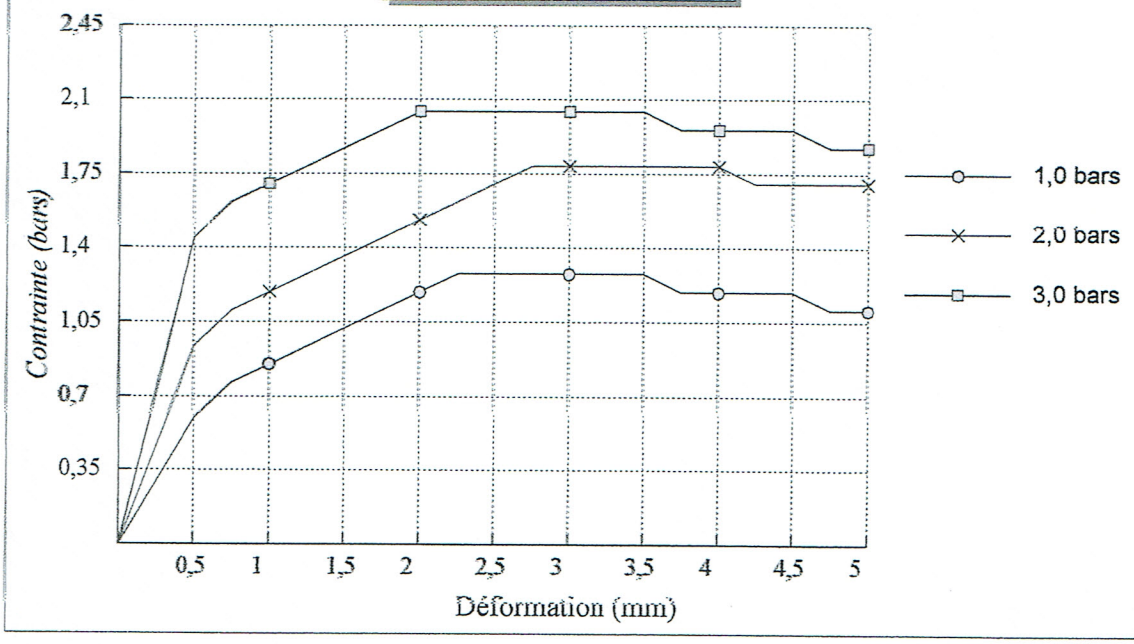
Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT D'ESSAI

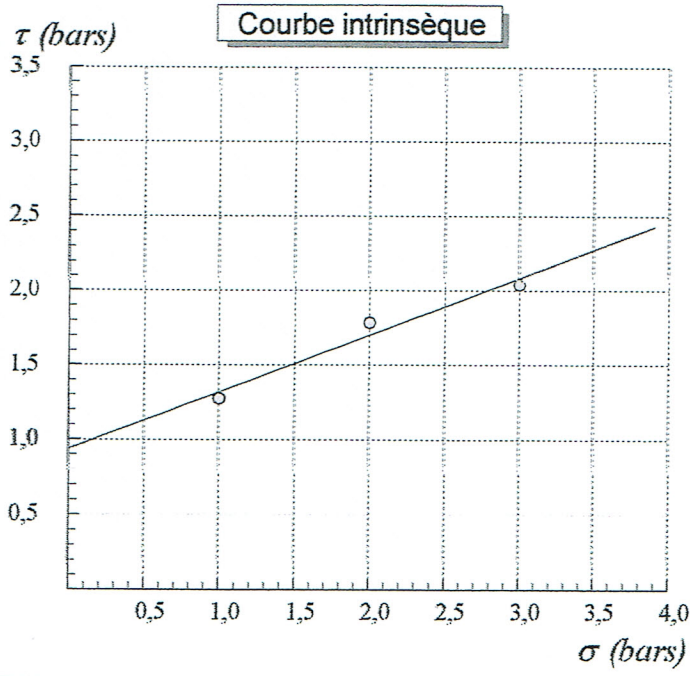
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : 150 LPL BAGHLIA	Type d'essai : UU
Dossier N° : 205/2012/	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
N° Sond : SC3	Date début essais :
Prof : 5.30-5.60	Date fin essais :
Nature sol :	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,94 bars
Frottement = 20,93 degrès

$\sigma_1 = 1{,}0$ bars ---> $\tau_1 = 1{,}28$
$\sigma_2 = 2{,}0$ bars ---> $\tau_2 = 1{,}79$
$\sigma_3 = 3{,}0$ bars ---> $\tau_3 = 2{,}04$

Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

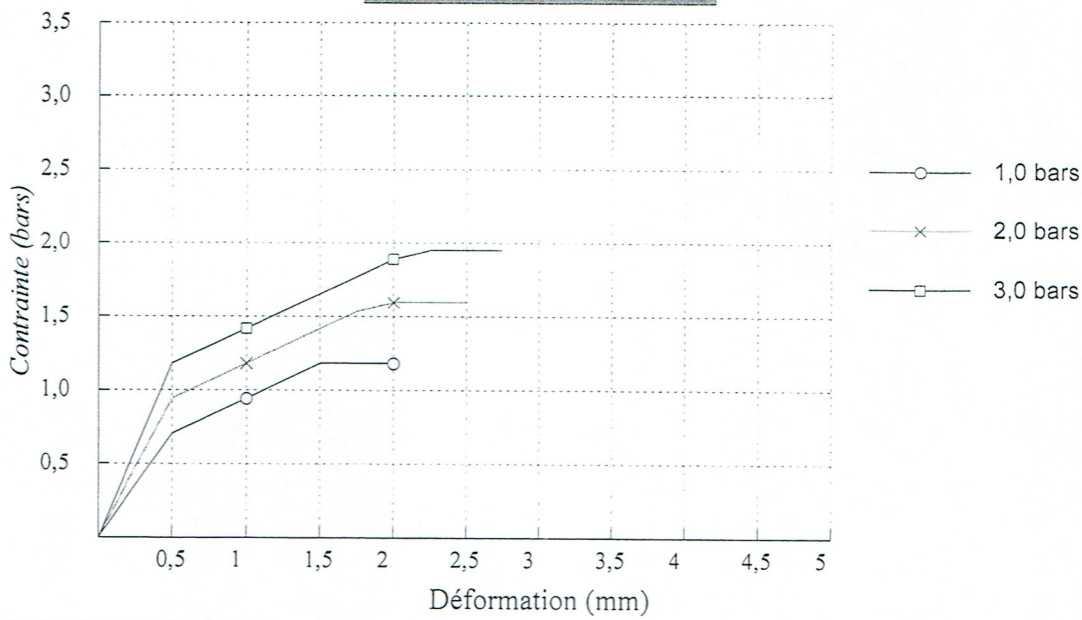
RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

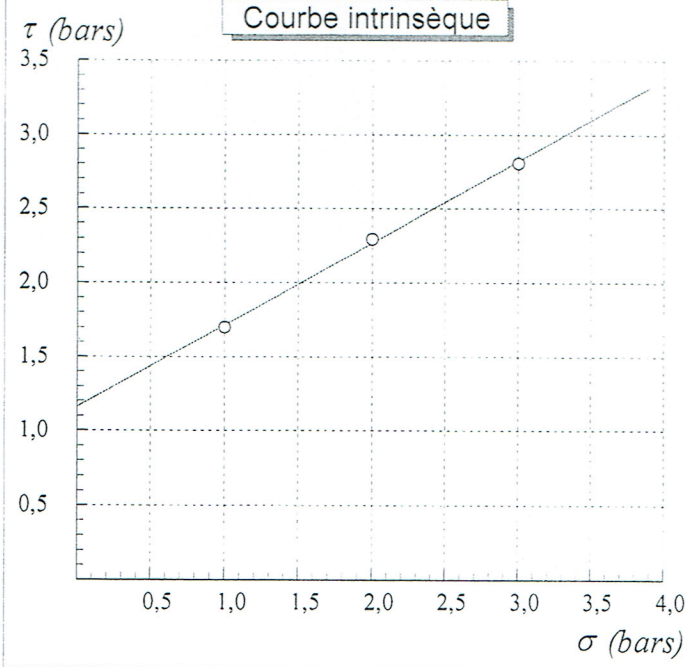
Etude : 150 LPL BAGHLIA
Dossier N° : 205/2012/
N° Sond : SC 04
Prof : 4.10-4.60
Nature sol :

Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Date début essais :
Date fin essais :

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 1,16 bars
Frottement = 28,94 degrès

$\sigma_1 = 1{,}0$ bars ---> $\tau_1 = 1{,}70$
$\sigma_2 = 2{,}0$ bars ---> $\tau_2 = 2{,}30$
$\sigma_3 = 3{,}0$ bars ---> $\tau_3 = 2{,}81$

Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

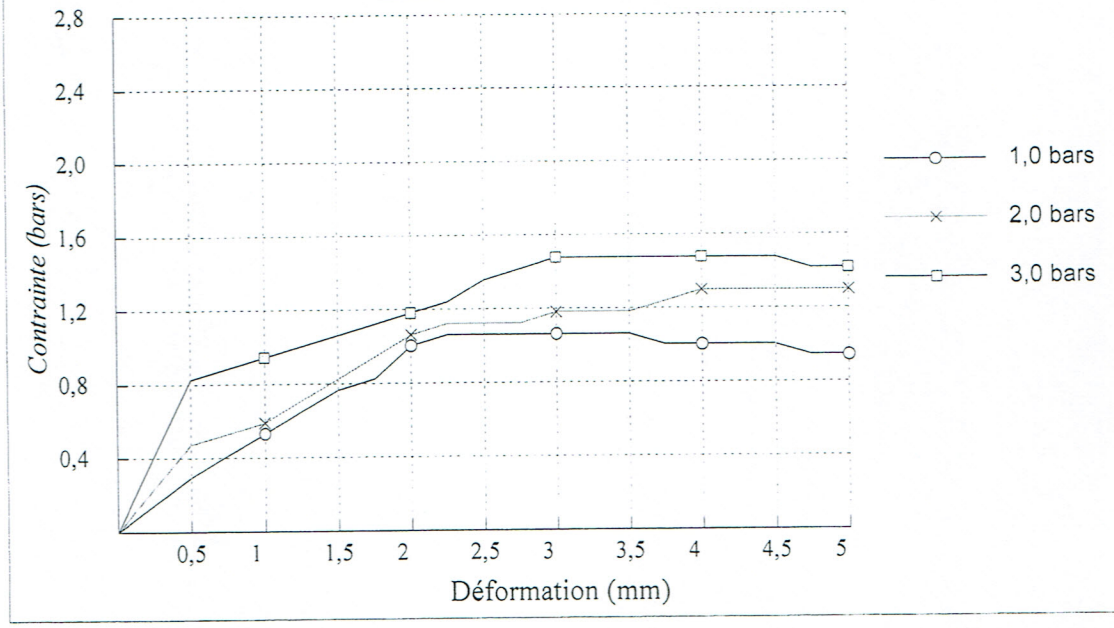
RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

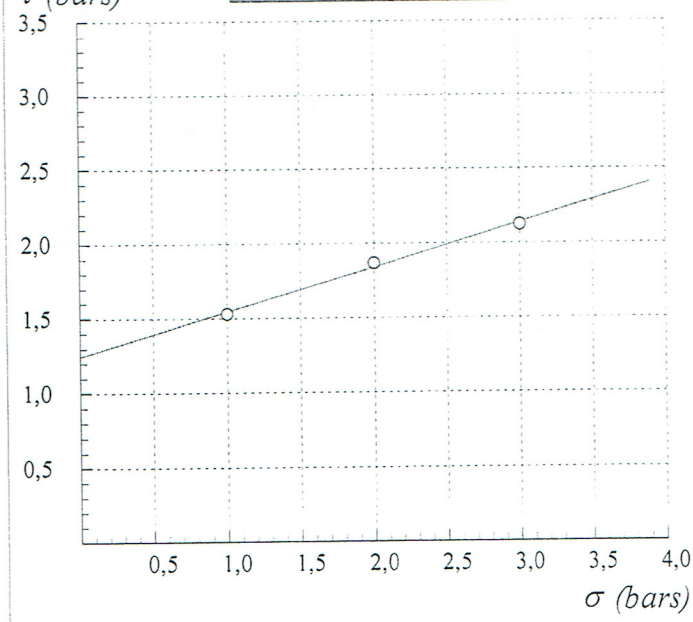
Etude : 150 LPL BAGHLIA
Dossier N° : 205/2012/
N° Sond : SC4
Prof : 6.00-6.20
Nature sol :

Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Date début essais :
Date fin essais :

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 1,25 bars
Frottement = 16,57 degrès

$\sigma_1 = 1{,}0$ bars ---> $\tau_1 = 1{,}53$
$\sigma_2 = 2{,}0$ bars ---> $\tau_2 = 1{,}87$
$\sigma_3 = 3{,}0$ bars ---> $\tau_3 = 2{,}13$

Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

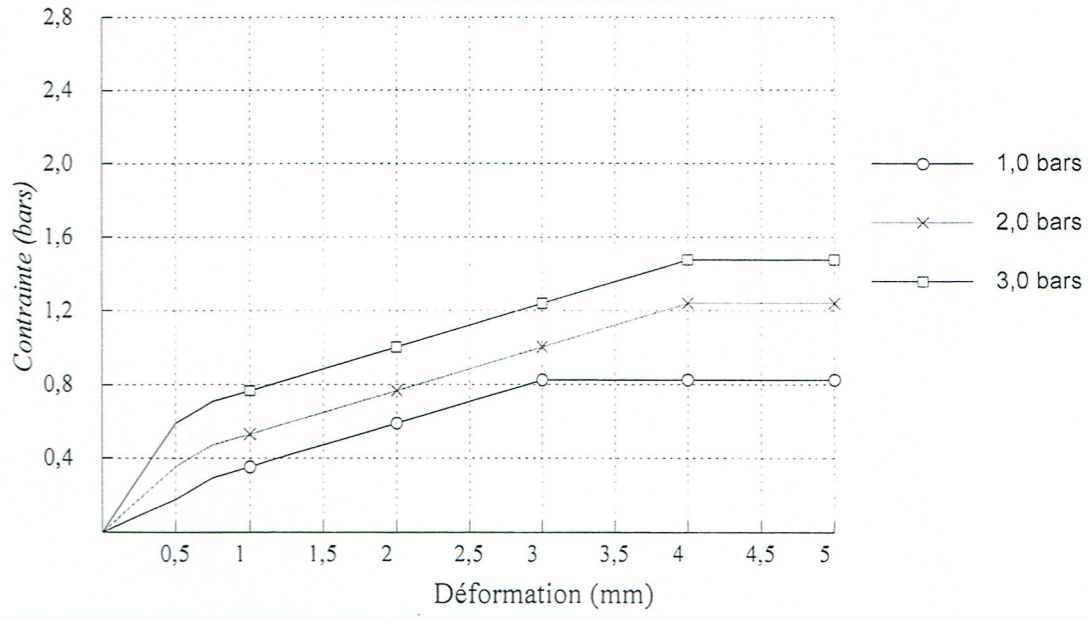
Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT D'ESSAI

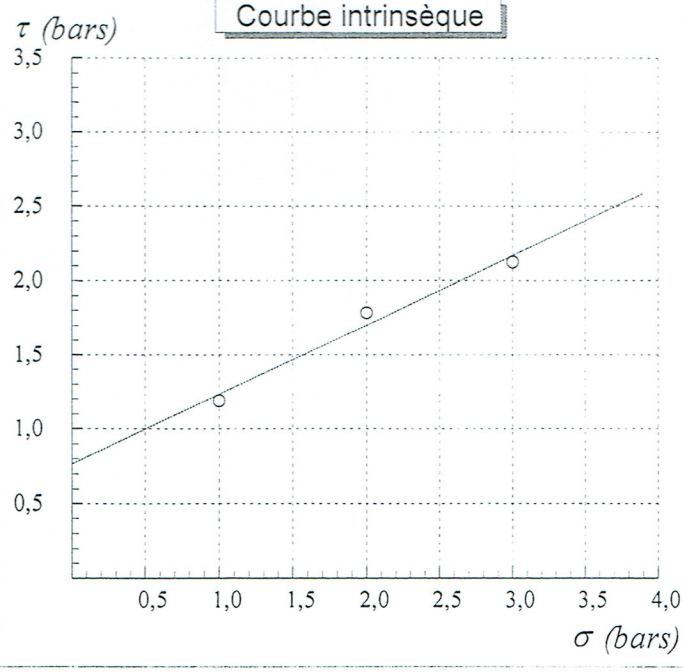
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : 150 LPL BAGHLIA	Type d'essai : UU
Dossier N° : 205/2012/	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
N° Sond : SC5	Date début essais :
Prof : 4.50-4.80	Date fin essais :
Nature sol :	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,77 bars
Frottement = 25,06 degrès

$\sigma_1 = 1{,}0$ bars ---> $\tau_1 = 1{,}19$

$\sigma_2 = 2{,}0$ bars ---> $\tau_2 = 1{,}79$

$\sigma_3 = 3{,}0$ bars ---> $\tau_3 = 2{,}13$

Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

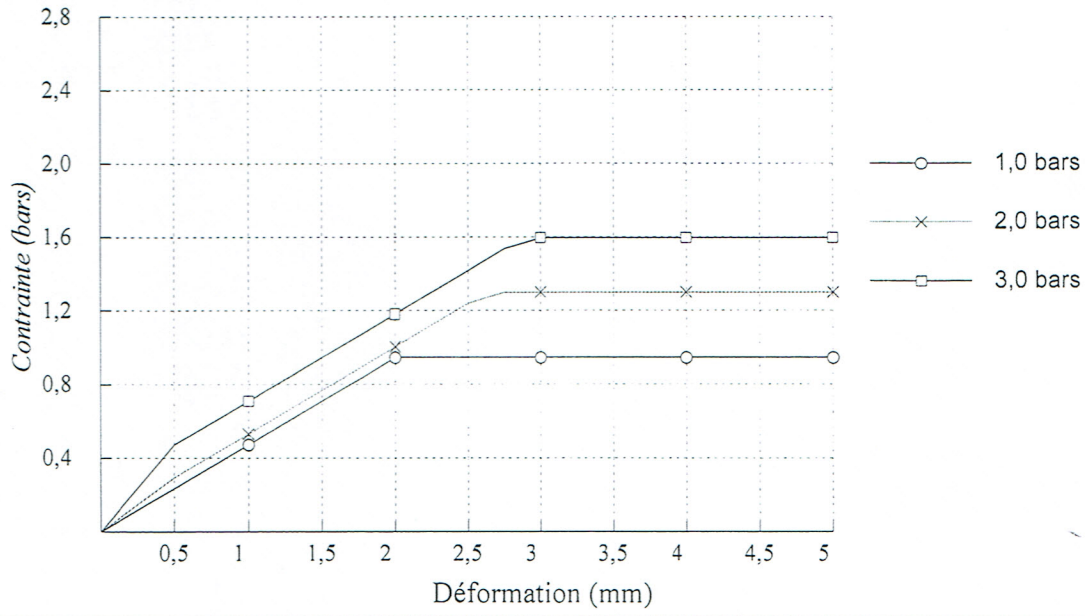
Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT D'ESSAI

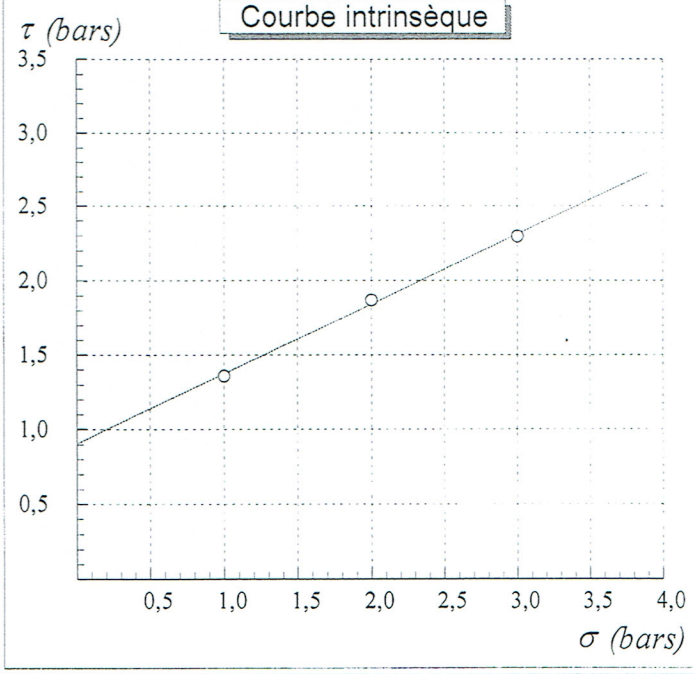
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : 150 LPL BAGHLIA	Type d'essai : UU
Dossier N° : 205/2012/	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
N° Sond : SC6	Date début essais :
Prof : 3.00-3.30	Date fin essais :
Nature sol :	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,91 bars
Frottement = 25,06 degrès

$\sigma_1 = 1,0$ bars ---> $\tau_1 = 1,36$

$\sigma_2 = 2,0$ bars ---> $\tau_2 = 1,87$

$\sigma_3 = 3,0$ bars ---> $\tau_3 = 2,30$

Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

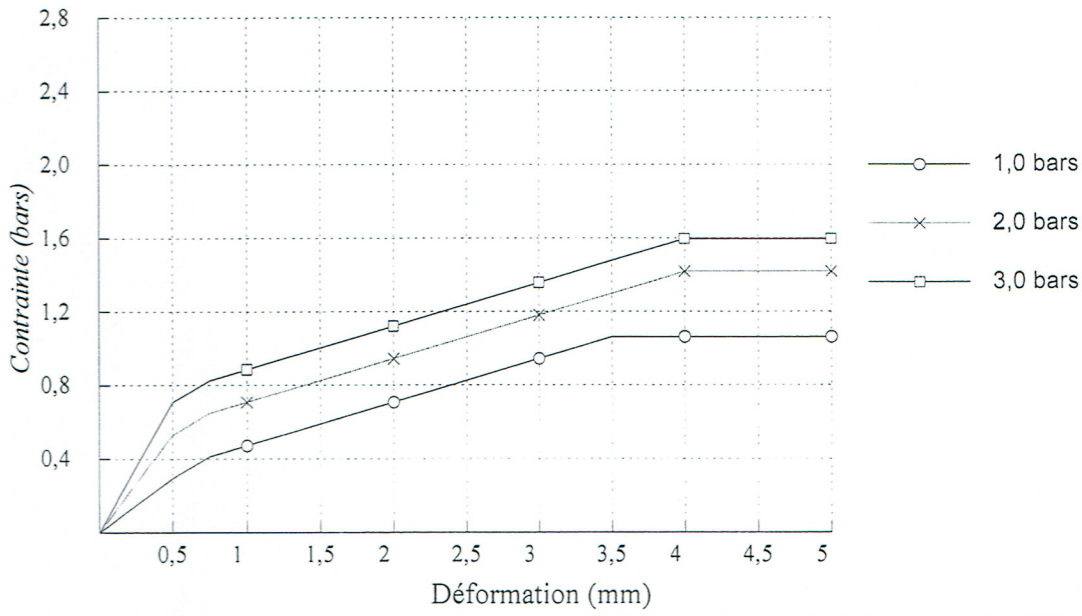
RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

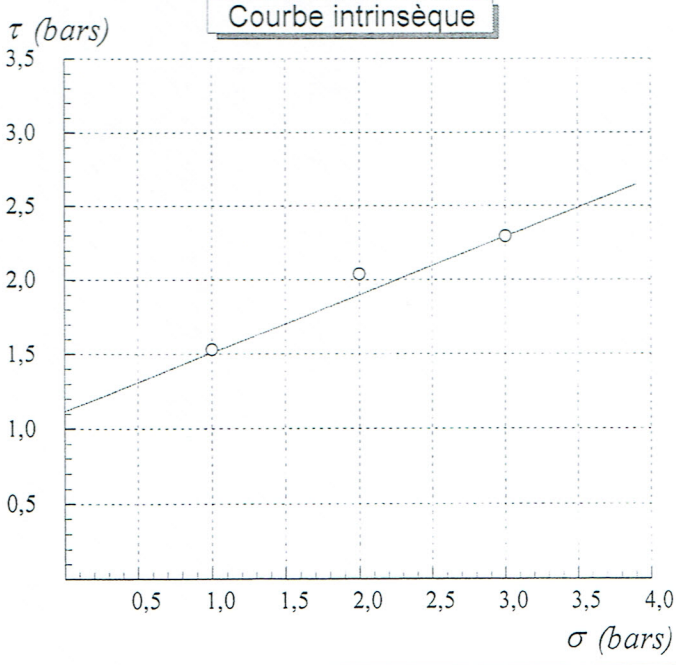
Etude : 150 LPL BAGHLIA
Dossier N° : 205/2012/
N° Sond : SC6
Prof : 4.70-5.00
Nature sol :

Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Date début essais :
Date fin essais :

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 1,12 bars
Frottement = 21,4 degrès

$\sigma_1 = 1{,}0$ bars ---> $\tau_1 = 1{,}53$
$\sigma_2 = 2{,}0$ bars ---> $\tau_2 = 2{,}04$
$\sigma_3 = 3{,}0$ bars ---> $\tau_3 = 2{,}30$

Programme: Soltests 2007 ©

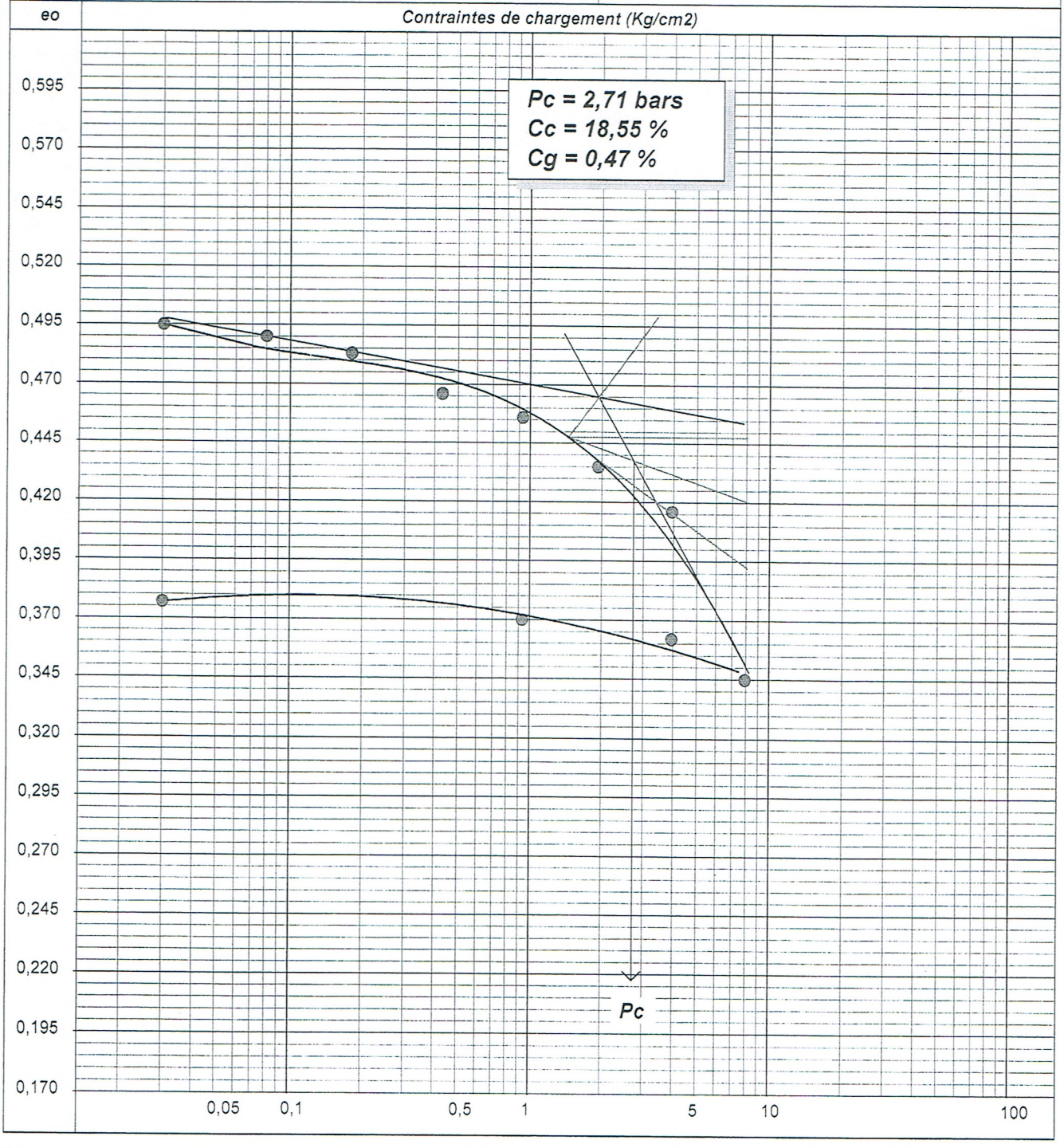
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : 150 LOTS PUBLICS LOCATIFS A BAGHLIA	Réf. Sondage : SC 01
N° Dossier : 205/2012	Profondeur : 3,00-3,20
Lieu : BAGHLIA . W DE BOUMERDES	Date essais :
Client : OPGI BOUMERDES	Nature :



Programme: Soltests 2007 ©

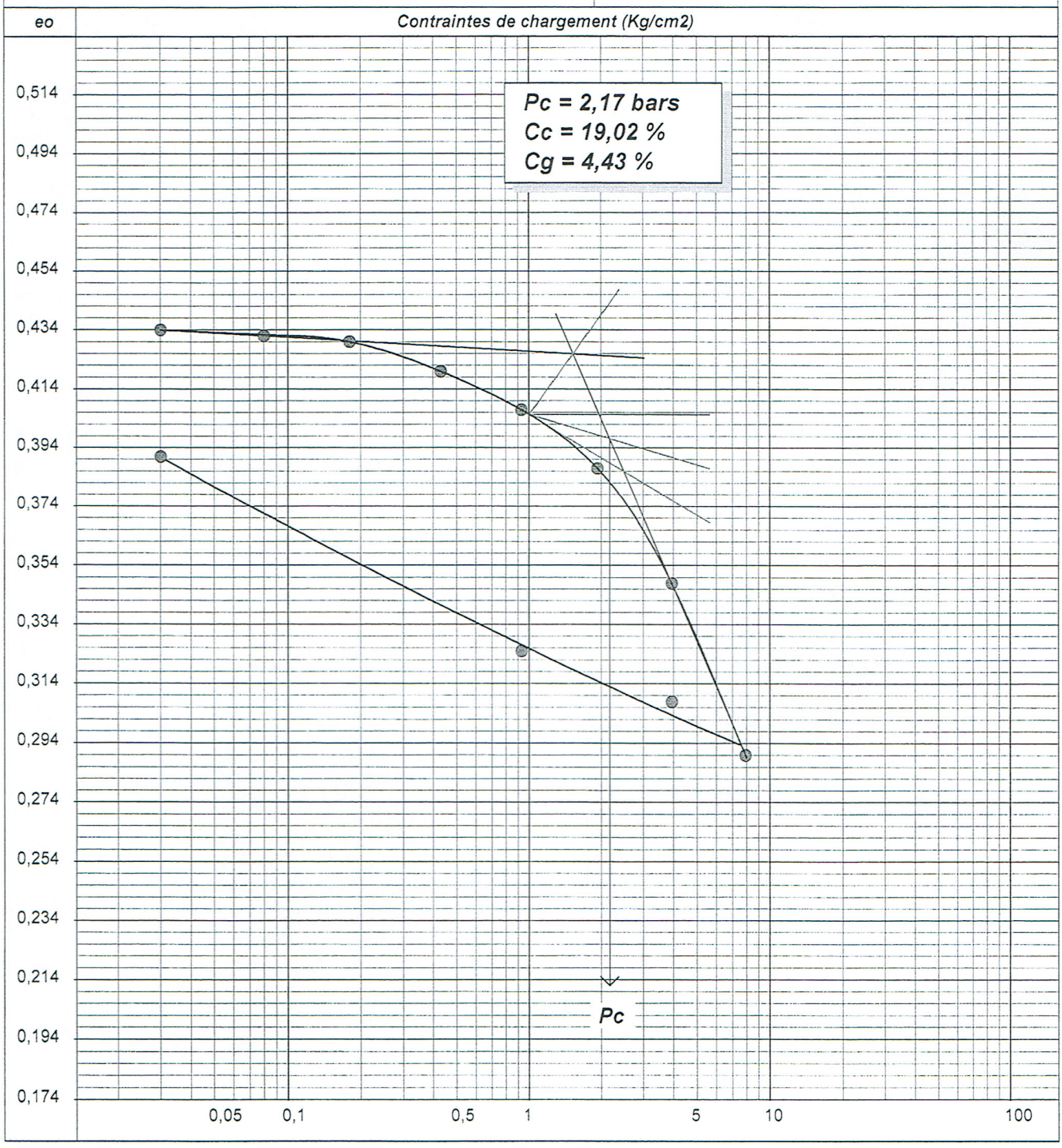
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : 150 LOTS PUBLICS LOCATIFS A BAGHLIA	Réf. Sondage : SC 01
N° Dossier : 205/2012	Profondeur : 5,30-5,80
Lieu : BAGHLIA . W DE BOUMERDES	Date essais :
Client : OPGI BOUMERDES	Nature :



Programme: Soltests 2007 ©

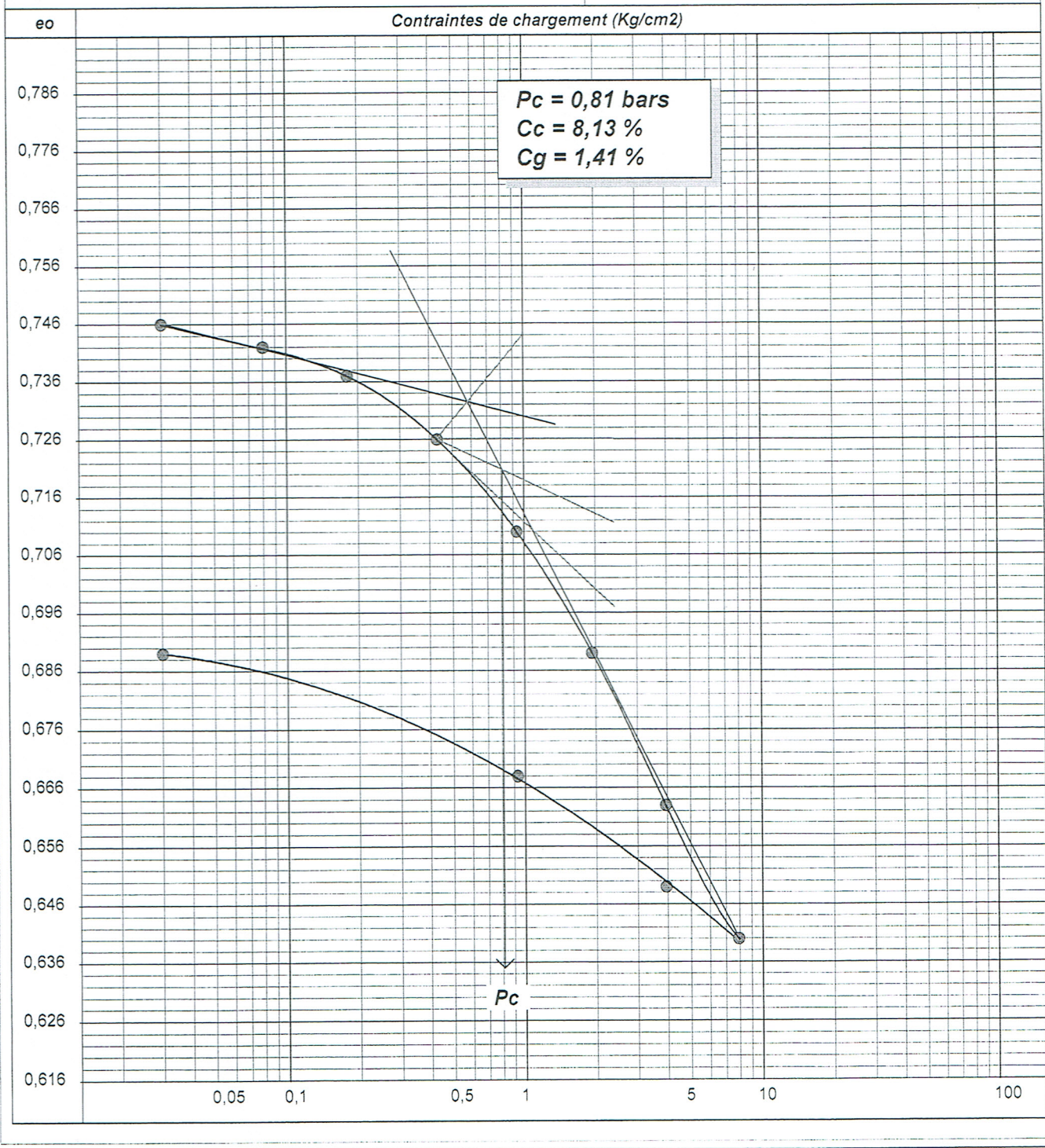
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : 150 LOTS PUBLICS LOCATIFS A BAGHLIA	Réf. Sondage : SC 03
N° Dossier : 205/2012	Profondeur : 3,50-4,00
Lieu : BAGHLIA . W DE BOUMERDES	Date essais :
Client : OPGI BOUMERDES	Nature :



Programme: Soltests 2007 ©

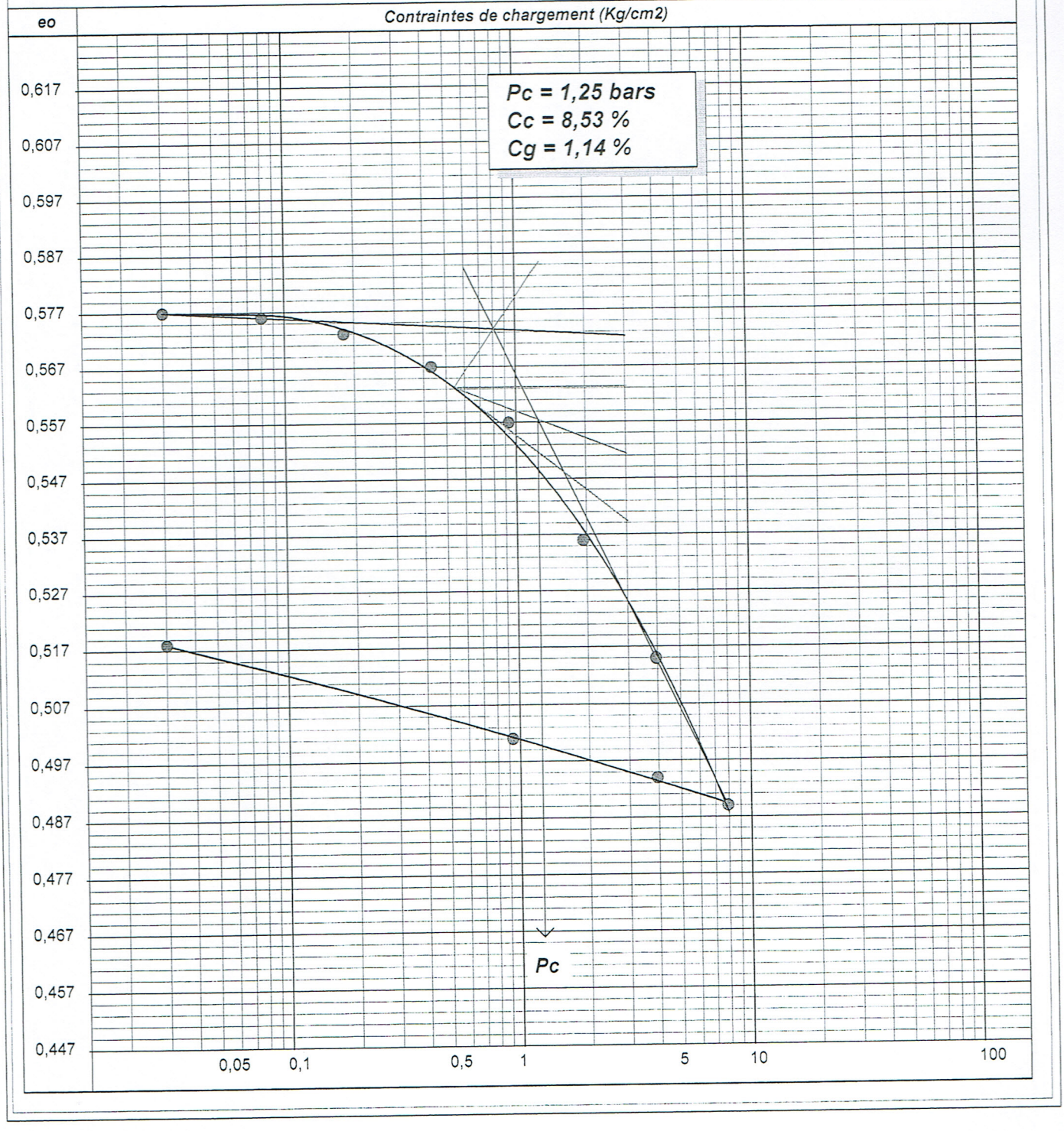
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : 150 LOTS PUBLICS LOCATIFS A BAGHLIA	Réf. Sondage : SC 03
N° Dossier : 205/2012	Profondeur : 5,30-6,00
Lieu : BAGHLIA . W DE BOUMERDES	Date essais :
Client : OPGI BOUMERDES	Nature :



Programme: Soltests 2007 ©

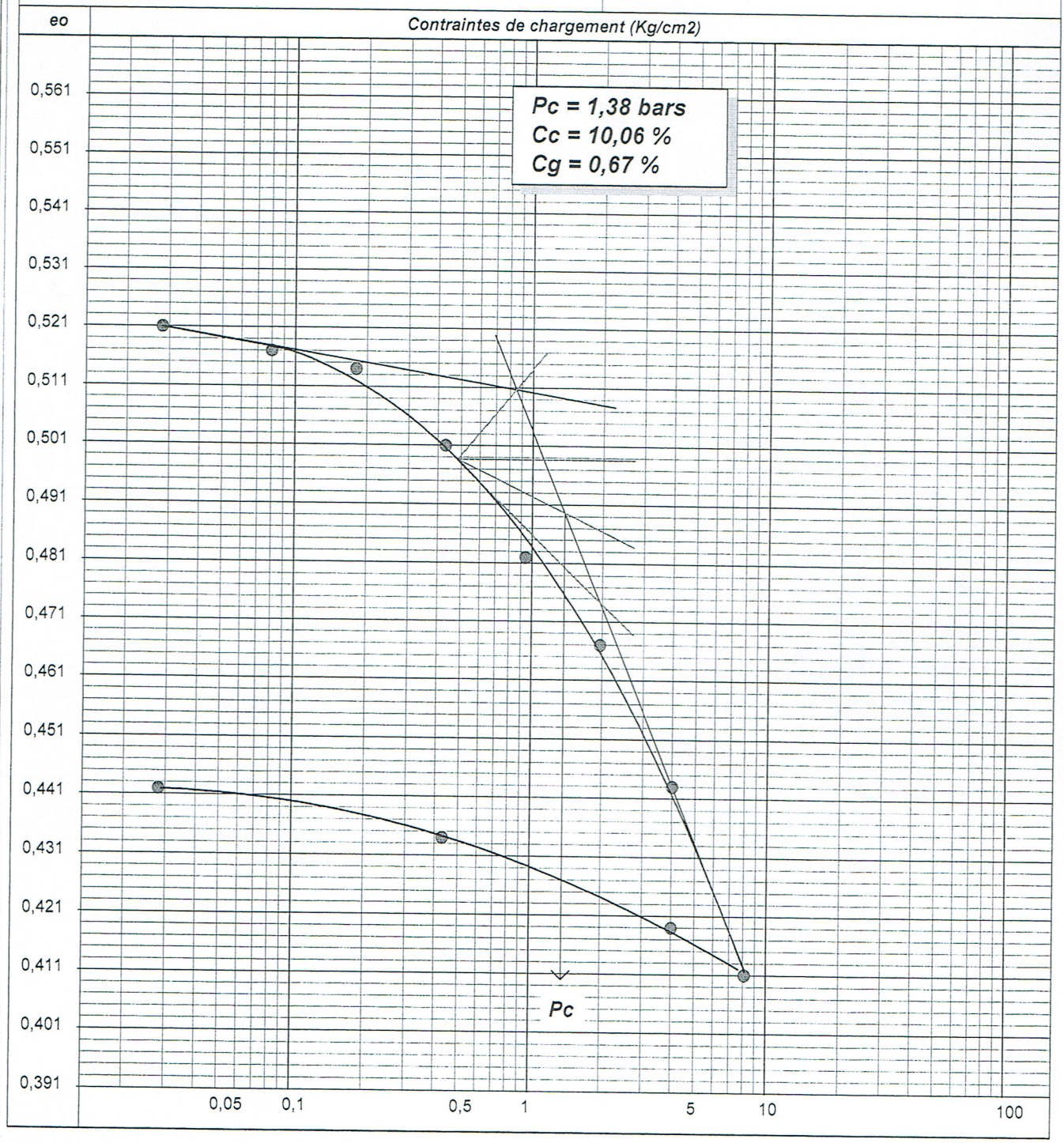
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : 150 LOTS PUBLICS LOCATIFS A BAGHLIA	Réf. Sondage : SC 04
N° Dossier : 205/2012	Profondeur : 4,10-4,40
Lieu : BAGHLIA . W DE BOUMERDES	Date essais :
Client : OPGI BOUMERDES	Nature :



Programme: Soltests 2007 ©

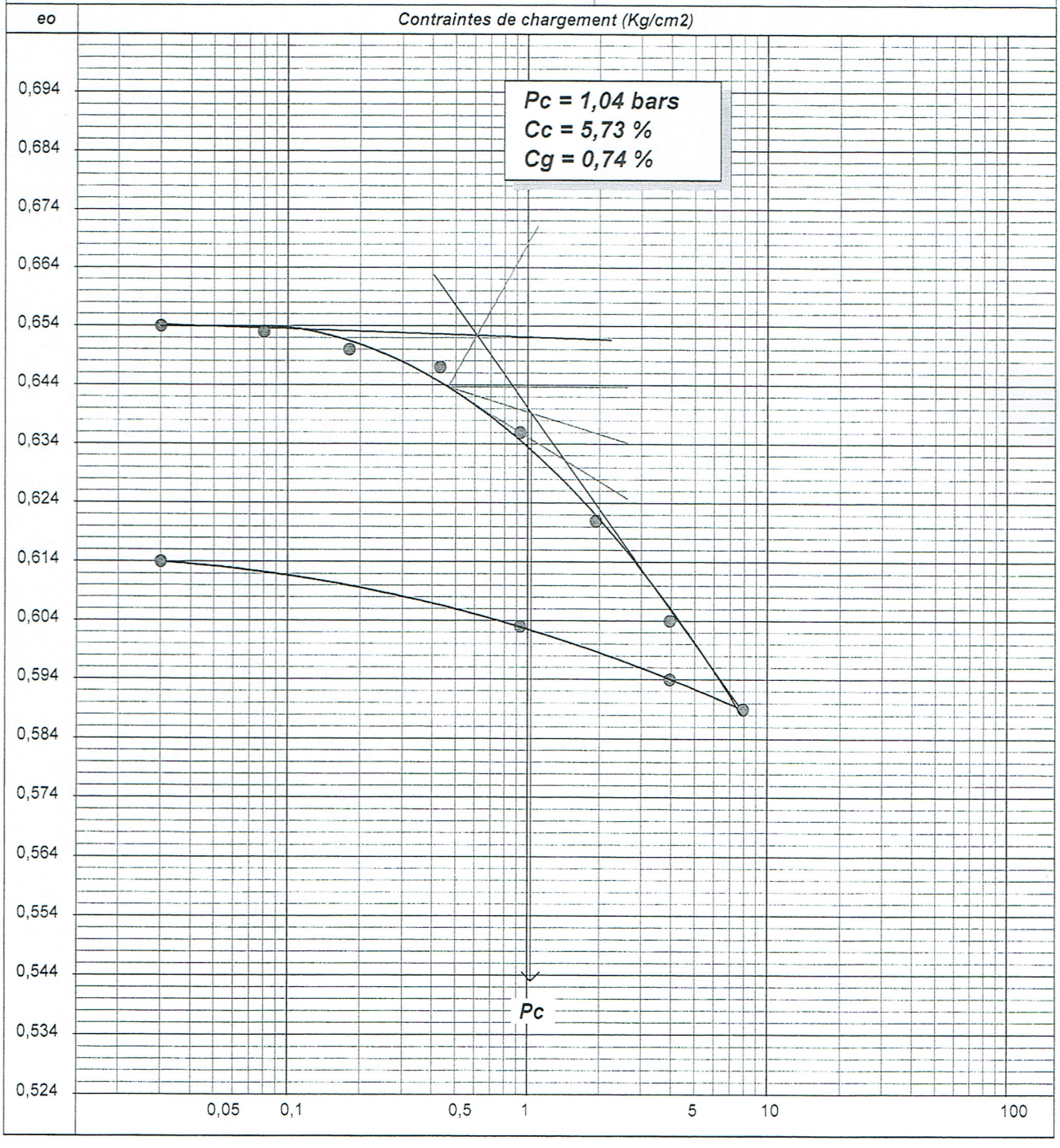
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : 150 LOTS PUBLICS LOCATIFS A BAGHLIA	Réf. Sondage : SC 04
N° Dossier : 205/2012	Profondeur : 6,00-6,20
Lieu : BAGHLIA . W DE BOUMERDES	Date essais :
Client : OPGI BOUMERDES	Nature :



Programme: Soltests 2007 ©

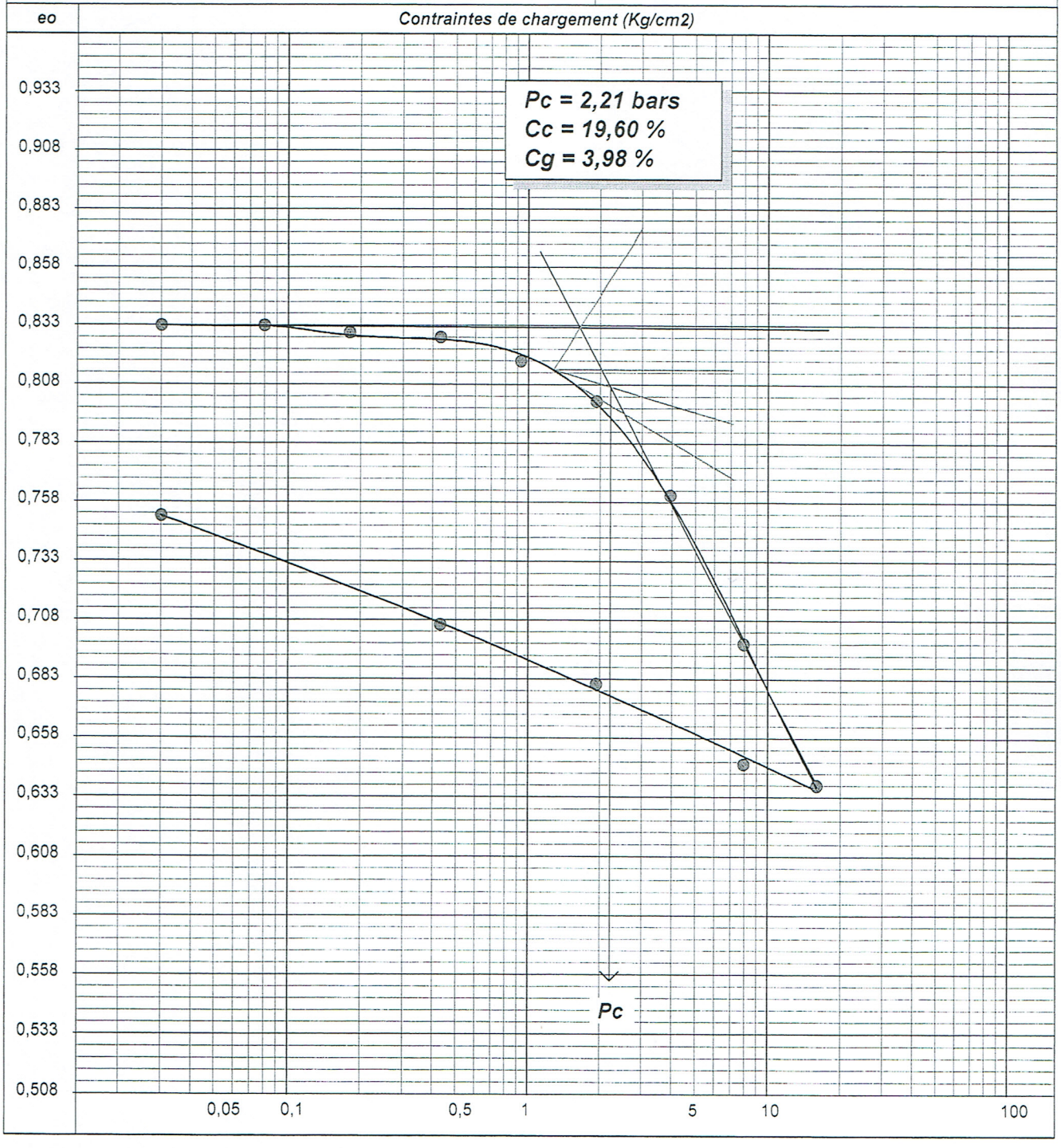
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : 150 LOTS PUBLICS LOCATIFS A BAGHLIA	Réf. Sondage : SC6
N° Dossier : 205/2012	Profondeur : 3,00-3,30
Lieu : BAGHLIA . W DE BOUMERDES	Date essais :
Client : OPGI BOUMERDES	Nature :



Programme: Soltests 2007 ©

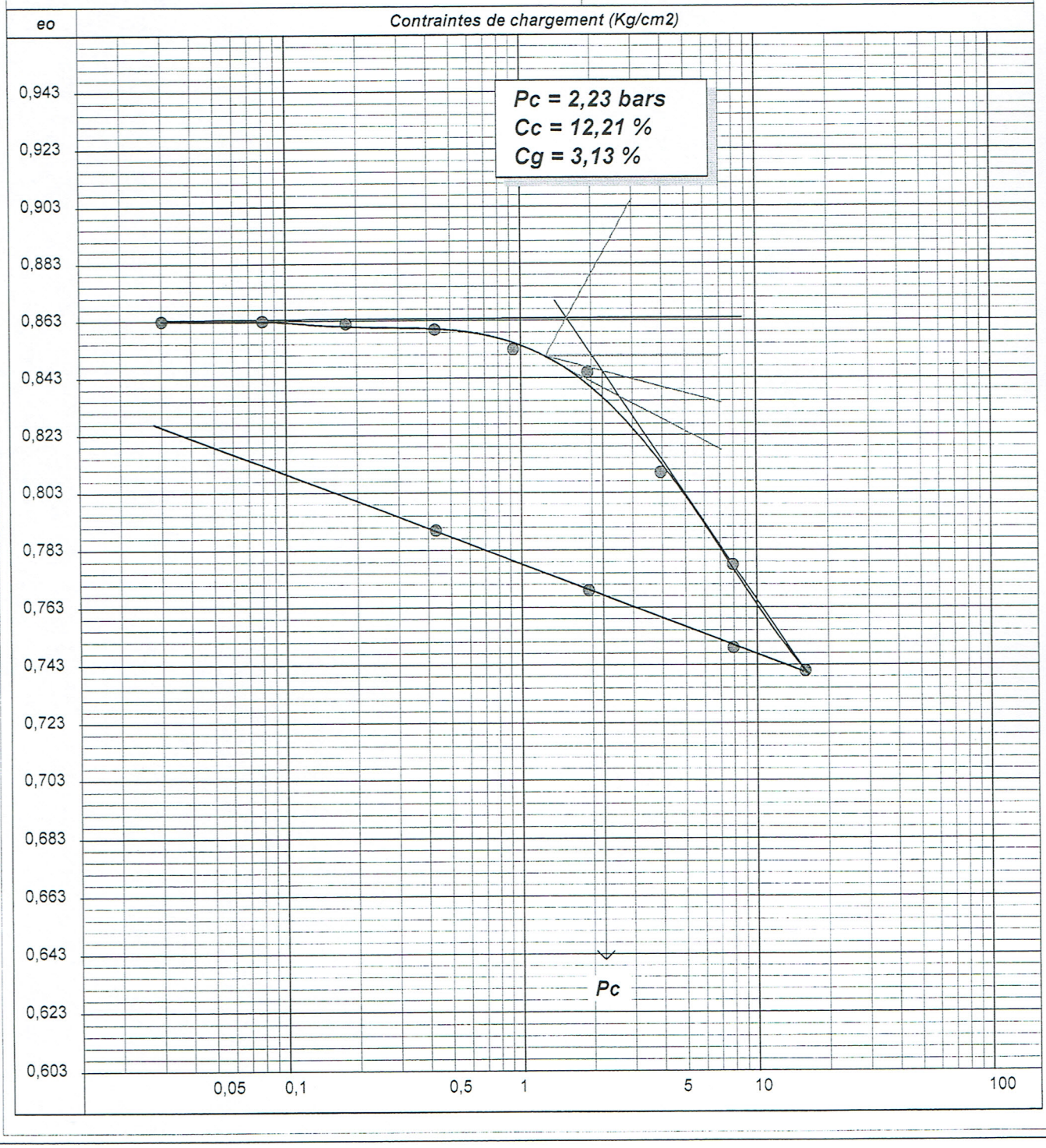
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : 150 LOTS PUBLICS LOCATIFS A BAGHLIA	Réf. Sondage : SC6
N° Dossier : 205/2012	Profondeur : 4,70-5,00
Lieu : BAGHLIA . W DE BOUMERDES	Date essais :
Client : OPGI BOUMERDES	Nature :



Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

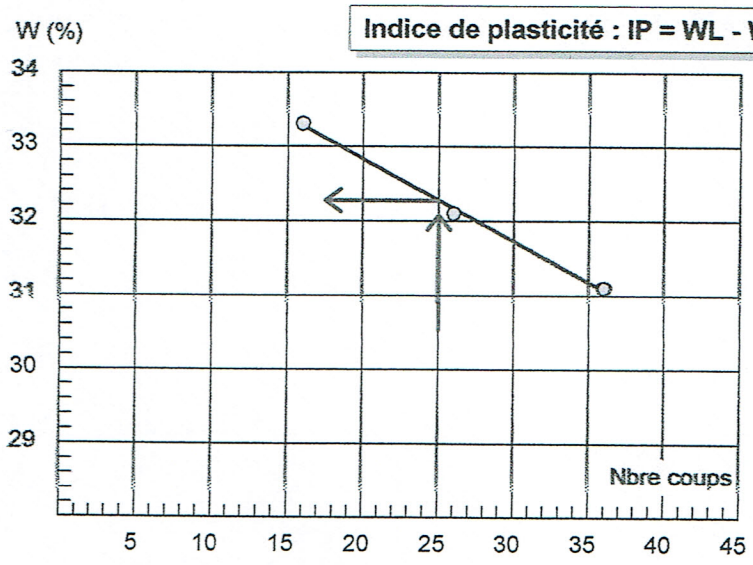
Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : 150 LOGTS LPL BAGHLIA	Réf : SC1
N° Dossier :	Profondeur : 3.00-3.20
Lieu : BAGHLIA W-BOUMERDES	Nature :
Client: OPGI	Date essais :

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 17,01%

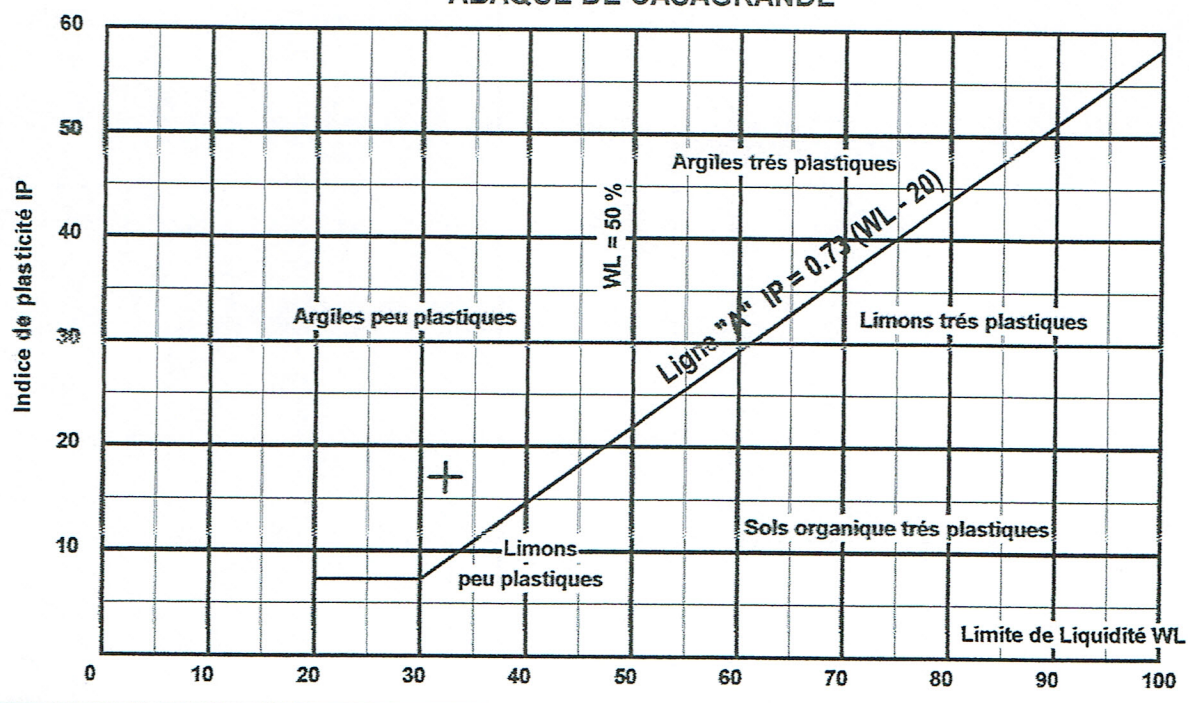


Essai N°	W (%)
1	17,2
2	14,9
3	13,7

Limite de Liquidité (WL) = 32,28 %

Limite de Plasticité WP = 15,27 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

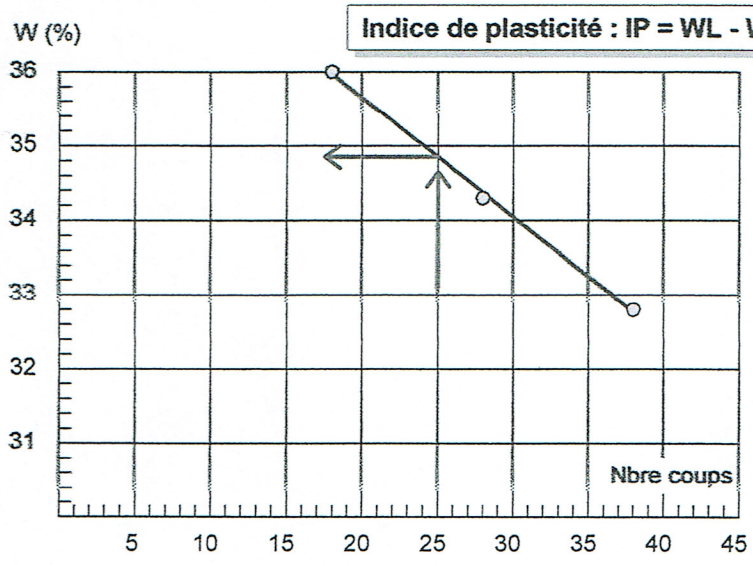
Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : 150 LOGTS LPL BAGHLIA	Réf : SC1
N° Dossier :	Profondeur : 5.30-5.80
Lieu : BAGHLIA W-BOUMERDES	Nature :
Client: OPGI	Date essais :

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 18,92%

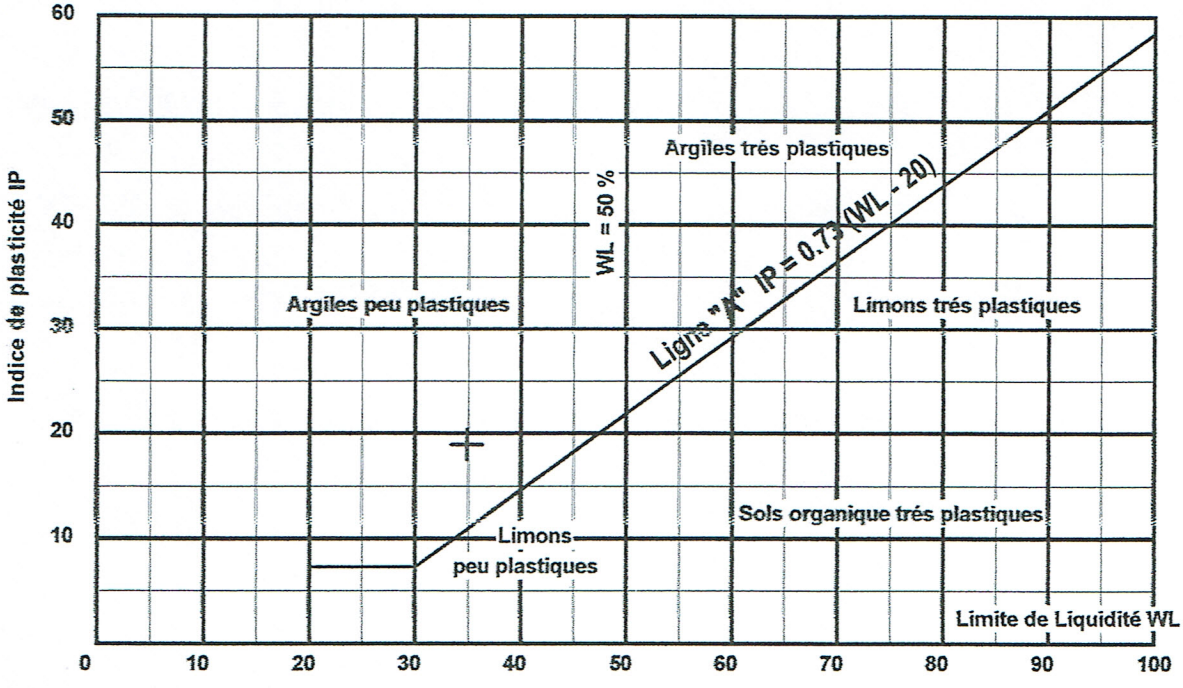


Essai N°	W (%)
1	16
2	14,7
3	17,1

Limite de Liquidité (WL) = 34,85 %

Limite de Plasticité WP = 15,93 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

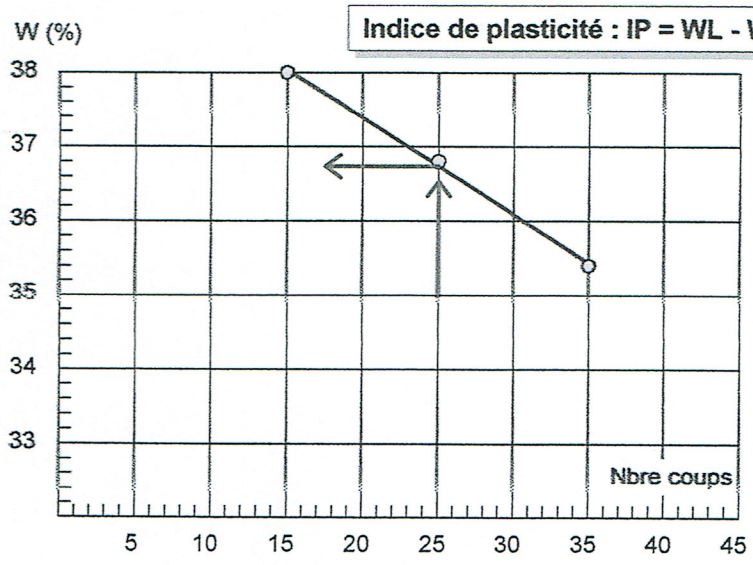
Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : 150 LOGTS LPL BAGHLIA	Réf : SC1
N° Dossier :	Profondeur : 7.70-7.90
Lieu : BAGHLIA W-BOUMERDES	Nature :
Client: OPGI	Date essais :

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 20,56%

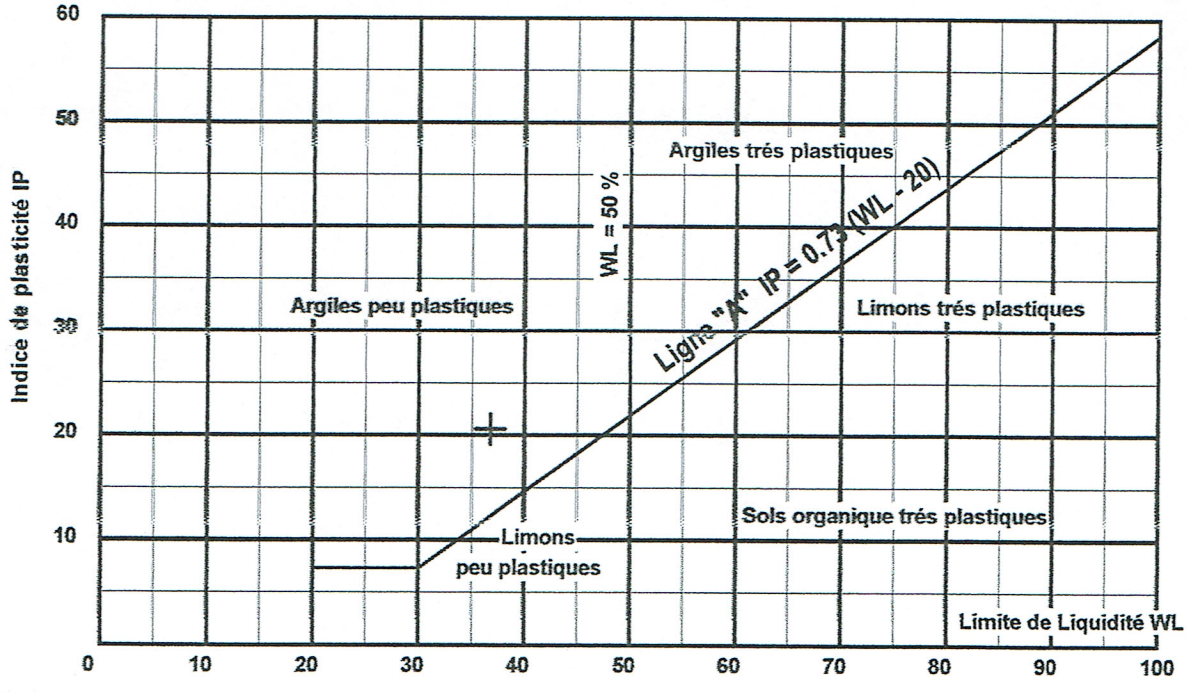


Essai N°	W (%)
1	16,5
2	16,3
3	15,7

Limite de Liquidité (WL) = 36,73 %

Limite de Plasticité WP = 16,17 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

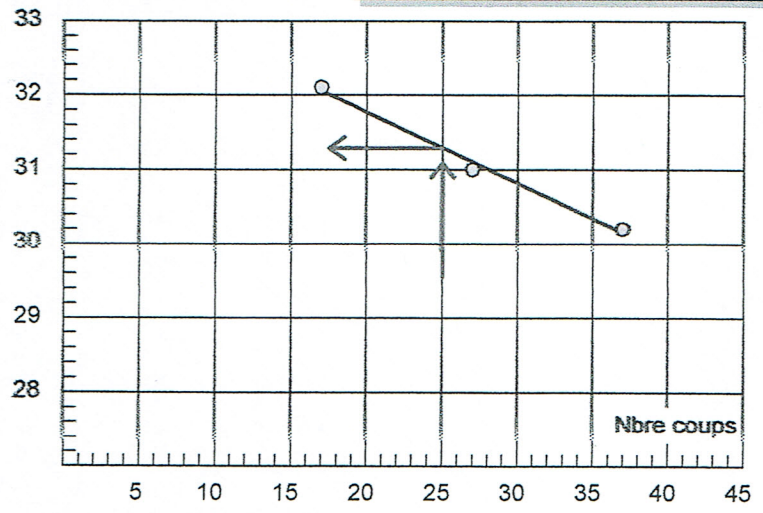
Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : 150 LOGTS LPL BAGHLIA	Réf : SC2
N° Dossier :	Profondeur : 2.60-2.80
Lieu : BAGHLIA W-BOUMERDES	Nature :
Client: OPGI	Date essais :

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 17,76%

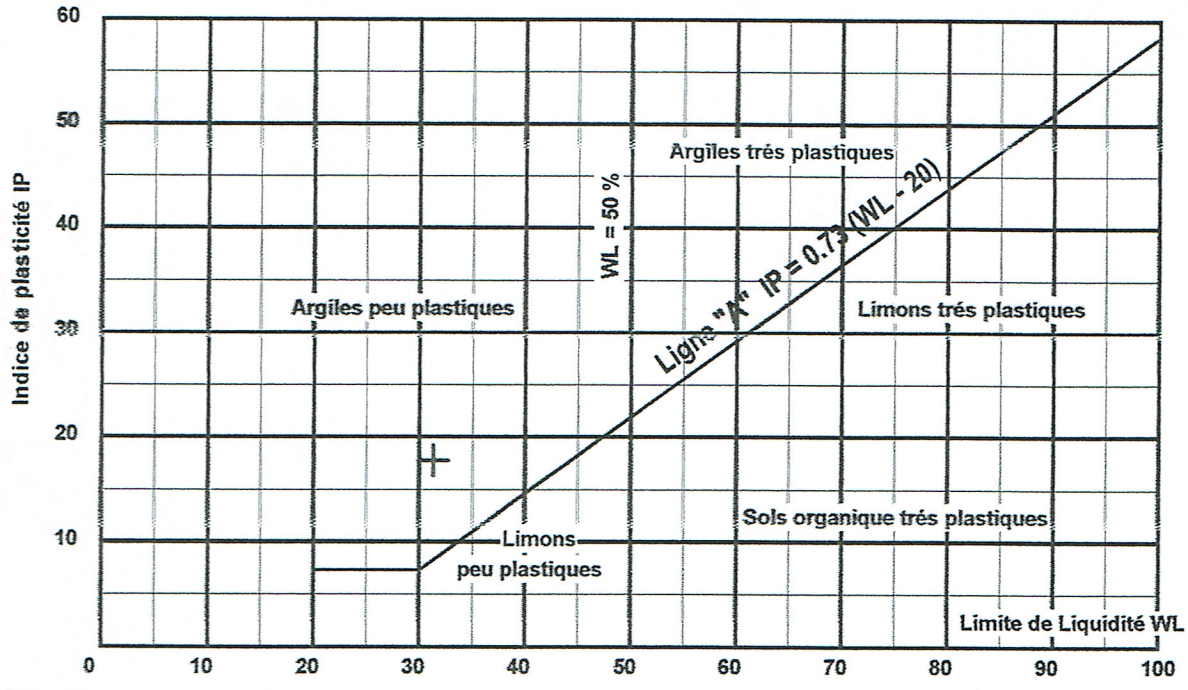


Essai N°	W (%)
1	13,7
2	14,1
3	12,8

Limite de Plasticité WP = 13,53 %

Limite de Liquidité (WL) = 31,29 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

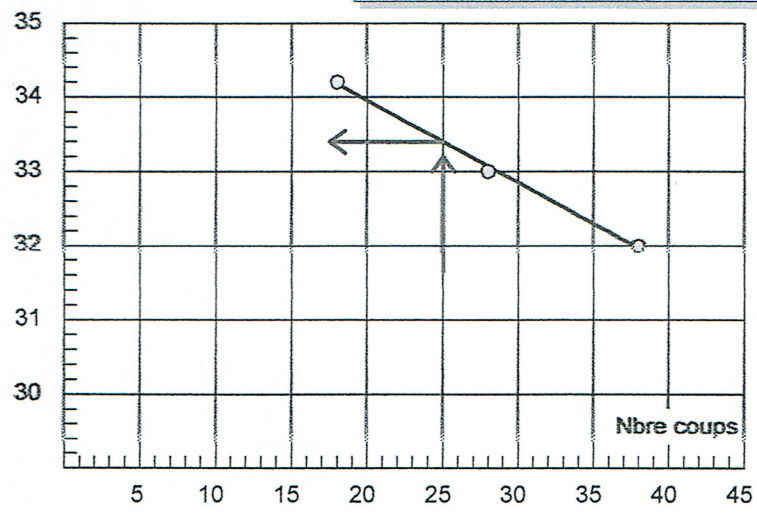
Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : 150 LOGTS LPL BAGHLIA	Réf : SC2
N° Dossier :	Profondeur : 5.60-6.00
Lieu : BAGHLIA W-BOUMERDES	Nature :
Client: OPGI	Date essais :

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 19,07%

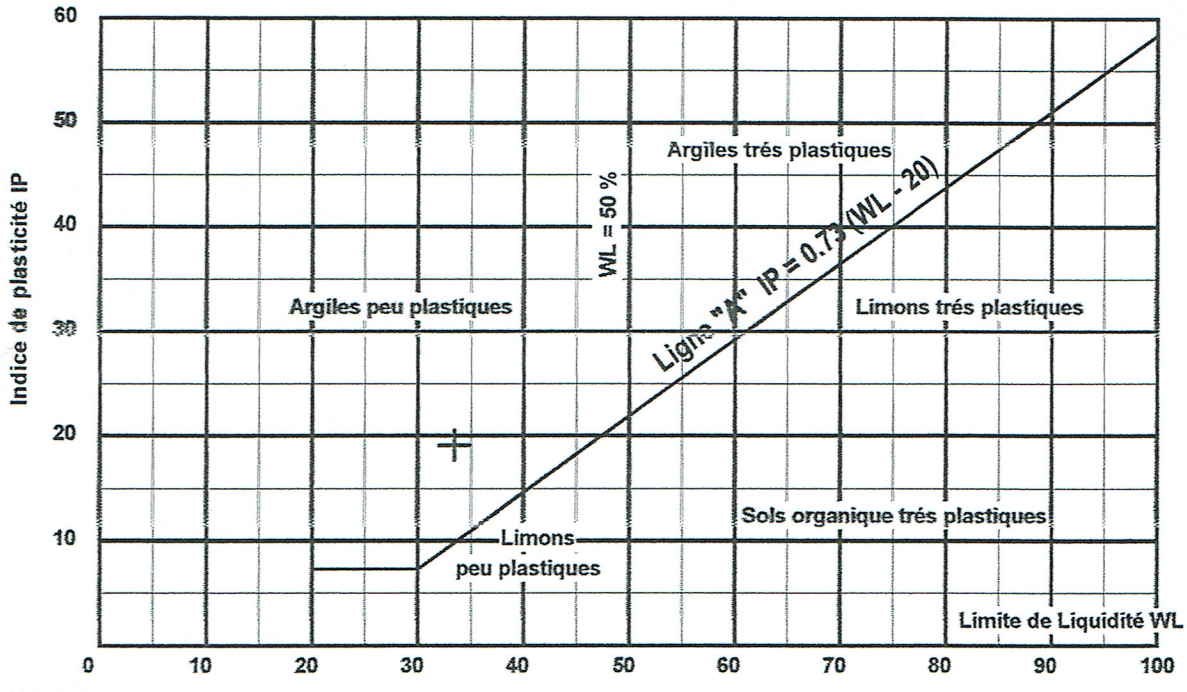


Essai N°	W (%)
1	14,9
2	15,1
3	13

Limite de Plasticité WP = 14,33 %

Limite de Liquidité (WL) = 33,4 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

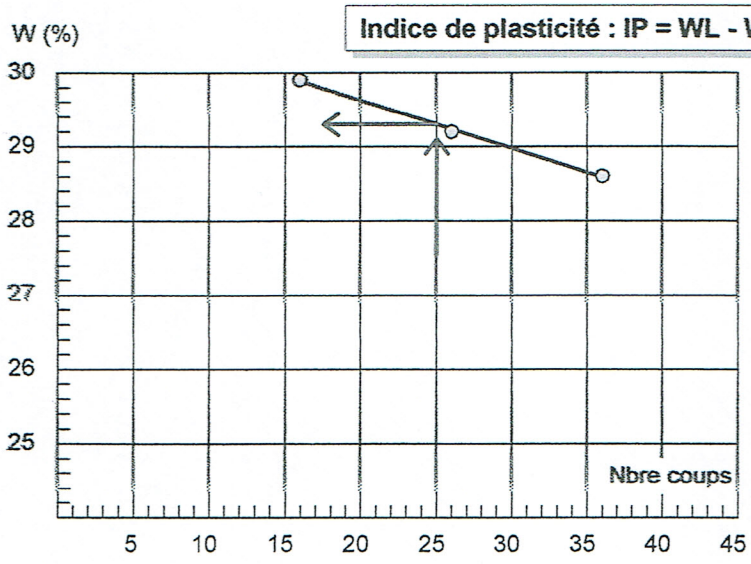
Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : 150 LOGTS LPL BAGHLIA	Réf : SC3
N° Dossier :	Profondeur : 1.50-2.00
Lieu : BAGHLIA W-BOUMERDES	Nature :
Client: OPGI	Date essais :

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 17,03%

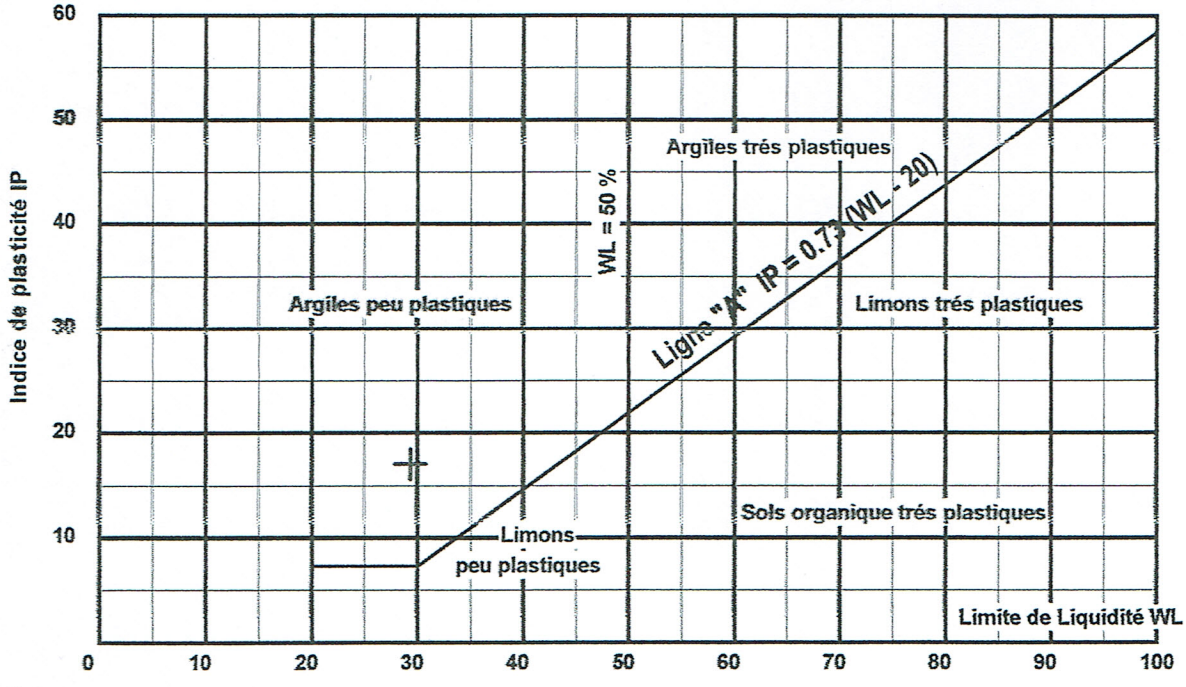


Essai N°	W (%)
1	12,5
2	11
3	13,3

Limite de Plasticité WP = 12,27 %

Limite de Liquidité (WL) = 29,3 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

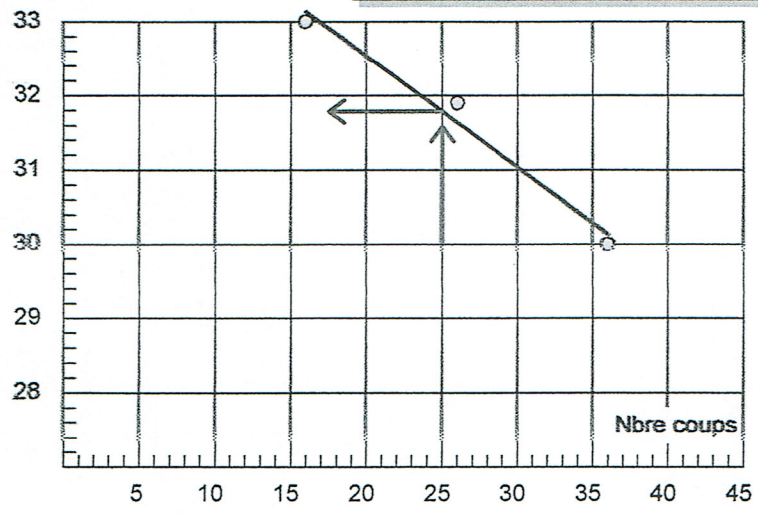
Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : 150 LOGTS LPL BAGHLIA	Réf : SC3
N° Dossier :	Profondeur : 3.50-4.00
Lieu : BAGHLIA W-BOUMERDES	Nature :
Client: OPGI	Date essais :

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 19,11%

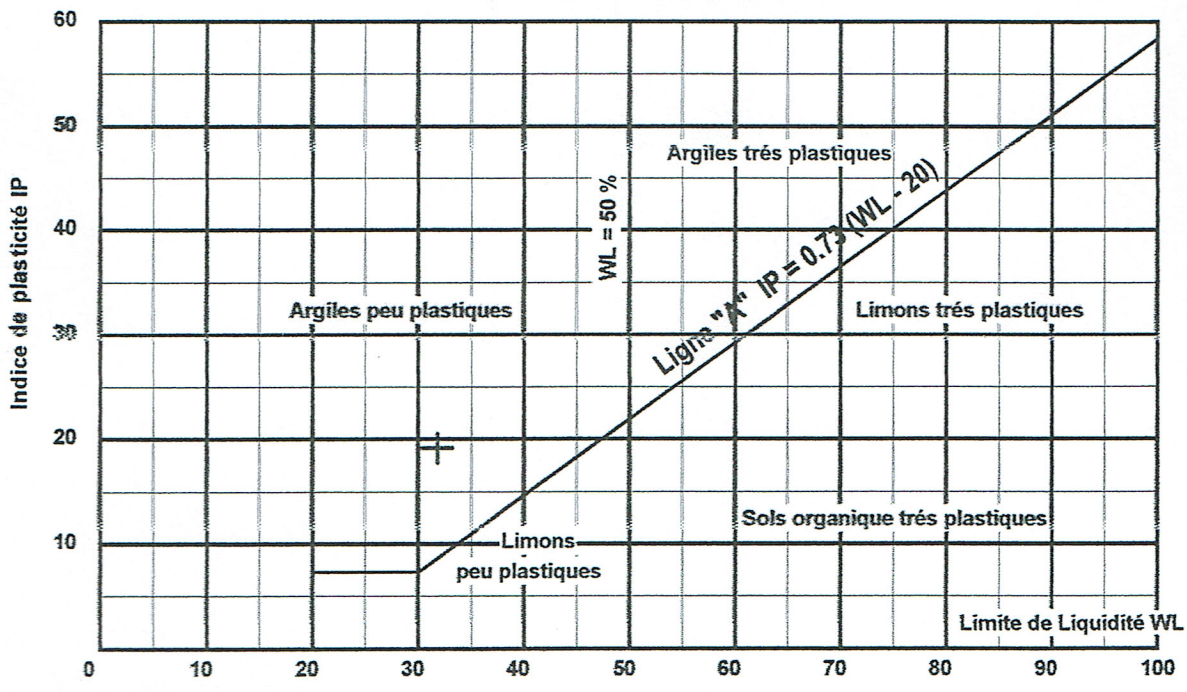


Essai N°	W (%)
1	12,1
2	14,3
3	11,6

Limite de Plasticité WP = 12,67 %

Limite de Liquidité (WL) = 31,78 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

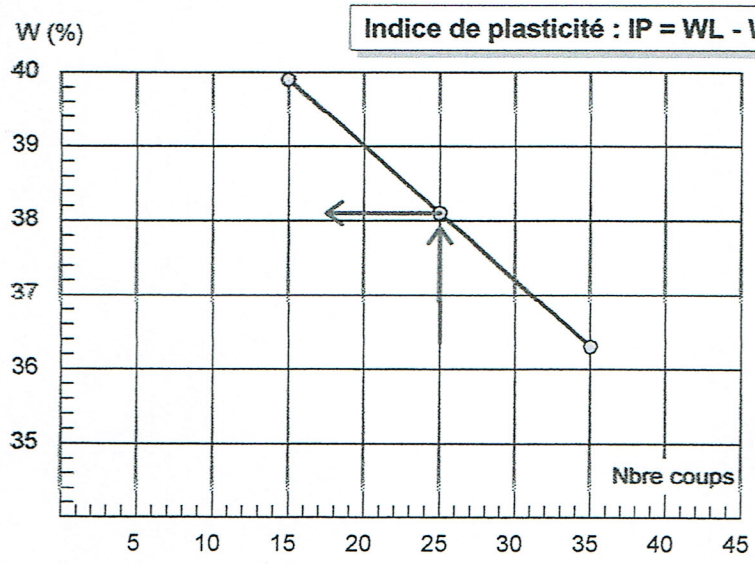
Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : 150 LOGTS LPL BAGHLIA	Réf : SC3
N° Dossier :	Profondeur : 5.70-6.00
Lieu : BAGHLIA W-BOUMERDES	Nature :
Client: OPGI	Date essais :

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 20,03%

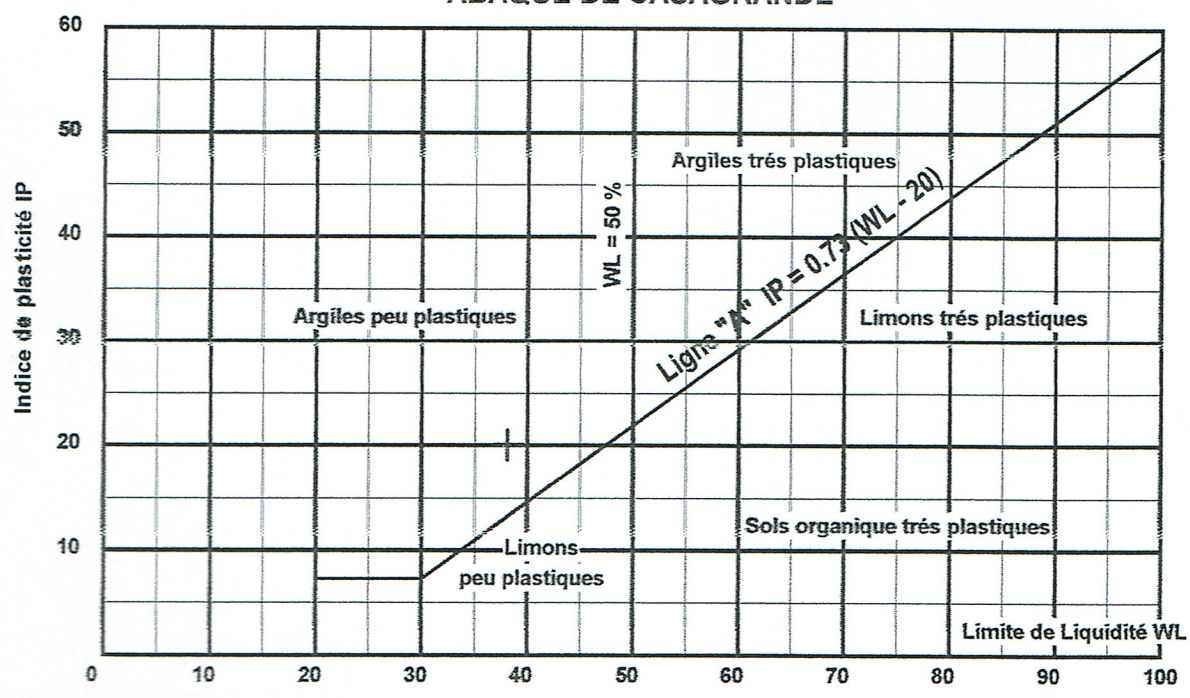


Essai N°	W (%)
1	18,4
2	17,6
3	18,2

Limite de Liquidité (WL) = 38,1 %

Limite de Plasticité WP = 18,07 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



Programme: Soltests 2007 ©

GCB-MED

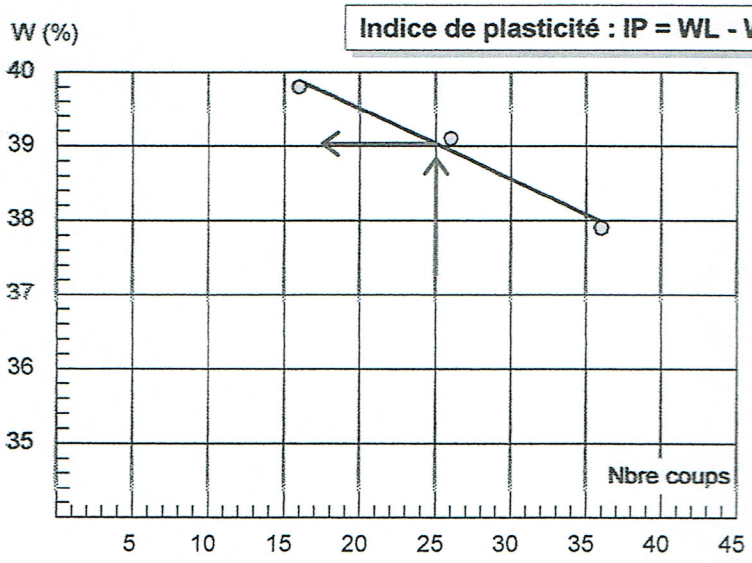
Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : 150 LOGTS LPL BAGHLIA	Réf : SC6
N° Dossier :	Profondeur : 4.70-5.00
Lieu : BAGHLIA W-BOUMERDES	Nature :
Client: OPGI	Date essais :

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 21,06%

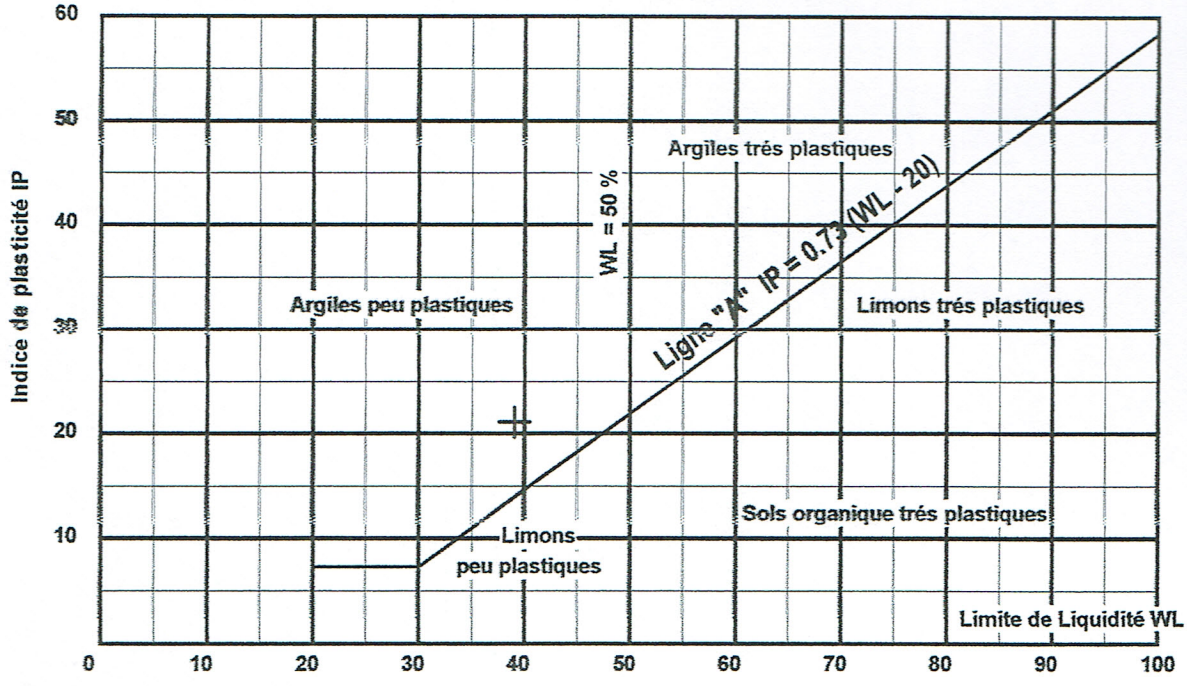


Essai N°	W (%)
1	18,2
2	17,7
3	18

Limite de Plasticité WP = 17,97 %

Limite de Liquidité (WL) = 39,03 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



Programme: Soltests 2007 ©

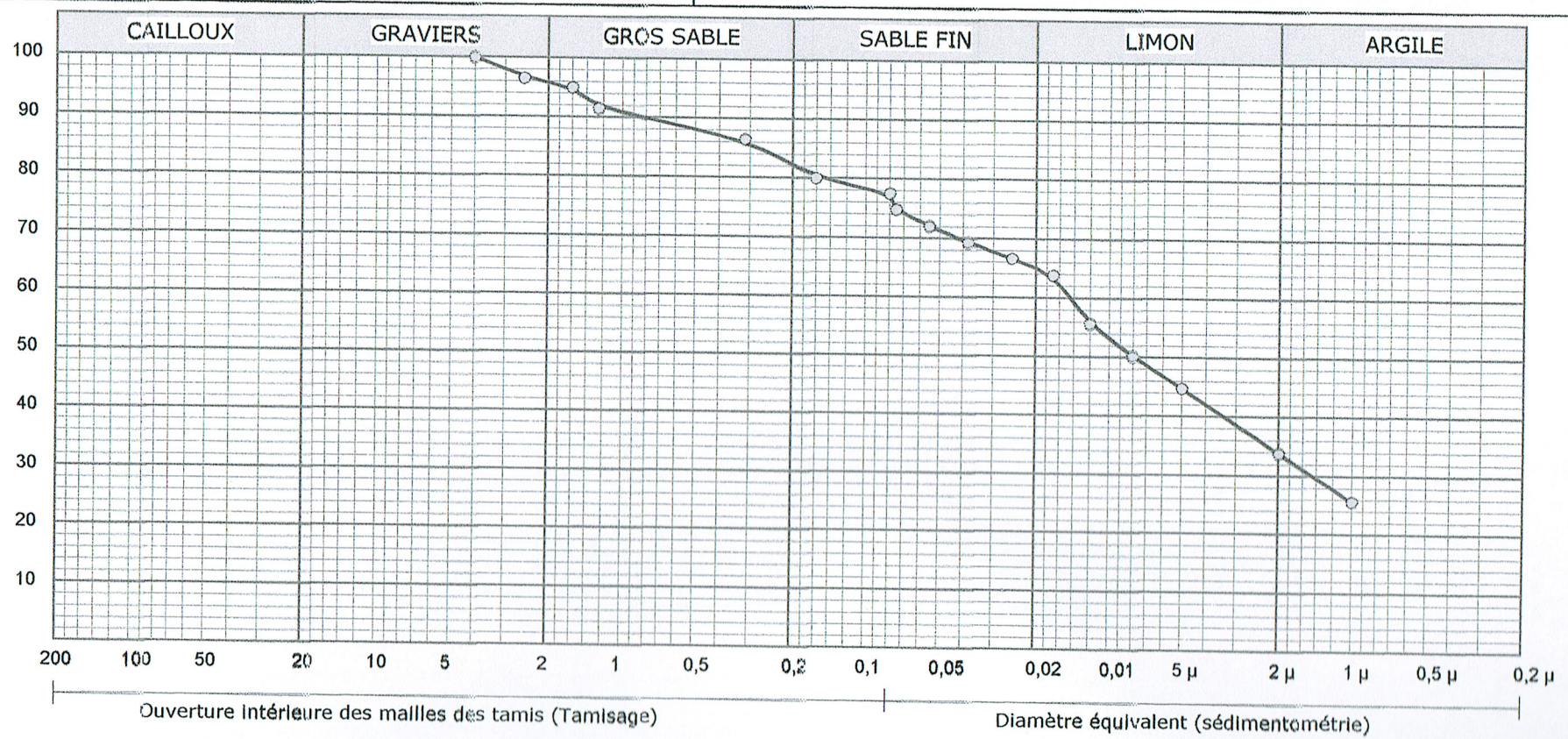
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

Projet : 150 LOGTS LPL BAGHLIA
CLIENT : OPGI
Localisation : BAGHLIA W-BOUMERDES
Date essai :

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056

SC1: 3.0-3.20



D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cc	Cu
0,014	0,001			

Programme: Soltests 2007 ©

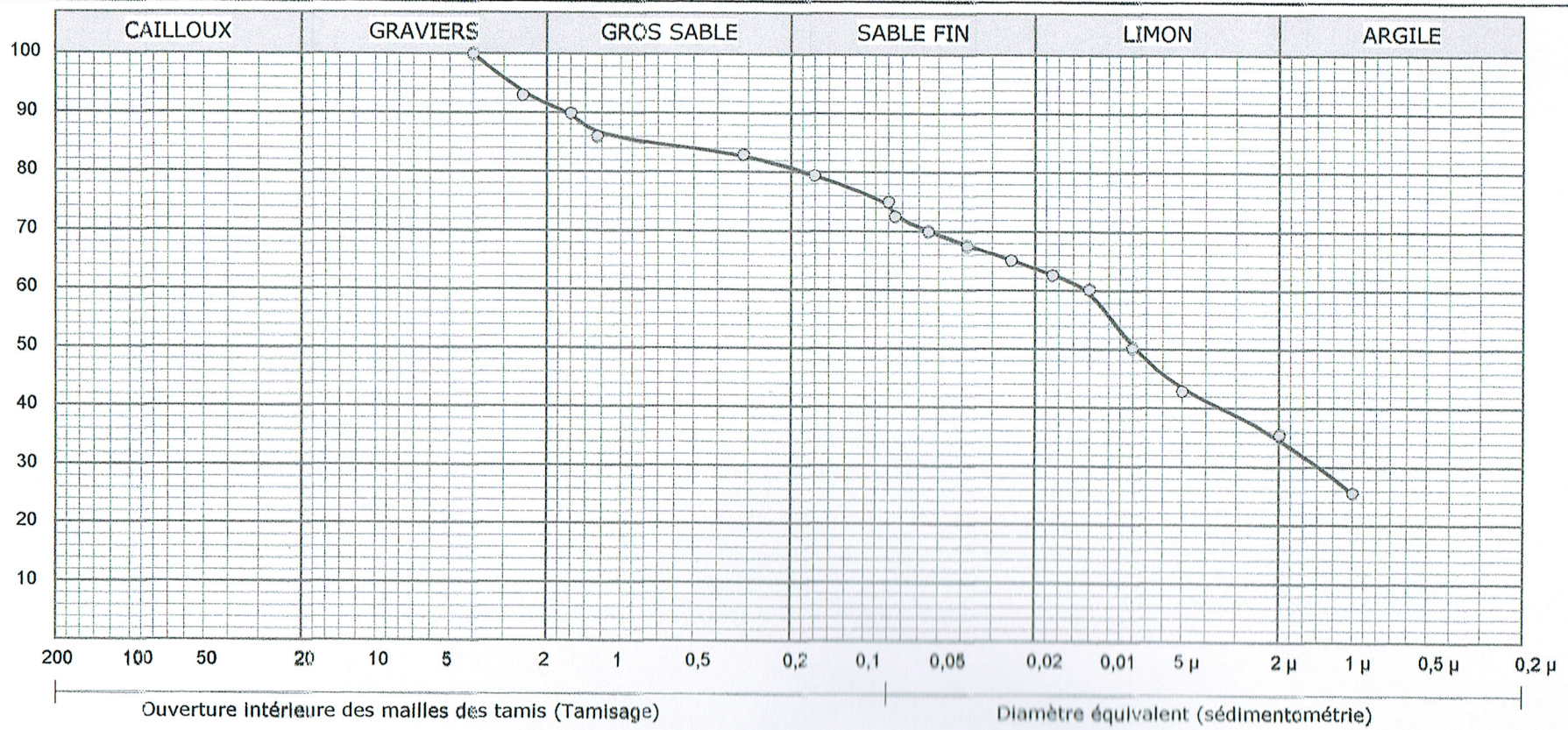
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

Projet : 150 LOGTS LPL BAGHLIA
CLIENT : OPGI
Localisation : BAGHLIA W-BOUMERDES
Date essai :

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056

SC1: 5.30-5.80



D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cc	Cu
0,012	0,001			

Programme: Soltests 2007 ©

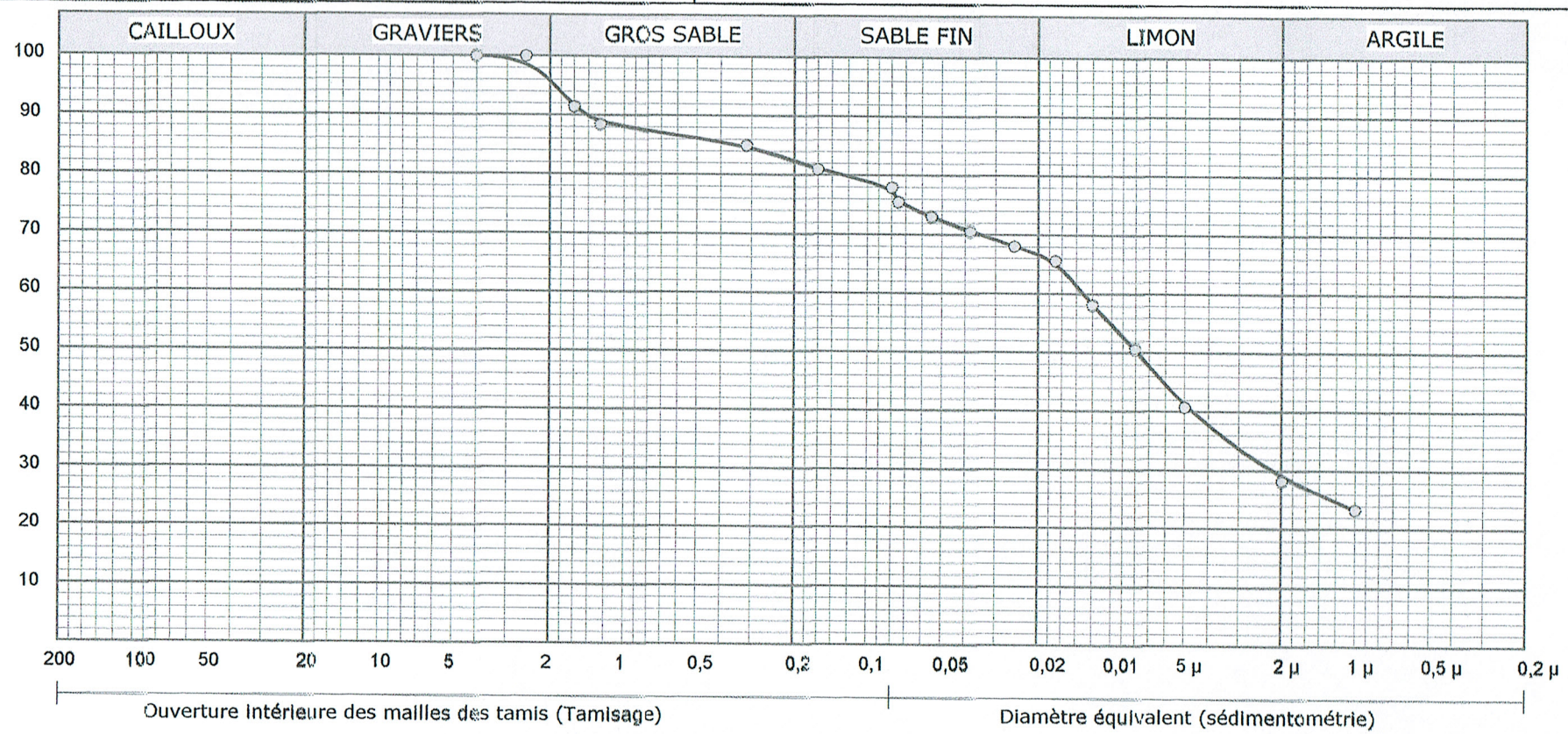
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

Projet : 150 LOGTS LPL BAGHLIA
CLIENT : OPGI
Localisation : BAGHLIA W-BOUMERDES
Date essai :

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056

SC01: 7.70-7.90



D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cc	Cu
0,013	0,002			

Programme: Soltests 2007 ©

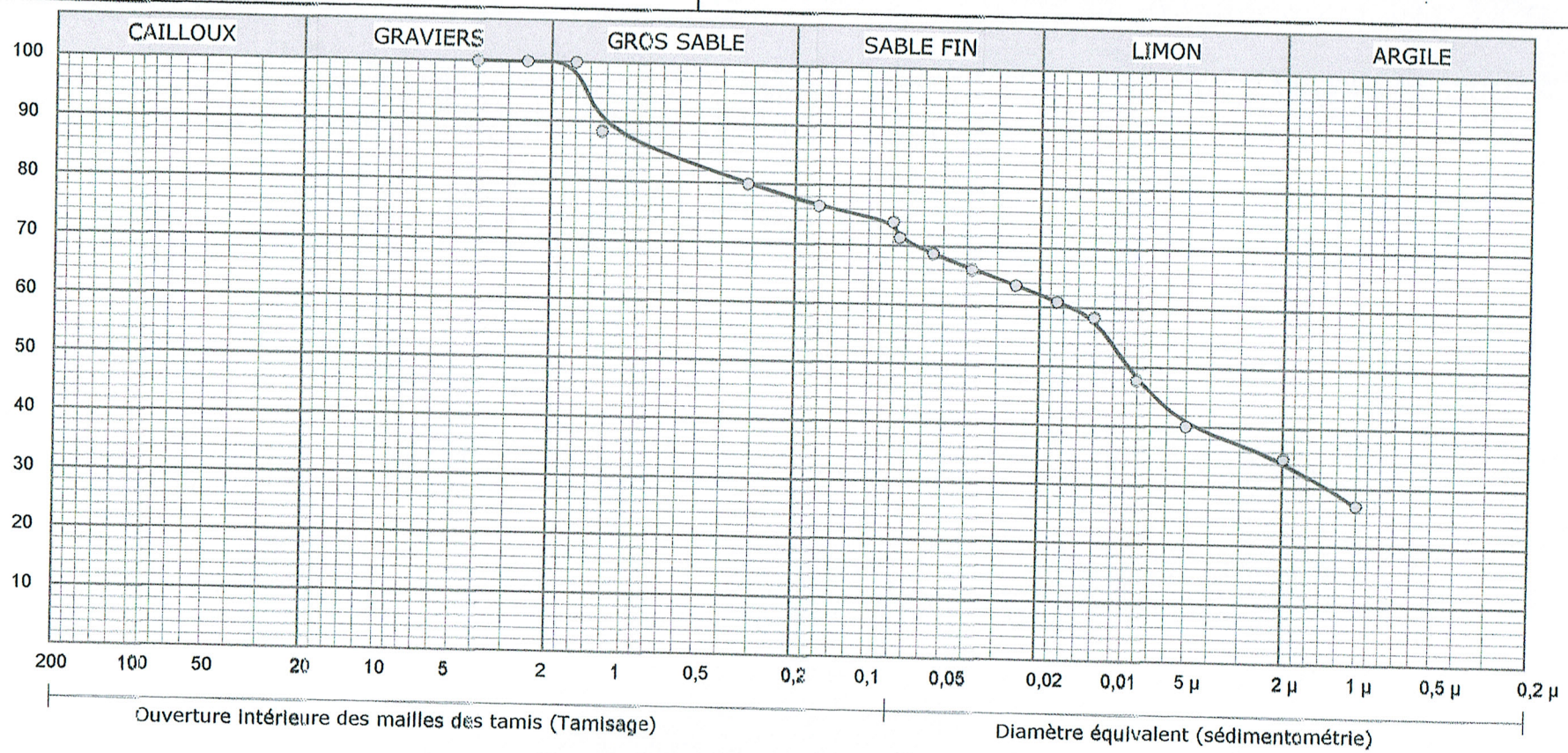
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

Projet : 150 LOGTS LPL BAGHLIA
CLIENT : OPGI
Localisation : BAGHLIA W-BOUMERDES
Date essai :

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056

SC3: 1.50-2.00



D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cc	Cu
0,015	0,001			

Programme: Soltests 2007 ©

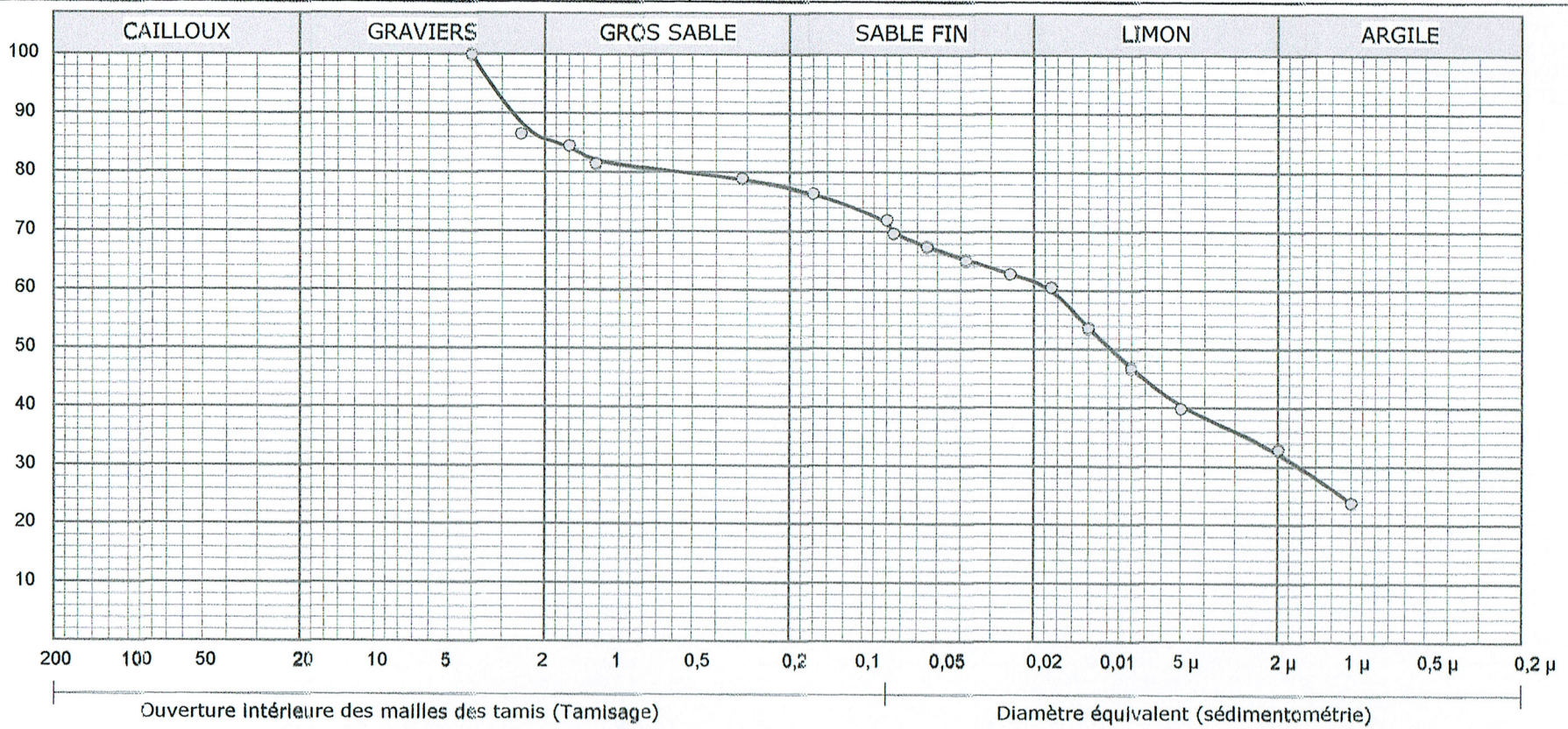
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

Projet : 150 LOGTS LPL BAGHLIA
CLIENT : OPGI
Localisation : BAGHLIA W-BOUMERDES
Date essai :

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056

SC3: 3.50-4.00



D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cc	Cu
0,017	0,002			

Programme: Soltests 2007 ©

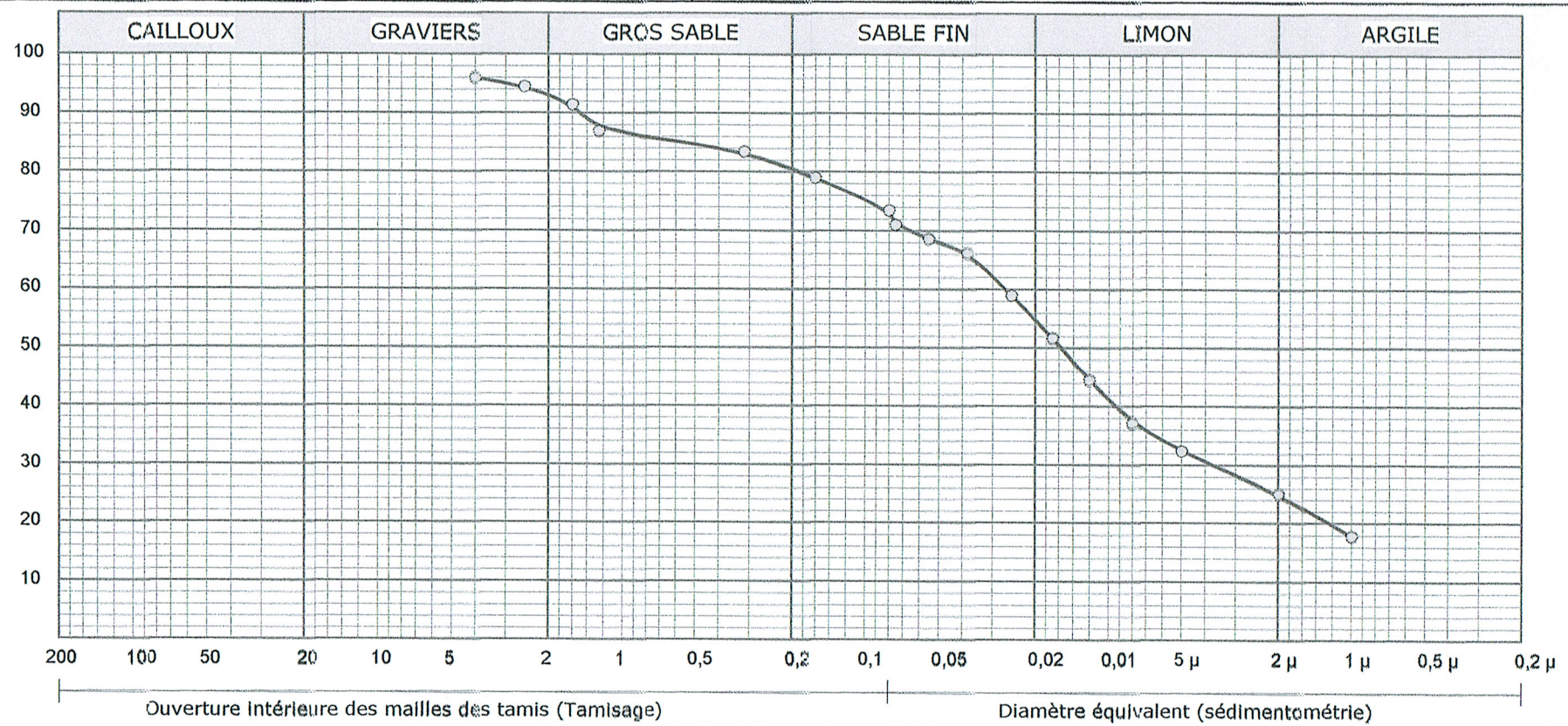
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

Projet : 150 LOGTS LPL BAGHLIA
CLIENT : OPGI
Localisation : BAGHLIA W-BOUMERDES
Date essai :

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056

SC3: 5.30-5.80



D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cc	Cu
0,027	0,004			

Programme: Soltests 2007 ©

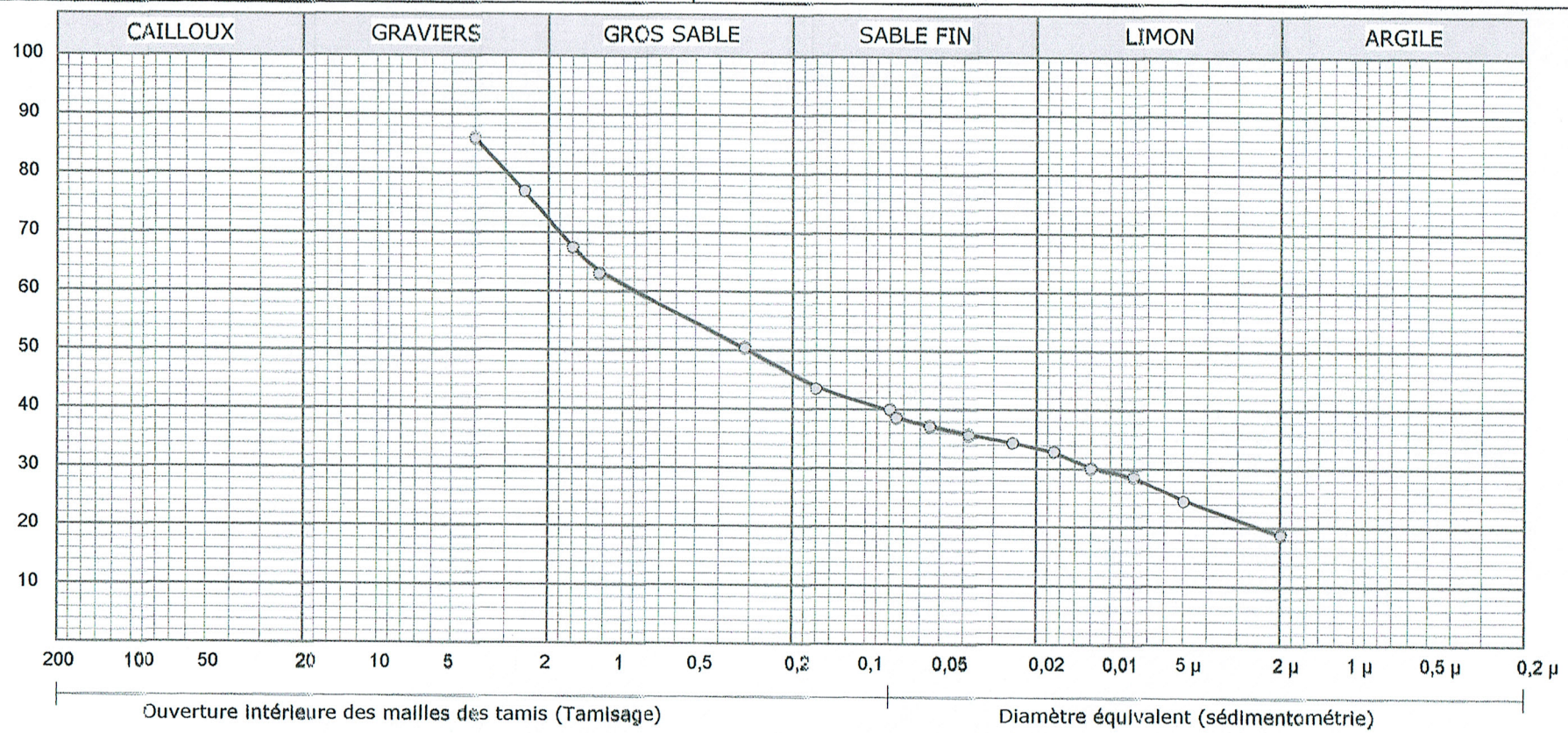
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

Projet : 150 LOGTS LPL BAGHLIA
CLIENT : OPGI
Localisation : BAGHLIA W-BOUMERDES
Date essai :

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056

SC5: 4.50-4.80



D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cc	Cu
0,898	0,012			

Programme: Soltests 2007 ©

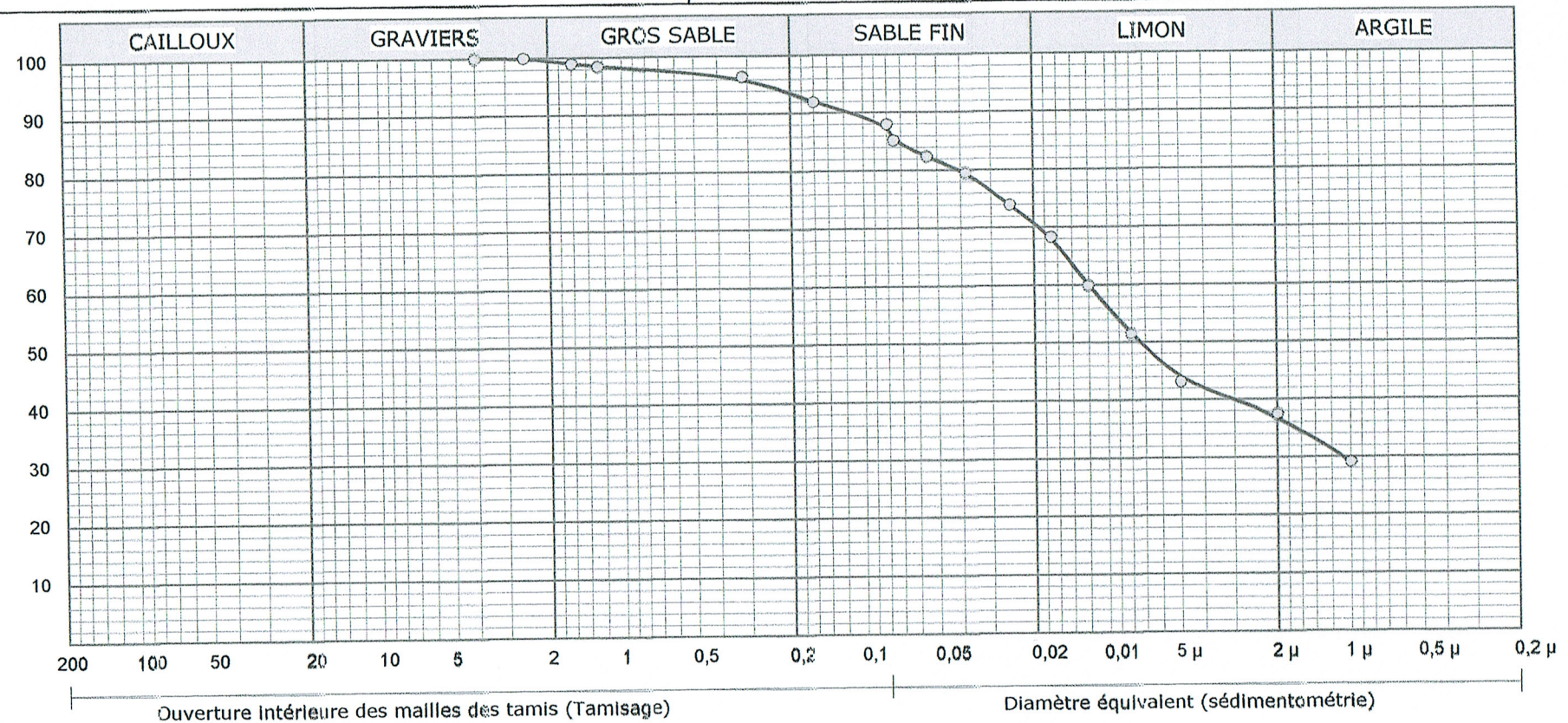
GCB-MED

Bureau d'Etude Géotechnique Construction et Batiment

Projet : 150 LOGTS LPL BAGHLIA
CLIENT : OPGI
Localisation : BAGHLIA W-BOUMERDES
Date essai :

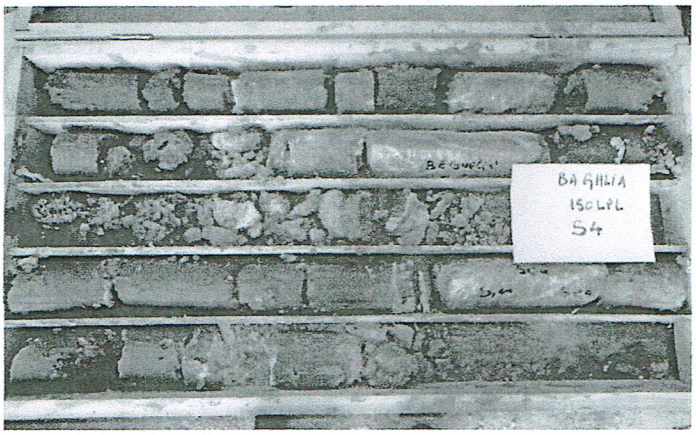
ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056

SC6: 4.70-5.00

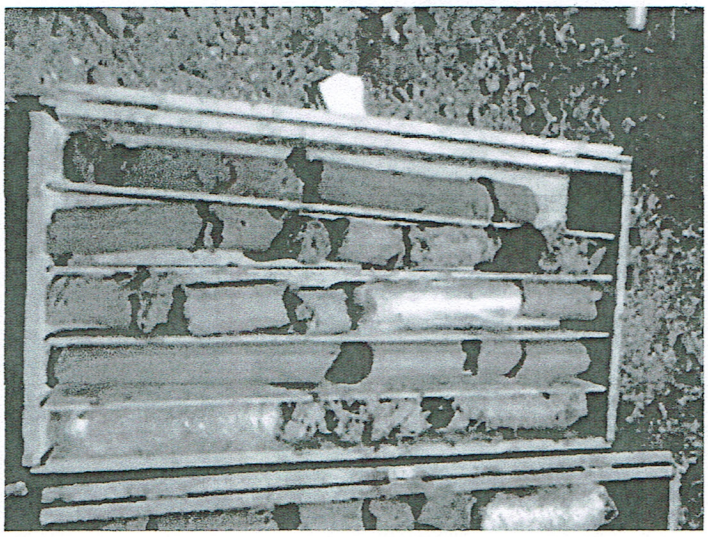


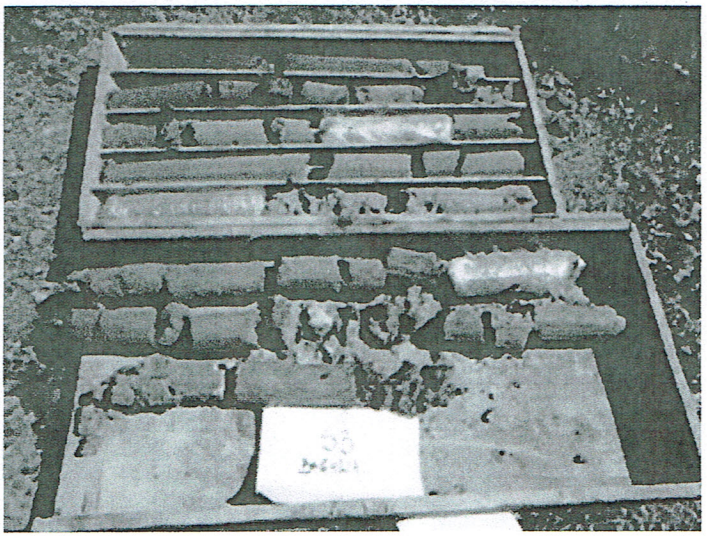
D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cc	Cu
0,012	0,001			

ALBUM PHOTOS

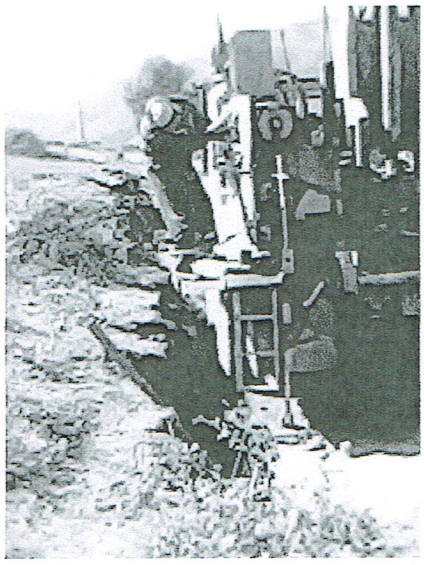


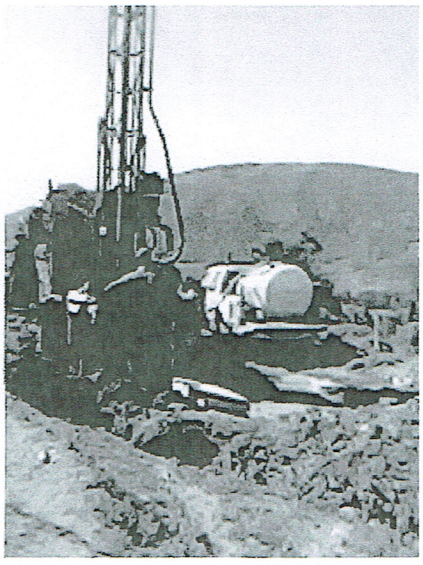
Sc4



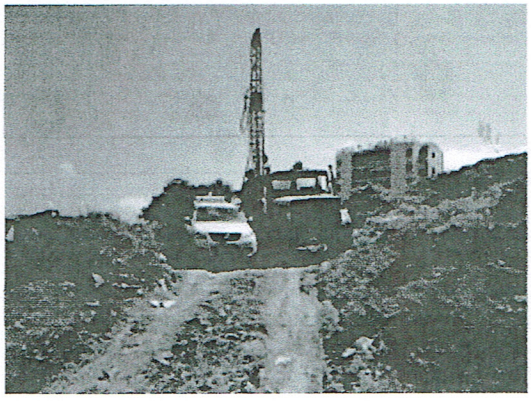


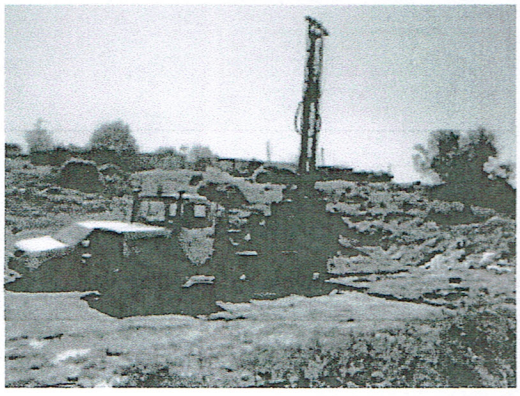
Sc3



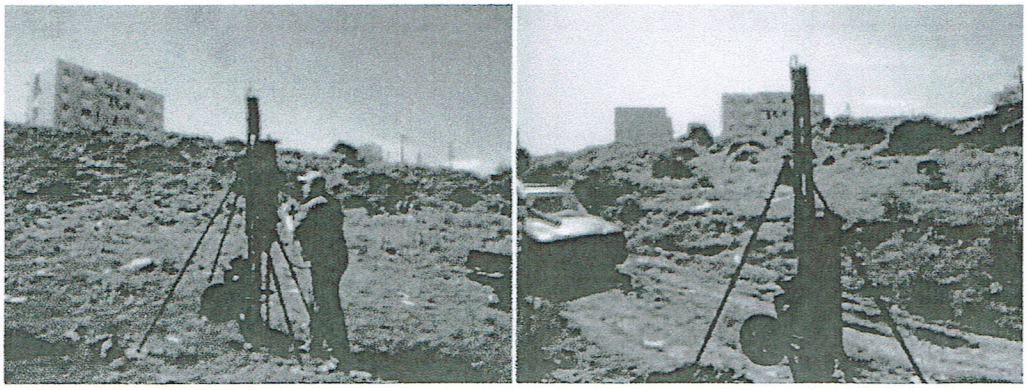


SONDEUSE EN COURS DE FORAGE

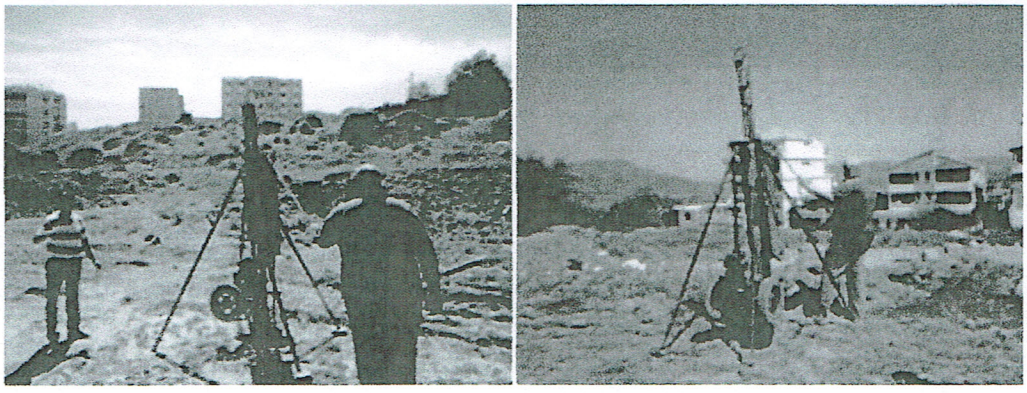




SONDEUSE EN COURS DE FORAGE



Essais au pénétromètre dynamique



Essais au pénétromètre dynamique

Bibliographie

- **Document technique réglementaire (D.T.R BC 2.2), Charges permanentes et surcharges d'exploitation**
- **Cours de béton armé (BAEL91 et DTU associer).**
- **Règles BAEL91 modifié 99**
- **Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003).**
- **Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé ALBERT Fuentes.**
- **Thèses de l'université Mouloud MAMERI.**