

SOMMAIRE

REMERCIEMENT	4
PRESENTATION GENERALE DE LA (S.N.I.T)	5
Avant-propos	6
PARTIE 1 : ETUDE GEOTECHNIQUE	
SITUATION	8
PRINCIPE ET MOYENS MIS EN ŒUVRE	9
I/SONDAGE CAROTTE	9
II/SONDAGE PRESSIOMETRIQUE	10
1/ESSAI DE CISAILLEMENT A LA BOITE	13
2/ ESSAI ŒNOMETRIQUE	14
MODE ET PRINCIPE DE FONDATION	17
CAS DE FONDATION SUPERFICIELLE	18
CONCLUSION	19
PARTIE 2 : DIMENSIONEMENT EN BETON ARMEE	
PRESENTATION DU PROJET	22
ETUDE STRUCTURALE DU BATIMENT	24
I/ CONCEPTION :	24
II/ LA PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE :	25
III/ LES ETAPES DE L'ETUDE	26
HYPOTHESES DE CALCUL	28

EVALUATION DES CHARGES	31
I/CHARGES PERMANENTS	31
II/CHARGES D'EXPLOITATION	33
CALCULE DES POUTRE	35
CALICULE DES POTEAUX	37
LOGICIELS	38
I /AUTOCAD	39
II/ ARCHE	
CONCLUSION	40
ANNEXE [A]	41
- <u>PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES</u>	
- <u>Procès-verbal</u>	48
ANNEXE [B]	
- <u>plan de coffrage</u>	
- <u>descente de charge</u>	
- <u>plan de ferrailage</u>	

Tableau 1 : Comparaison entre les différents types de structures verticaux.	27
Tableau 2 : Charges permanentes pour un plancher terrasse	.32
Tableau 3 : Charges permanentes pour un plancher intermédiaire	33
Tableau 4 : charge des cloisons.	33

PREMIERE PARTIE

Figure 1 : SITUATION	8
Figure 2 : Sondage carotté	9
Figure 3 : Sondage pressiométrique	10
Figure 5 : feuille de calcul (imprime écran)	14
Figure 4 : le fichier des mesures	13
Figure 6 : logiciel FOXTA	18

DEUXIEME PARTIE

Figure 1 : plan architecture	22
Figure 2 : Vue en perspective de la structure extraite de l'ARCHE	39

REMERCIEMENT

Tout d'abord je remercie Monsieur BEN OSMAN Fethi le Président Directeur General de la Société nationale immobilière de Tunisie (SNIT), de m'avoir accepté au sein de SNIT .

Aussi, je remercie Monsieur MARZOUKI Chebible Directeur des études de la SNIT mon maître de stage qui m'a formé et accompagné tout au long de cette expérience professionnelle avec beaucoup de patience et de pédagogie.

Enfin, mes vives remerciements à :

- Monsieur Nejib SASSI et l'ensemble des employés de GEOCOSEIL
- Khemaies FERCHICHI et l'équipe de la CIAG CONCEPT

Présentation générale de la Société Nationale Immobilière de Tunisie (S.N.I.T)

Présentation

La Société Nationale Immobilière de Tunisie (S.N.I.T), première institution publique nationale chargée d'entreprendre et de financer des projets d'habitat destinés aux différentes couches sociales.

Activités Principales :

- Réalisation de logements sociaux et économiques en vue de la vente et de la location.
- Réalisation d'immeubles à usage d'habitation et usage commercial.
- La gestion de son patrimoine et du patrimoine de l'état du ressort de sa compétence territoriale.
- Et, généralement, la réalisation de tout opération immobilière, commerciale et industrielle se rapportant directement ou indirectement, à son objet social.

Direction des études et de la programmation de la (S.N.I.T)

Le rôle de la direction des études et de la programmation de (S.N.I.T) et l'établissement des programmes annuels des projets à réaliser, la commande, la coordination et la réception des études architecturale et techniques des projets de la SNIT



Société Nationale Immobilière de Tunisie
El Manar II 1004 Tunis,
Tél. : (+216) 71 884 499
Fax : (+216) 71 886 577
e-mail : snit.dep@snit.tn

Avant-propos

Etant donné que la direction des études et de la programmation de la SNIT confie presque la totalité des études à des ingénieurs conseils il a été décidé en commun accord avec Monsieur MARZOUKI Chebib mon maître de stage de passer mon stage au sein des bureaux d'études qui ont été chargés pour effectuer des études techniques pour le compte de la SNIT.

Ce présent rapport sanctionne mon stage technicien. L'objectif visé par ce stage :

- de découvrir comment réaliser une campagne de reconnaissance de sol et participer à l'étude géotechnique et la rédaction d'un rapport qui vise à définir les conditions du sol et le type des fondations du bâtiment projeté
- de concevoir et dimensionner la structure en béton armé.

Donc dans le cadre de la construction de la résidence '' AGATHE'' sise à Megrine gouvernorat de Ben Arousl la SNIT a chargé le bureau d'étude GEOCONSEIL d'entreprendre une campagne de reconnaissance et d'étude géotechnique du site de construction. Cette campagne, vise à définir les conditions du sol et le type des fondations du bâtiment projeté donc il a été décidé de passer la première période de mon stage chez GEOCONSEIL pour connaître les étapes de cette étude et la 2^{ème} période chez le bureau d'étude CIAG CONCEPT qui a été chargé pour réaliser les études des structures de plusieurs résidences .

PREMIERE PARTIE :

ETUDE GEOTECHNIQUE

QU'EST-CE QU'UNE ETUDE GEOTECHNIQUE

Étude faite par un géotechnicien au moyen d'enquêtes, de sondages et d'essais se rapportant au sol de fondation, destinée à fournir et à interpréter les données (physiques, mécaniques, hydrogéologiques) indispensables à la conception d'un ouvrage et à sa réalisation.

SITUATION

Le site de construction du bâtiment est localisé à megrine (RESIDENCE AGATHE) . Il est référencé par les coordonnées géographiques* suivantes : Nord 2 052 033,42m ; Est 782 761 .

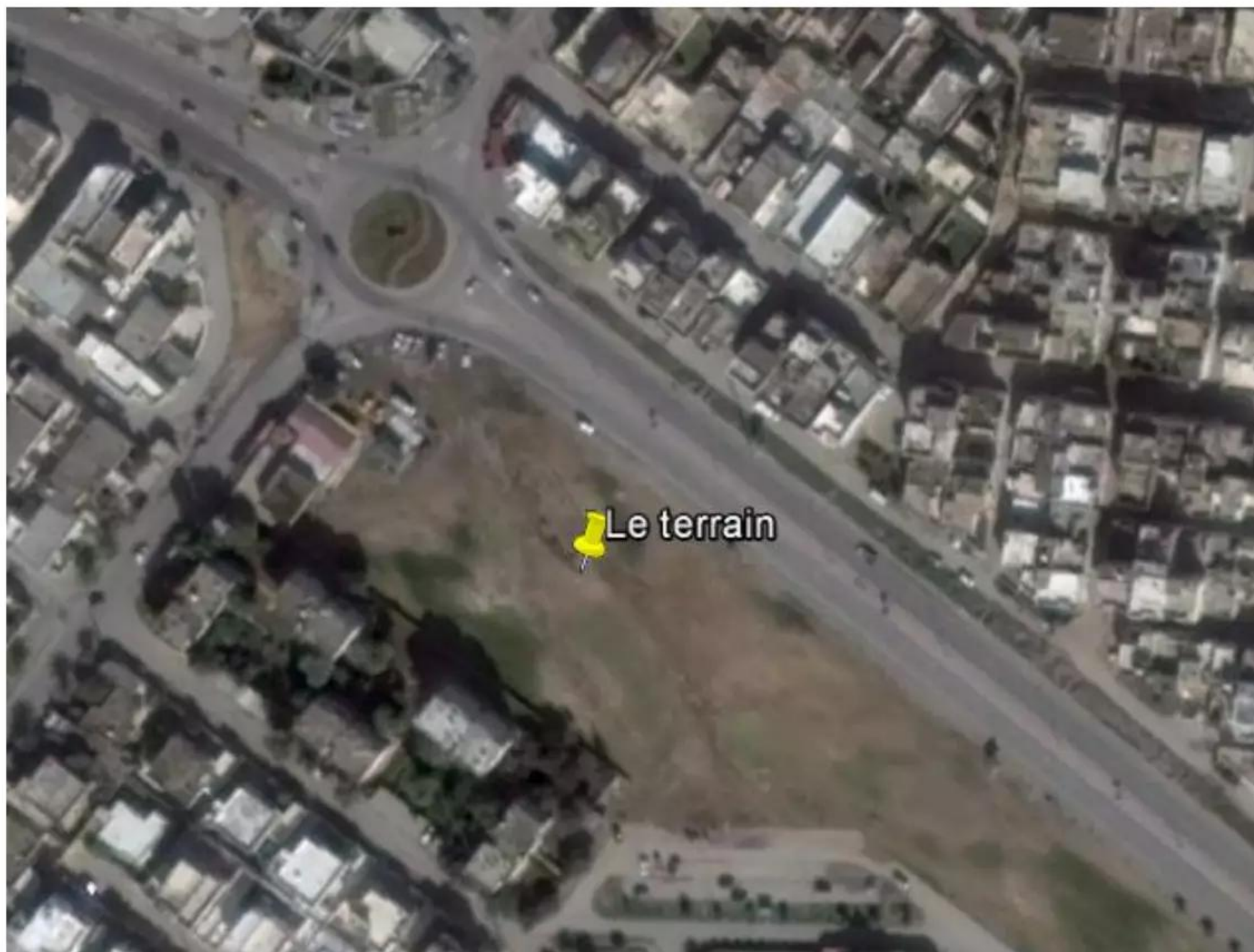


Figure 1 : SITUATION

DONNEES DE BASE DE L'ETUDE

Dans le cadre de cette étude, les documents suivants ont été communiqués à GEOCONSEIL par la SNIT :

Plan de fondation de l'immeuble.

PRINCIPE ET MOYENS MIS EN ŒUVRE

I/Sondage carotté :



Figure 2 : Sondage carotté

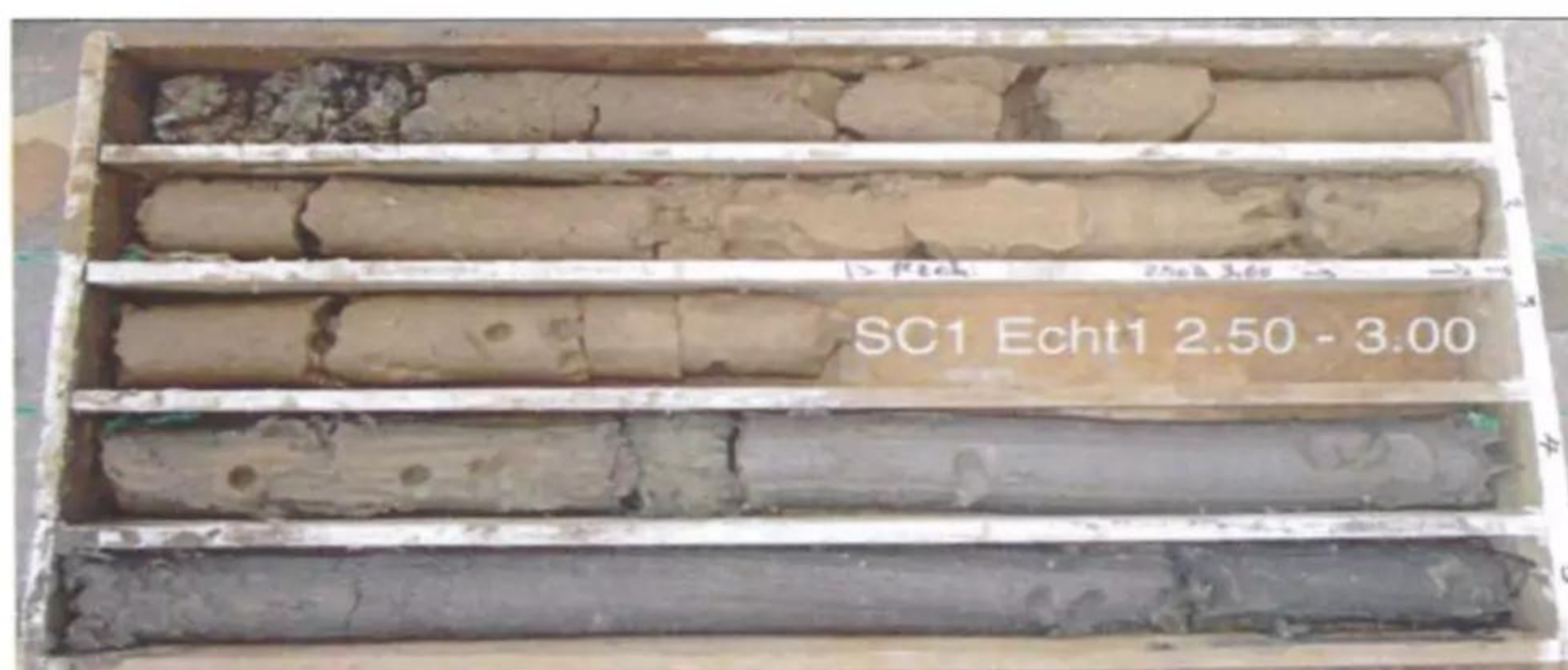
Pour atteindre les objectifs fixés il a été réalisé :

Un (1) sondage numéroté S1 pour les essais de pénétration standard, est localisé aux endroits indiqués dans le plan d'implantation des sondages figurant à l'annexe A du présent document.

Lors de cette campagne de reconnaissance, des échantillons remaniés de sol ont été prélevés au moyen d'un carottier fendu de dimensions normalisées (101 millimètres de diamètre extérieur) conformément aux normes décrivant les procédures de l'essai de pénétration standard.

Le sondage carotté a été réalisé à l'aide d'une sondeuse **Project typeSrl** moteur diesel.

Tous les échantillons recueillis ont été identifiés par un examen visuel et acheminés au laboratoire (zone industrielle El m'ghira II) .



II/Sondage pressiométrique :

Le prosimètre utilisé lors de cette campagne est de type MENARD avec des sondes type BX.

L'exploitation des résultats est faite conformément à la norme NFP94-110.



Figure 3 : Sondage pressiométrique

Le prosimètre permet de mesurer les caractéristiques mécaniques des sols in situ : la pression limite et le module de déformation pressiométrique.

Nous rappelons que l'essai pressiométrique consiste à introduire dans le forage une sonde tricellulaire dilatable radialement, qui impose au sol un champ de déformation cylindrique par application d'une pression croissante. On enregistre ainsi une courbe effort-déformation qui permet de définir les trois paramètres suivants :

E (bars) : Le module pressiométrique standard défini par analogie avec le module de compression simple dans la théorie pseudo-élastique de l'expansion d'une cavité cylindrique soumise à une pression croissante et calculée dans la première phase de l'essai où l'augmentation relative du diamètre de la sonde est proportionnelle à l'augmentation de pression.

Pf. (bars) : La pression de fluage, pression à partir de laquelle les tassements différés prennent une valeur importante par rapport aux tassements quasi-instantanés. C'est la fin de la phase pseudo-élastique.

Pt est déterminée par l'étude de l'évolution de l'augmentation du rayon de la sonde à pression constante en fonction du temps.

PI. (bars) : La pression limite à partir de laquelle le terrain est en équilibre indifférent (écoulement semi-visqueux dans une zone de rayon croissant avec le temps autour de la sonde), les variations de

volumes correspondants étant encaissées par les déformations "élastiques" du terrain extérieur jusqu'à l'infini.

Po. (bars) : La contrainte horizontale préexistant dans le sol au niveau de chaque essai. Lorsque sa valeur n'est pas précisée Po est calculé par la relation :

$$P_0 = u + \sigma_w \cdot k_0$$

- σ'_w est la contrainte verticale effective (ou inter granulaire) dans le sol au niveau considéré,,

- u est la pression interstitielle à ce même niveau

- k_0 est le coefficient de poussée des terres au repos de la formation concernée dont la valeur, à un défaut d'autre indication, peut être prise égale à 0,5.

Descriptions lithologiques et Caractéristiques mécaniques

L'analyse des résultats des investigations a permis de reconnaître la lithologie suivante.

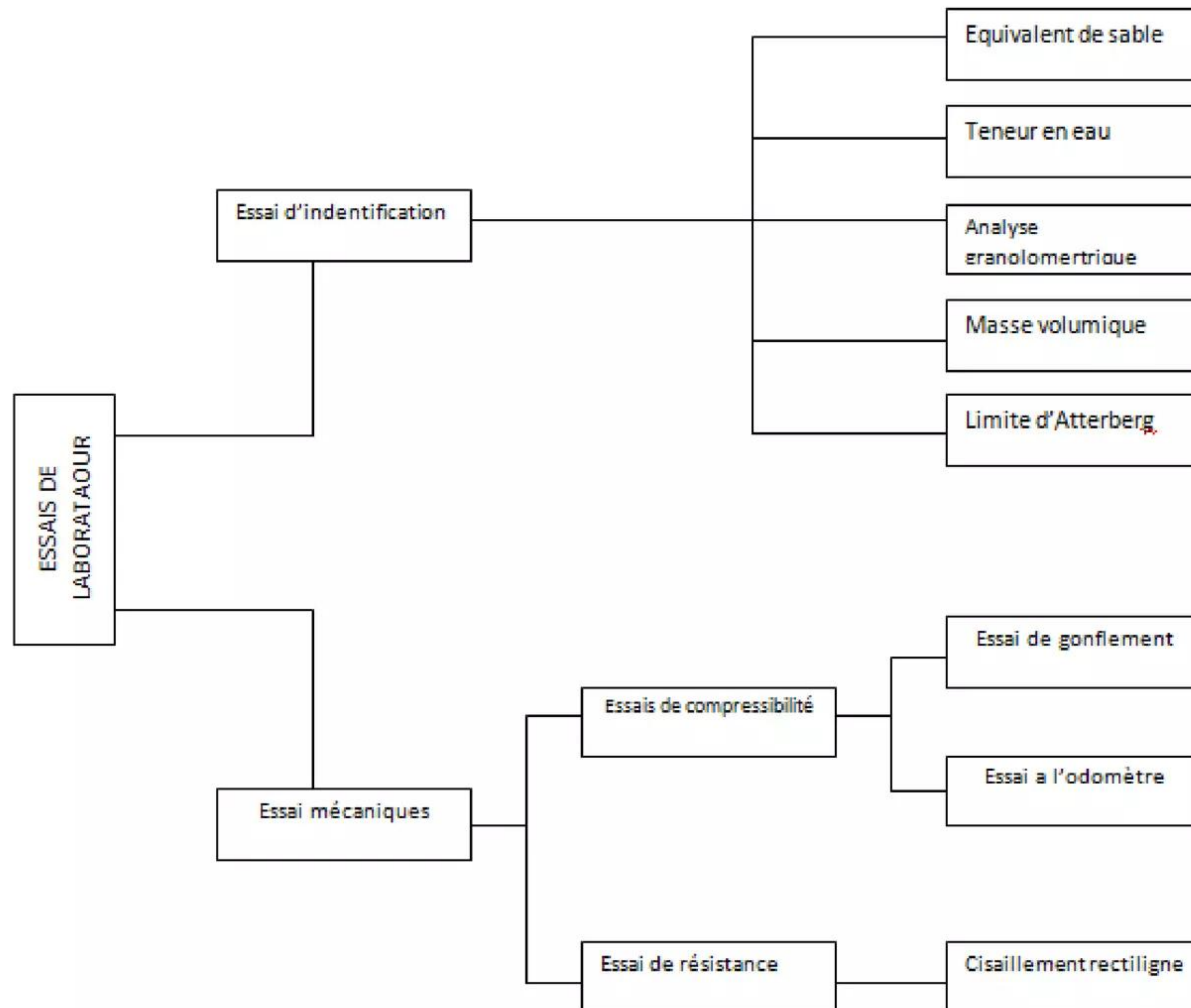
	profondeur	module pressiométrique	pression limite nette
Argile silteuse beige à brune	0.00 m à -3.50m	entre 32 et 47 bars	entre 6 et 11 bars
Argile vaseuse coquillée gris	-3,50 m à -5,50m	40bars	3 bars
Sable carbonaté beige à blanchâtre	-5.50 m à -8.00m	entre 40 et 61bars	entre 3 et 5 bars
Argile silteuse plastique légèrement vaseux beige à grisâtre	-8.00 m à -18.500m	entre 41 et 106 bars	entre 4 et 5 bars
Sable moyen graveleux beige à jaunâtre	-18.50 m à -21.00m	entre 55 et 61bars	entre 5 et 6bars
Argile vaseuse grise	-21,00 m à -31.50m	varie de 51 à 76 bars	entre 3 et 7bars
Argile silteuse beige à verdâtre	-31.5 m à -38.00m	entre 280 et 648 bars	entre 19 et 38 bars
Sable moyen à passage consolidé beige à jaunâtre	-38.00 m à -40.00m	entre 408 et 562bars	entre 29 et 39bars

Données hydrogéologiques:

Lors de l'exécution de la campagne géotechnique le niveau de la nappe a été enregistré à -0.50 m de profondeur par rapport au terrain naturel actuel.

PROGRAMME DES ESSAIS

Les sols échantillonnés ont été regroupés en unités stratigraphiques. Dans le but de déterminer leurs caractéristiques géotechniques, des échantillons représentatifs ont été soumis aux essais de laboratoire suivants :



Normes utilisées :

NF P 94-051

NF P 94-057

NF P 94-071-1

XP 18-597

Xp p 94 058

XP P 94-041

XP P 94-090-1

1/ESSAI DE CISAILLEMENT A LA BOITE

OBJECTIF :

Mettre en valeur les paramètres de résistance au cisaillement rectilignes des sols à savoir sa cohésion C et son angle de frottement interne φ .

Principe

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi

Boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette.

- appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) maintenu constant pendant toute la durée de l'essai.
- produire (après consolidation de l'éprouvette) sous l'effort (N) un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi boîtes l'un par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif δl à vitesse constante.

Remarque : le lecture des mesures de l'effort horizontal de cisaillement par des capteurs liée à un ordinateur est enregistrer sous un fichier Excel. (Fig 2)

	A	B	C	D	E	F	G
43							
44	[SERIES]						
45	N°	R	G	B	W	T	
46	0	4.857	0	0	0	124	
47	1	4.857	0	0	0	244	
48	2	4.856	0	0	0	364	
49	3	4.855	0	0	0	484	
50	4	4.854	0	0	0	604	
51	5	4.854	0	0	0	724	
52	6	4.853	0	0	0	844	
53	7	4.853	0	0	0	964	
54	8	4.852	0	0	0	1084	
55	9	4.852	0	0	0	1204	
56	10	4.852	0	0	0	1324	
57	11	4.852	0	0	0	1444	
58	12	4.852	0	0	0	1564	
59	13	4.851	0	0	0	1684	
60	14	4.851	0	0	0	1804	
61	15	4.851	0	0	0	1924	
62	16	4.851	0	0	0	2044	
63	17	4.851	0	0	0	2164	
64	18	4.85	0	0	0	2284	
65	19	4.85	0	0	0	2404	
66	20	4.85	0	0	0	2524	
67	21	4.85	0	0	0	2644	

Figure 4 : le fichier des mesures

APPAREILLAGE :

Machine de cisaillement automatique (Controlab)

Choix de l'effort vertical

σ'_{v0} (en KPa)	<100	≥ 100
$\sigma = N/A$ (en KPa)	50	$0.5 \sigma'_{v0}$
	100	σ'_{v0}
	200	$2 \sigma'_{v0}$

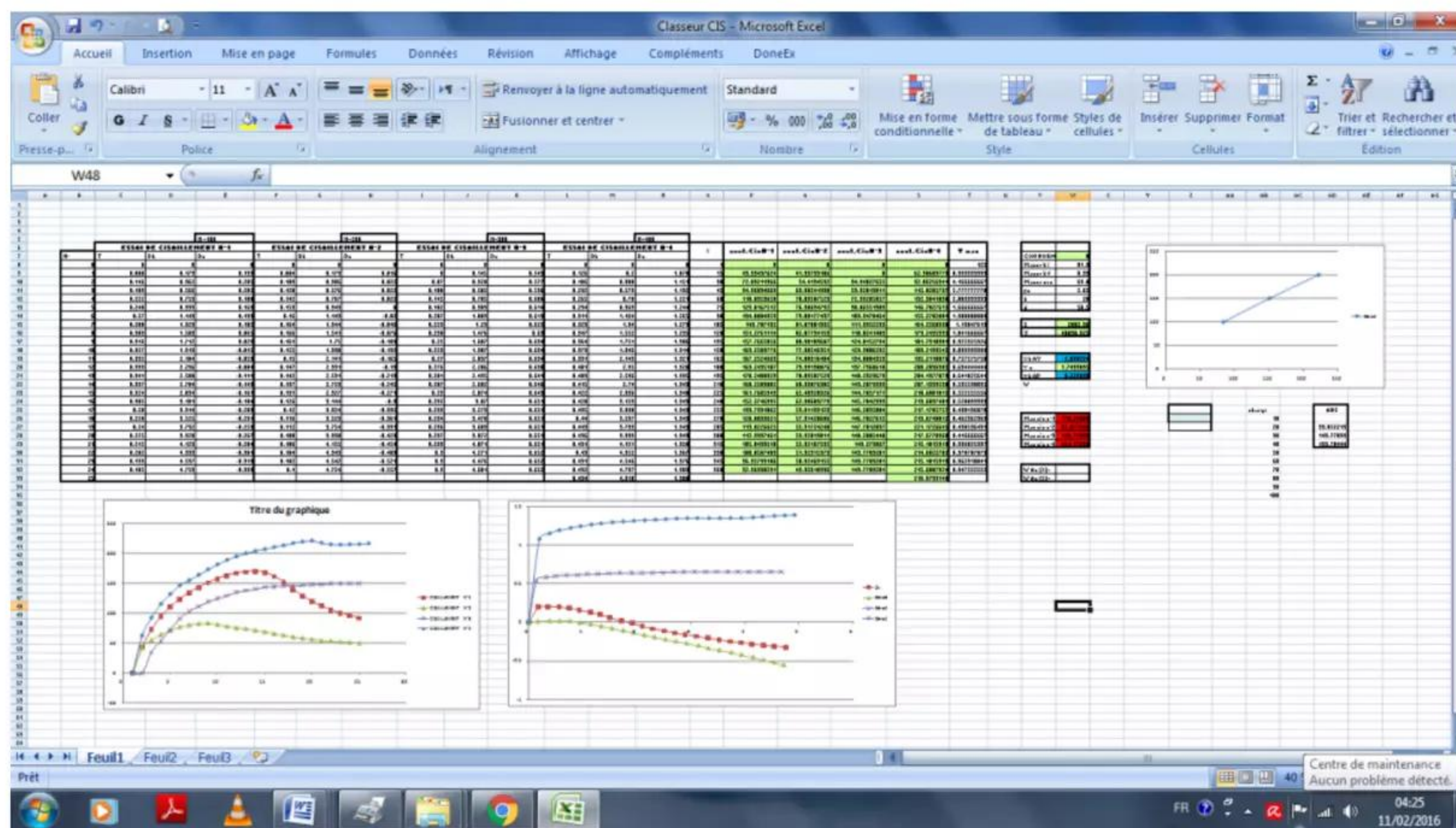


Figure5 : feuille de calcul (imprime écran)

2/ ESSAI ŒNOMETRIQUE :

Objectif:

Etudier la consolidation d'un sol saturé soumis à des charges verticales, drainé suivant une direction et maintenu latéralement par une paroi rigide.

Cet essai permet de prévoir la durée et l'importance des tassements des sols sous une charge donnée en fournissant les caractéristiques du sol suivantes:

- L'indice de compression C_c
- L'indice de gonflement C_s
- Le coefficient de consolidation C_v
- La contrainte de pré consolidation du sol σ'_p
- Le module œnométrique $E_{œd}$.

PRINCIPE :

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide. Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai.

La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

Chargement de l'éprouvette

La loi de chargement est définie par référence à σ'_{v0} et à σ'_p connue ou estimée avant l'essai.

Le chargement ou le déchargement se fera par palier. Chaque palier

dure 24 h. Pour chaque cycle, et à la fin de chaque palier, on note l'indication du comparateur Δh .

Une diminution de hauteur de l'éprouvette sera comptée positivement.

PREMIER CYCLE CHIARGFRIENT

Les paliers de chargement sont définis comme suit :

PALIER	CONTRAINTE APPLIQUEE	COMMENTAIRE
P_{ci}	$\sigma_{ci} < 10 \text{ kPa}$	Contrainte due au poids du dispositif d'application de la charge.
P_{c2}	$0.5 \cdot \sigma'_{v0}$	
P_{c3}	$0.75 \cdot \sigma'_{v0}$	
P_p	σ'_{v0}	Si le sol est NC, ce cycle est arrêté après ce palier
P_{c5}	$1.5 \text{ à } 2 \text{ P}_{c4}$	Pour les sols OC, le chargement est poursuivi avec un taux d'accroissement de 0.5 à 1. Ce cycle est arrêté lorsque la contrainte appliquée soit supérieure à σ'_p . Cette dernière est
P_{c6}	$1.5 \text{ à } 2 \text{ P}_{c5}$	
...	...	
P_{ci}	$> \sigma'_p$	

DEUXIEME CYCLE DECHARGEMENT

Déchargement sont définis comme suit :

PALIER	CONTRAINTE APPLIQUEE	COMMENTAIRE
Pd1	0.5 à 0.75 $\sigma_{p,0}$	Ce cycle commence à partir d'une contrainte supérieure à σ_p
Pd2	Pc1	Contrainte due au poids du dispositif d'application de la charge

Troisième cycle Rechargement

PALIER	CONTRAINTE APPLIQUEE	COMMENTAIRE
Pr1	$\sigma_{r1} = Pd1$	L'essai est poursuivi par au moins 3 paliers de chargement avec un taux d'accroissement de 1.
Pr2	$G_{r2} = 2\sigma_{r1}$	
Pr3	$G_{r3} = 2(5,2$	
Pr4	$G_{r4} = 2G_{r3}$	
....		
Pr;	$G_{ri} = 20\sigma_{r1} - 1$	L'essai est arrêté en respectant les deux critères suivants: - obtention de 3 points alignés dans la courbe ($A_h, \log \sigma_v$). - $G'_{ri} >$ contrainte effective verticale à la quelle sera soumis

Le déchargement est fait en totalité jusqu'à la contrainte P_{ci} .

Après déchargement total, enlever rapidement l'éprouvette en la chassant avec le piston de démoulage. Sécher l'eau de surface, peser l'échantillon et le mettre à l'étuve pour déterminer sa teneur en eau de saturation (w_{sat})

CALCUL ET RESULTATS: (annexe A)

Courbe de compressibilité:

La courbe de compressibilité représenté dans le diagramme ($e - \log \sigma_v$) en échelle semi logarithmique. e désigne l'indice des vides de l'échantillon à la fin du palier de chargement sous σ_v .

MODE ET PRINCIPE DE FONDATION

Compte tenu des caractéristiques géologiques et géotechniques mises en évidence par les différentes investigations, le site est marqué par la présence des formations suivantes :

- Une couche argilo-sableuse beige à brune qui s'étend de 0.00 m à -18.50 m d'épaisseur dont les caractéristiques mécaniques sont faibles.
- Sous-jacent et jusqu'à -21.00 m de profondeur on a reconnu un passage de sable moyen beige à blanchâtre avec des propriétés de portance et de stabilité modérées.
- Par ailleurs au-delà de -28.00m et jusqu'à -31.00m de profondeur on a reconnu une couche argileuse vaseuse dont les caractéristiques mécaniques sont faibles.
- Au-delà de -31.00m et jusqu'à -40.00m de profondeur les argiles verdâtres et les sables beige à jaunâtres apparaît avec des propriétés de portance et de stabilité croissantes en profondeur. Le projet prévoit la construction d'un sous-sol descendu -3.00 m de profondeur par rapport au terrain naturel actuel.

RESULTAT DES ESSAIS DE LABORATOIRE

Le tableau #1 (page annexe) présente de façon synthétique la coupe géotechnique du sol obtenue, à partir des résultats des essais de laboratoire sur des échantillons prélevés dans les différentes couches traversées

Les résultats des essais in situ sont présentés en annexe de ce rapport sous forme de coupes lithologiques accompagnées des diagrammes SPT. Les diagrammes SPT donnent en abscisse les valeurs SPT et en ordonnée la profondeur exprimée en mètre. Les profondeurs figurant dans les coupes lithologiques présentées sont exprimées par rapport au niveau du terrain naturel.

CAS DE FONDATION SUPERFICIELLE

On opte aux hypothèses suivantes :

- Un système de fondation de type superficiel sur des semelles isolées.
- Un niveau d'assise situé à -5.50 de profondeur par rapport au terrain naturel actuel.

Principe et Calcul des contraintes du sol

Le calcul du taux du travail admissible du sol est calculé en se basant sur le fascicule N°62 titre V pour les calculs des fondations et des ouvrages de génie civil. Ce calcul a été réalisé par le logiciel FOXTA -TERRASOL pour le dimensionnement des fondations et concerne le calcul de portance et de tassement des fondations superficielles selon les méthodes du Fascicule 62 et du DTU.

Compte tenu de ce qui précède, l'application de la théorie développée ci-dessus, nous permet d'obtenir les taux suivants

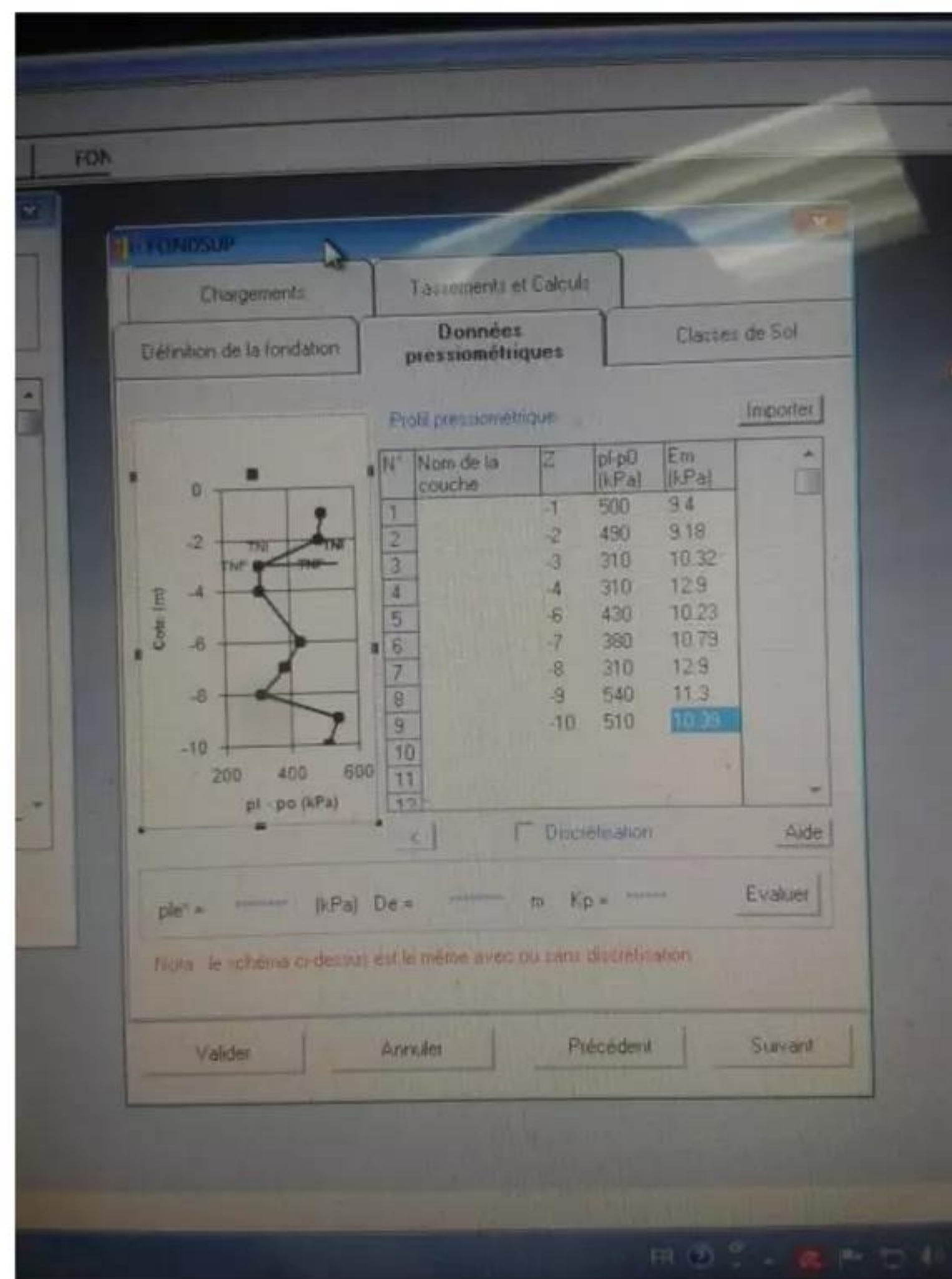


Figure 6 : logiciel FOXTA

	Taux de travail admissible du sol en (bars)
Niveau d'assise	SP1
-5.50 m	2.00

Conclusion:

L'étude de la possibilité d'une fondation superficielle nous donne les conclusions suivantes :

- Le niveau d'assise des fondations serait -5.50 de profondeur par rapport au terrain naturel actuel.
- Le taux de travail admissible du sol serait de 2 bars.
- Le taux de tassement instantané serait de l'ordre de 1.5cm.
- Le taux de tassement à long terme serait de l'ordre de 5 cm .

Ces valeurs de tassement sont très élevées et inadmissibles.

DEUXIEME PARTIE :

DIMENSIONNEMENT EN BETON ARME

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites (B.A.E.L.91) sont utilisées dans ce projet. Certains calculs sont effectués avec le logiciel ARCHE bâtiment qui intègre les états limites du B.A.E.L.91 : Les états limites ultimes dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure et les états limites de service dont le non respect compromet la durabilité de l'ouvrage ou contrarie les conditions d'exploitation habituelles.

NOTATIONS ET SYMBOLES

Dans toute la suite du présent rapport il sera adopté, sauf indications contraires, la terminologie et les symboles définis ci-après.

a : largeur des colonnes (en m ou en cm) ;

B : largeur des semelles de fondation (en m ou en cm) ;

L : longueur des semelles de fondation (en m ou en cm) ;

G ou g : charges permanentes

Q ou q : charges variables

e : contraintes

E: module d'élasticité

ϵ : déformation

Es: module d'élasticité de l'acier

Eh: module d'élasticité du béton

Fe 28 : résistance caractéristique du béton à 28 Jours

Fbu : contrainte de calcul du béton

γ_b : coefficient de sécurité du béton

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier

f_{su} : contrainte de calcul de l'acier

HA : haute adhérence

Cg: diamètre du plus gros granulat

γ : densité ou le poids spécifique du sol

A ou A_s : Section d'armatures tendues.

A' ou A' : Section d'armatures comprimées

A_{min}: Pourcentage d'armature minimale

f_e: limite d'élasticité garantie

I_f: longueur de flambement du poteau

I_o : longueur libre du poteau

I_{min} : moment quadratique minimal

i_{min} : Rayon de giration minimal

: élancement du poteau /

Liste des Abréviations

BAEL : Béton Armé à L'Etat limite

ELS : Etat Limite de Service

ELU: Etat Limite Ultime

DDC : Descente Des Charges

PRESENTATION DU PROJET

1- Introduction :

Ce projet est réalisé pour le compte de ministère de l'éducation.

L'ouvrage projeté est constitué d'un Bloc composé d'un RDC et 2 étages, projet de construction d'un noyau d'un collège a el agba 2 ème tranche

2- Présentation architecturales du projet

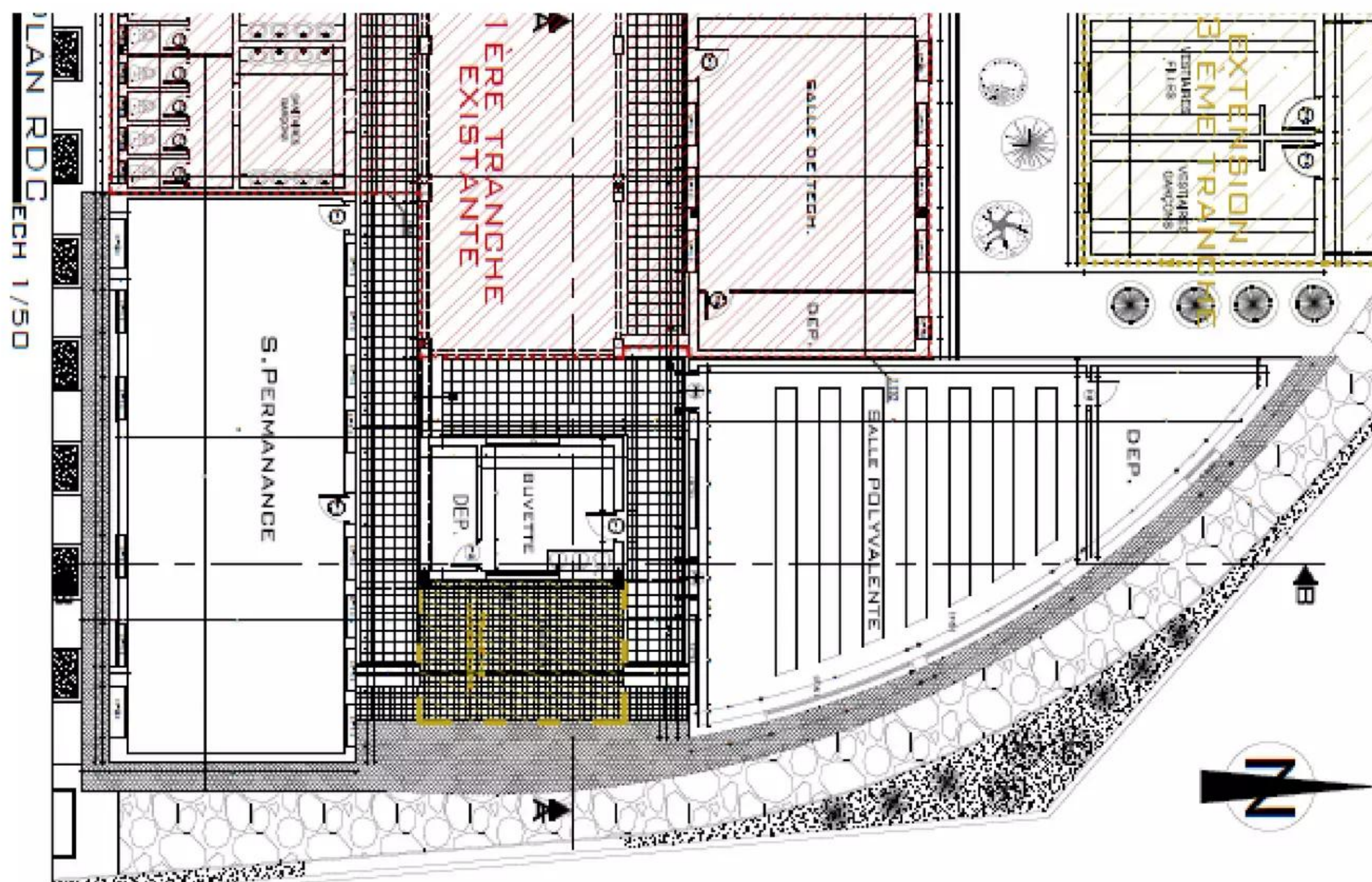


Figure 1 : plan architecture

A/Caractéristiques géométriques de l'ossature :

- ✓ La longueur est de 34.53m
- ✓ La largeur 19.25
- ✓ Une Hauteur totale de 8.45 m
- ✓ Le niveau du plancher bas rez-de-chaussée +3.45 m
- ✓ Le niveau du plancher 1^{ER} étage + 3 .45 m
- ✓ 2eme étage + 3.00 m

B/ locaux :

Rez-de-chaussée

Le RDC composé d'une buvette, salle polyvalente et une salle de permanence.

- ✓ L' étage 1 composé d'une buvette, salle polyvalente et 2salle de classe
- ✓ L' étage 2 composé par 2salle de classe

C/Documents fournis

Les documents qui ont été fournis sont:

- Plans architecturaux;
- Le rapport géotechnique ;

L'élaboration de cette étude est basé sur les plans d'architecture, elle consiste à :

- ✓ La conception de la structure .
- ✓ La réalisation des plans de coffrage des différents niveaux moyennant le logiciel D.A.O (AUTOCAD).
- ✓ L'évaluation des différents charges permanentes et surcharges d'exploitation agissant sur la structure.
- ✓ Le dimensionnement manuel de quelques éléments de la structure et l'élaboration des plans de ferrailage.
- ✓ La modélisation, le calcul de la structure à l'aide du logiciel de calcul « ARCHE » et la comparaison avec les résultats obtenues manuellement.

ETUDE STRUCTURALE DU BATIMENT

I/ Conception :

La réalisation d'un ouvrage de génie civil, en particulier d'un bâtiment, est généralement l'aboutissement d'un long et complexe processus de planification de nature multidisciplinaire. L'objectif majeur, pour l'ingénieur civil, est de concevoir une structure capable de transmettre toutes les charges du bâtiment au sol. Outre le maître d'ouvrage, de nombreux intervenants sont appelés à jouer un rôle important pour la conception de l'ouvrage: l'architecte, l'ingénieur civil, les services concernés de la commune et de l'Etat, divers spécialistes (géotechnicien, ingénieur en climatisation, acousticien, etc.).

-Il faut également noter que la conception doit dans la mesure du possible, respecter les plans architecturaux.

1 /La structure porteuse

Les murs dans ce bâtiment sont non porteurs et sont réalisés simplement en brique de 25 cm.

Cela impose le type de structure à adopter : le système plan libre. Le système plan Libre désigne un bâtiment dont les planchers sont portés par des poutres ces poutres transmettant à leurs tours, leurs charges aux poteaux.

2/ Les plans de coffrage

Ce sont des plans représentant les planchers limités par des poutres. L'objectif est de faire porter un plancher par le minimum de poutres possible et dans la même logique, les poutres par le minimum de poteaux. Cependant des contraintes régissent cette conception.

II/ La pré-dimensionnement de la structure :

Selon le type, l'usage, l'environnement, on peut associer à chaque structure une conception économique, fonctionnelle, esthétique et facile à réaliser.

La superstructure est composée essentiellement de voiles périphériques et refends (les murs porteurs).

Il est impératif que la structure de l'infrastructure soit réalisée entièrement avec des éléments porteurs en béton.

Les constructions sont soumises à de nombreuses exigences et obligations. En tant que matériau de construction, le béton est à même de répondre à tous ces demandes :

- ✓ Il est mécaniquement très stable.
- ✓ Il est imperméable.
- ✓ Il est résistant au feu.
- ✓ Il est un isolant acoustique.
- ✓ Il est thermiquement inerte.
- ✓ Il est extrêmement durable.

Les éléments de base à respecter dans une conception structurale sont les suivantes :

- ✓ Sécurité des personnes et des biens.
- ✓ Respect de l'architecture pour l'emplacement des poteaux et la limitation des retombés des poutres surtout si la hauteur sous plafond est limitée, et surtout limitation des nombres de poteaux .
- ✓ Evaluation des charges (permanentes et d'exploitations)

Ainsi le système choisit pour l'ossature du bâtiment est le système poteau-poutre en Béton Armé.

III/ Les étapes de l'étude :

L'étude comporte en premier lieu l'élaboration des plans de coffrage ; Ayant les plans d'architecture, commencent ainsi l'emplacement des poteaux, le tramage, le choix du sens des nervures et du type du plancher. On passe ensuite à la conception sur AUTOCAD.

En second lieu, l'étude comporte le calcul manuel des descentes de charge, le dimensionnement des éléments de structure en calculant comme exemples un poteau, une poutre, une nervure, une semelle.

Finalement, la phase de calcul par logiciel.

le stage m'a donné l'occasion d'utiliser le logiciel ARCHE convenablement et de connaître la majorité de ces modules.

Cette étude est faite dans sa totalité et d'une manière rigoureuse et intégrale pour une conception qui fera l'objet de ce rapport.

Néanmoins, j'ai essayé de profiter le maximum en utilisant les logiciels AUTOCAD et ARCHE, tout en connaissant les bases théoriques de calcul et de conception.

1/ Choix de la structure:

Durant la phase de conception d'un projet plusieurs circonstances doivent être connus afin de pouvoir admettre la conception la plus adéquate, parmi ces circonstances il faut noter les différents types de systèmes porteurs et de planchers, leurs caractéristiques, leurs domaines d'application, leurs avantages et leurs inconvénients pour choisir les plus convenables.

A/ Choix du système porteur vertical :

Nous définissons les différents types de systèmes porteurs verticaux afin de choisir plus convenable pour notre structure.

En effet, les principaux types de structures porteurs sont [3]:

- les ossatures composées de poutres et poteaux pouvant constituer des portiques
- les systèmes planchers- voiles
- les structures associant les deux systèmes.

Les principaux avantages et inconvénients de chaque système sont donnés dans ce tableau :

Type de structure	Avantages	Inconvénients
Ossature poteaux	- Plus léger. - Offre plus de liberté d'implantation des poteaux.	Plus déformable sous efforts horizontaux.
Voiles	- Isolation acoustique et thermique. - Bon contreventement. - Faible déformation verticale.	Coût élevé

Tableau 1 : Comparaison entre les différents types de structures verticaux.

➔ Vue l'architecture du projet, on ne peut pas utiliser le système plancher-voile car il ne peut pas répondre aux contraintes architecturales, par contre le système ossature poteaux répond aux exigences de notre structure.

B/ Choix du Type de plancher :

Epaisseur des planchers :

Au total, deux types de planchers ont été utilisés dans cette construction

Planchers à corps creux :

un hourdis coulé en place en béton prenant appui sur les poutrelles. Et ces poutrelles reposent à leur tour sur des poutres.

➔ D'après les conditions d'application, la disponibilité des matériaux et les moyens de réalisation des différents types de planchers et en essayant de vérifier les exigences de qualité et d'économie, pour notre bâtiment on retient les planchers corps creux.

HYPOTHESES DE CALCUL

I / Les caractéristiques des matériaux :

1- Caractéristiques du béton :

Béton pour éléments d'ossature:

- Dosage en ciment : 350 Kg/m³.
- Classe du ciment : CPA45.
- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours

$$: f_{c,28} = 23 \text{ Mpa}$$

- Le coefficient partiel de sécurité pour le béton : $\gamma_b = 1.5$

Ainsi on peut définir les paramètres suivants :

- La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} = 1.98 \text{ MPa}$$

- La résistance de calcul de béton (à l'ELU):

$$F_{bu} = 0.85 \frac{f_{c,28}}{\gamma_b} = 0.85 \frac{23}{1.5} = 13.03 \text{ Mpa}$$

$$F_{ed} = \frac{f_e}{1.15} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

- La contrainte limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 23 = 13.8 \text{ MPa}$$

- Le module de déformation longitudinale instantanée du béton à 28 jours, pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24 heures :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{23} = 31282.5 \text{ MPa}$$

- Le module de déformation différée du béton à 28 jours, pour les charges de longue durée :

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10522 \text{ MPa}$$

- Le poids volumique du béton armé :

$$p = 25 \text{ KN/m}^3$$

- Le coefficient de poisson du béton :

Pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime *ELU* et à l'état limite de service *ELS*: $\nu = 0$

Pour le calcul des déformations à l'état limite de service *ELS*

$$\nu = 0.2$$

- Le retrait du béton (On fera l'hypothèse de l'implantation de la construction dans un climat chaud et sec):

$$\frac{\Delta L}{L} = 4.010^{-4}$$

- Le coefficient prenant en compte la durée d'application des charges :

$$\phi = 1 \text{ si } t > 24 \text{ heures}$$

- Le coefficient d'équivalence :

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

2/ Béton de fondation:

A/Le Béton de propreté :

Pour ce genre de béton destiné à le béton de la semelle du sol d'assise, le béton est le plus souvent dosé à 150 kg/m^3

Le gros Béton :

Le béton est dosé à 250 kg/m^3 .

La capacité portante du gros béton est: $\sigma_{gb} = 0,6 \text{ MPa}$

Pour le choix de ciment il sera déterminé selon l'agressivité du sol (CPA, HRS)

3/ Caractéristiques de l'acier :

A/ Aciers destinés aux armatures longitudinales:

Pour ce type, on prévoit des aciers à hautes adhérences à nuance FeE400

La limite d'élasticité garantie : $f_e = 400 \text{ MPa}$

Le module d'élasticité : $E_s = 2.10 \text{ MPa}$

Le coefficient partiel de sécurité des aciers:

$\gamma_s = 1.15$ On ne tiendra pas compte des combinaisons accidentelles

Le coefficient de fissuration : $\eta = 1.6$

Le coefficient de scellement : $\psi_s = 1.5$

B/ Aciers destinés aux armatures transversales:

Pour ce type, on prévoit des ronds lisses à nuance :

La limite d'élasticité garantie : $f_e = 235 \text{ MPa}$

Le coefficient partiel de sécurité des aciers: $\gamma_s = 1.15$

Le coefficient de fissuration: $\eta = 1.0$

Le coefficient de scellement : $\psi_s = 1.0$

- La résistance de calcul :

À l'Etat Limite Ultime (ELU) :

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

À l'Etat Limite de Service (ELS) :

$$\text{Dans le cas de fissuration préjudiciable : } \sigma_s = \inf \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

EVALUATION DES CHARGES

I/Charges permanents :

Dans notre projet, nous avons utilisé un seul type du plancher:

- Un plancher en corps creux

Nous donnons l'évaluation des charges de ces types de plancher en se basant sur les documents]
ANNEXE B

1/ Plancher corps creux:

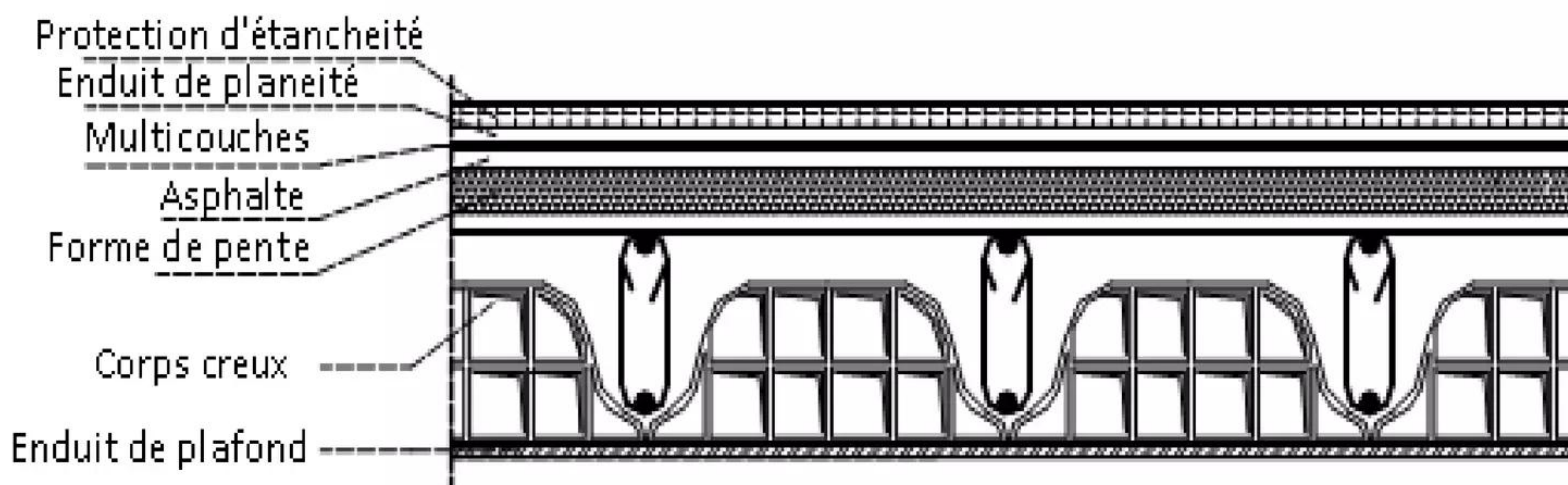
La charge permanente de ce type de plancher dépend de deux variables :

- La hauteur : selon les portées des nervures, nous distinguons un classe de hauteurs utilisées dans le coffrage de ce projet ; classe (16+5).
- Le type de revêtement : on distingue entre plancher utilisé pour les locaux d'habitation (plancher intermédiaire) et plancher utilisé pour les terrasses.

A/Plancher terrasse :

Ces planchers comportent généralement les éléments suivants :

- Une forme de pente qui permet l'évacuation des eaux pluviales.
- Des couches de protection et d'étanchéité.

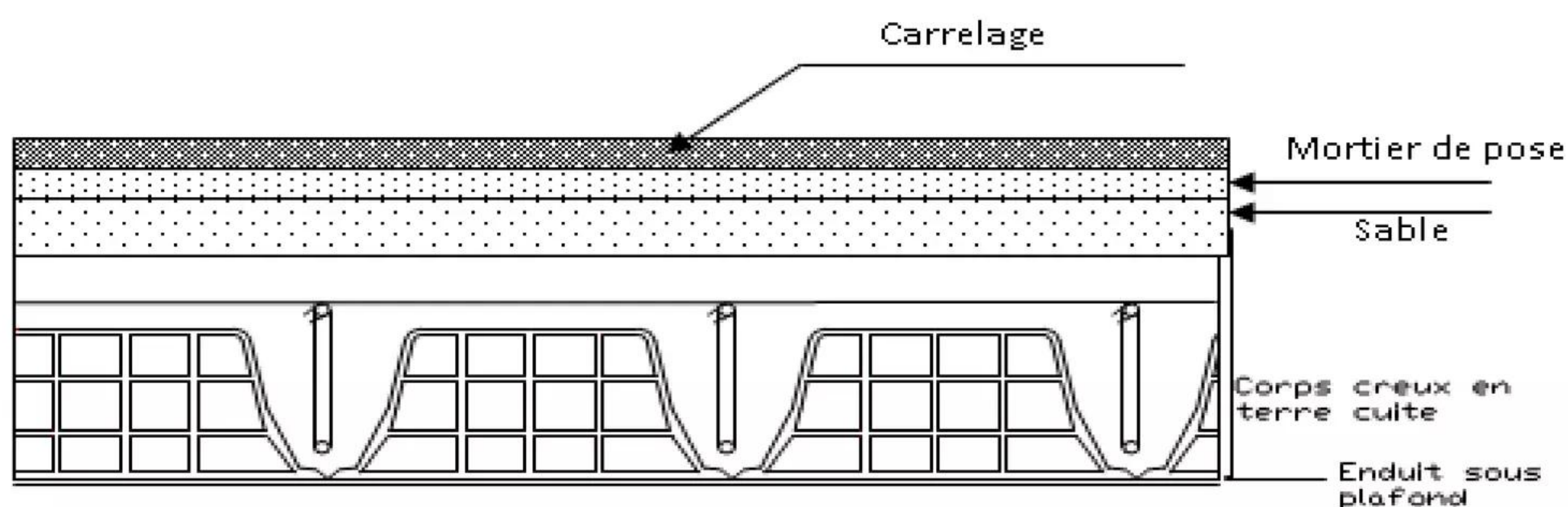


Le poids de chaque charge pour ce type de plancher est donné dans le tableau suivant :

Hourdis (épaisseur 21=16+5)	2.75 KN/m²
Hourdis (épaisseur 25=19+6)	3.25KN/m²
Forme de pente	2KN/m ²
Etanchéité	0.3KN/m ²
Enduit sous plafond	0.35KN/m ²
Enduit de planéité	0.4KN/m ²
Protection de l'étanchéité	0.55KN/m ²
Plancher (16+5)	6.5 KN/m²
Plancher (19+6)	6.85 KN/m²

Tableau 2 : Charges permanentes pour un plancher terrasse.

B/Plancher intermédiaire :



Le poids de chaque charge pour type de plancher est donné dans le tableau suivant:

Revêtement : - Sable de pose (5 cm) - Mortier de pose (2.5 cm) - Carrelage (2.5 cm)	0.75KN/m² 0.55 KN/m² 0.55 KN/m²
Cloison légère	1 KN/m²
Enduit sous plafond	0.35 KN/m²
Hourdis (épaisseur 16+5)	2.85 KN/m²
Hourdis (épaisseur 19+6)	3.25KN/m²
Plancher (16+5)	6.05 KN/m²
Plancher (19+6)	6.45 KN/m²

Tableau 3 : Charges permanentes pour un plancher intermédiaire

II. Charges d'exploitation:

Selon la nature des locaux, les valeurs des charges d'exploitation sont décrites par la norme NF P 06-001

- Plancher courant à exploitation bureautique	2.5 KN/m²
- Terrasse inaccessible	1 KN/m²
- Escaliers	2.5 KN/m²
- Salle polyvalentes	4 KN/ m²
- Salle de classe	1.5 KN/ m²
- Hall	2.5 KN/ m²

Cloisons	Poids
- Double cloisons 10 cm	1 KN/m ² .
- Cloisons légères 25 cm	2.5 KN/m ² .

Tableau 4 : charge des cloisons.

Charge du mur : $G \times \text{hauteur du mur}$ (KN /ml)

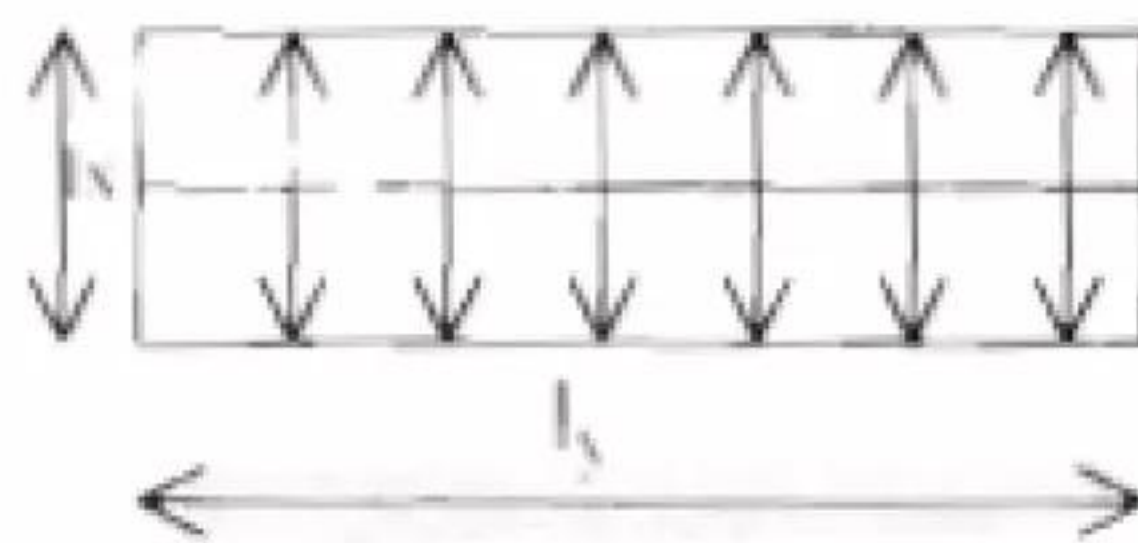
Section des barres

Section	6	8	10	12	14	16	20	25	32
1 barre	0.283	0.503	0.785	1.131	1.539	2.011	3.142	4.909	8.042
3barres	0.849	1.509	2.355	3.393	4.617	6.033	9.426	14.727	24.126
4barres	1.132	2.012	3.140	4.524	6.156	8.044	12.568	19.636	32.168

3/Chargement des poutres

Les poutres ont comme charges leurs poids propres, les charges des planchers, des murs et éventuellement les charges ponctuelles créées par des poutres secondaires lorsque celles-ci sont principales.

4/Transmission des charges des planchers aux poutres:



Quelque soit le rapport α , le plancher porte dans le sens de la petite portée

5/Chargement des poteaux

La structure est du type plan libre, ce qui signifie que les murs sont non porteurs et que les planchers et leurs poutres sont supportés par des poteaux de sections diverses. En effet, dans l'ordre chronologique, les murs et les planchers reposent sur les poutres et ces dernières transmettent leurs réactions aux poteaux en dessous.

Cependant, dans l'ensemble les poutres étant continues, il se pose le problème de l'hyperstaticité. Lever l'hyperstaticité de toutes ces poutres s'avère fastidieux. Une méthode simplificatrice permet de déterminer les réactions d'appui des poutres, donc le chargement des poteaux.

CALCULE DES POUTRE

1/Nervure isostatique :

On s'intéresser à une nervure du 1^{er} étage :

$$L=4.61 \text{ m}$$

A/ Choix du type du corps creux :

La nervure doit vérifier la condition de flèche :

$$h \geq l_N/22.5$$

$$l_N=4.61 \text{ m} \quad \frac{l_N}{22.5} = 0.20 \text{ m}$$

On utilise le corps creux 16 → Le plancher est donc d'épaisseur 21 cm (16+5).

B/ Chargement :

$$G= 0.186 \text{ T}$$

$$Q= 0.01 \text{ T}$$

$$N_u= 1.35 G + 1.5 Q= 0.3261 \text{ T}$$

$$N_{ser}= G+Q = 0.236 \text{ T}$$

C/Détermination des armatures :

$$M_u = \frac{pl^2}{8} = \frac{0.3261 * 4.61^2}{8} = 0.86T = 0.0086MN / m$$

Moment de la table comprimée:

$$F_{bu} = b h_0 f_{bu}$$

$$d = 0.9 h = 0.9 * 0.21 = 0.19 \text{ m}$$

$$Z_b = d - h_0/2$$

$$M_{Tu} = F_{bu} Z_b = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 0.33 * 0.05 \left(0.19 - \frac{0.05}{2} \right) * 12.47 = 0.034 MNm$$

$M_u < M_{Tu} \rightarrow$ calcul en section rectangulaire de largeur utile $b = 33$ cm et $d = 19$ cm.

Moment réduit:

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.0086}{0.33 * 0.19^2 * 12.47} = 0.057 < \mu_{lu} = 0.28$$

$\rightarrow$ On n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1.25 * \left(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.057} \right) = 0.073$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.19 * (1 - 0.4 * 0.073) = 0.18 \text{ m} = 18 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b f_e / \gamma_s} = \frac{0.0086}{0.18 * 348} 10^4 = 1.37 \text{ cm}^2 \rightarrow \boxed{1 \text{ HA16}} = 2.01 \text{ cm}^2.$$

CALICULE DES POTEAUX

Etude du poteau P14 :

Données

Dimensions du poteau	Grand coté du poteau	b =	0.22	m
	Petit coté du poteau	a =	0.22	m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe =	400	MPa
Contrainte du béton a 28 jours		Fcj =	25	MPa
Hauteur d'étage		Lo =	3.45	m
Poteau de rive : (1) oui ; (2) non		Type :	1	
Effort ultime= 1.35 G + 1.5 Q		Nu =	0.63	MN
Nu/2 appliq. avt 28 j ==>> K= 1.2 ==>>	On remplace Fc28 par Fcj			
Nu/2 appliq. avt 90 j ==>> K= 1.1		Coefficient réducteur		
Nu/2 appliq. aps 90 j ==>> K= 1		K =	1	

Résultats

Périmètre de la section	$(2 \times a) + (2 \times b)$	u =	0.88	m
Moment quadratique de la section	$(b \times a^3) / 12$	I.mini =	0.000195	m ⁴
Aire de la section	$(a \times b)$	B =	0.0484	m ²
Aire de la section - 2 cm périphérique	$(a - 0.02) \times (b - 0.02)$	Br =	0.0400	m ²
Longueur de flambement	si poteau de rive : Lf = Lo , sinon Lf = 0,7 Lo	Lf =	3.45	m
Rayon de giration	$(I.mini / B)^{1/2}$	i =	0.0635	m
Elancement	(Lf / i)	$\lambda =$	54.32	
Control : Elancement <70		Control	vérifié	
Coefficient d'elancement	si $\lambda > 50 : \alpha = (0.6 (50 / \lambda)^2) / K$ si $\lambda < 50 : \alpha = (0.85 / (1 + 0.2 (\lambda / 35)^2)) / K$	$\alpha =$	0.508	
Section théorique d'acier	$[(Nu / \alpha) - ((Br \times Fc28) / 1.35)] \times (1.15 / Fe)$	Ath =	14.34	cm ²
Section maximale d'acier	$(5 \% B)$	A.maxi =	24.20	cm ²
Section de calcul minimale	maxi $(0.2 \% B ; 4 \times u ; Ath)$	Asc =	14.34	cm ²
Control : Asc < A.maxi		Control	vérifié	
Choix d'une section commerciale	Choix des filants dans les angles	Choix 1	4 HA 12	
	Choix des filants intermédiaires sur b	Choix 2		
	Choix des filants intermédiaires sur a	Choix 3		
Diamètre des armatures comprimées		$\phi_l =$	12	mm
Diamètre des aciers transversaux	$\phi_t < (\phi_l / 3)$	$\phi_t =$	6	mm
Espacement des aciers transversaux	si Ath < Asc : St = mini $(a+10 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$ sinon : St = mini $(a+10 \text{ cm} ; 15 \phi_l ; 40 \text{ cm})$	St =	18	cm
Jonctions par recouvrement	Lr = 0.6 ls (soit 24 ϕ_l pour HA 400) (soit 30 ϕ_l pour HA 500 et RL 235)	Lr =	28.8	cm

LOGICIELS

Actuellement les outils informatiques semblent indispensables grâce à leur exactitude et à leur capacité de réaliser les calculs les plus compliquées.

Dans le cadre de notre projet on a recours aux différents logiciels qui sont principalement AUTO CAD pour le dessin des plans de coffrage et ARCHE OSSATURE pour la réalisation de la descente de charge et le calcul des différents éléments de la structure avec leurs plans de ferrailage.

I/AUTOCAD :

Grace à ce logiciel on a pu exploiter les plans architecturaux afin de réaliser les plans de coffrage. Les différents éléments constituant les plans de coffrage tels que les poteaux, les nervures, les poutres sont dessinés chacun sur un calque approprié afin de pouvoir gérer chacun de ces éléments à part.

II/ ARCHE :

Pour effectuer la descente des charges, nous avons recours à l'ARCHE - OSSATURE. Après avoir terminé la phase de conception sur AUTO-CAD nous exportons notre structure vers ARCHE.

L'ARCHE nous offre une note de calcul trop détaillée, un métré complet du bâtiment et les différents plans de ferrailage des différents modules.

On a traité seulement la partie la plus compliquée de la structure où les calculs manuels ont été faits. Ces résultats sont pris avec une grande précaution concernant la disposition constructive, choix des armatures, type et dimension de la section de béton.

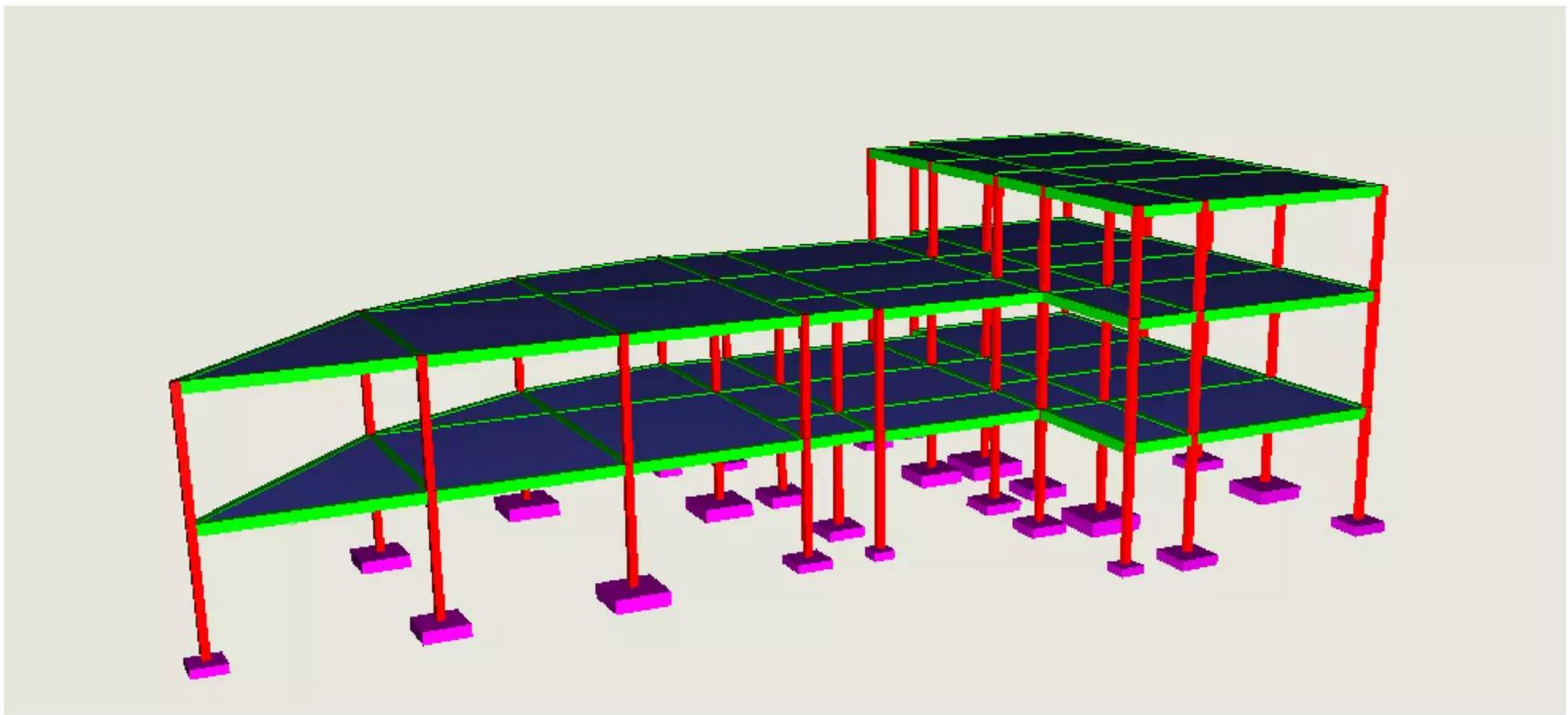


Figure 2 : Vue en perspective de la structure extraite de l'ARCHE-OSSATURE

Conclusion

Ce stage apparait comme un véritable complément a la formation d'un technicien supérieur. En effet, l'enseignement de la 2eme année est le stage technicien est une formation pratique qui permet au technicien de mieux appréhender ses futures responsabilités.

Le projet étudié m'a offert la chance d'apprendre la démarche de travail concernant la conception et le dimensionnement et la réalisation des rapports géotechniques ainsi que de maîtriser les logiciels mis en œuvre.

Ce projet fût une expérience assez bénéfique pour ma formation, ce qui facilitera par la suite l'étude de tout autre projet en béton armé.

Annexe [A]

ETUDE GEOTECHNIQUE

- **PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES**

- **Procès-verbal**

TYPE: PV

Essais d'identification

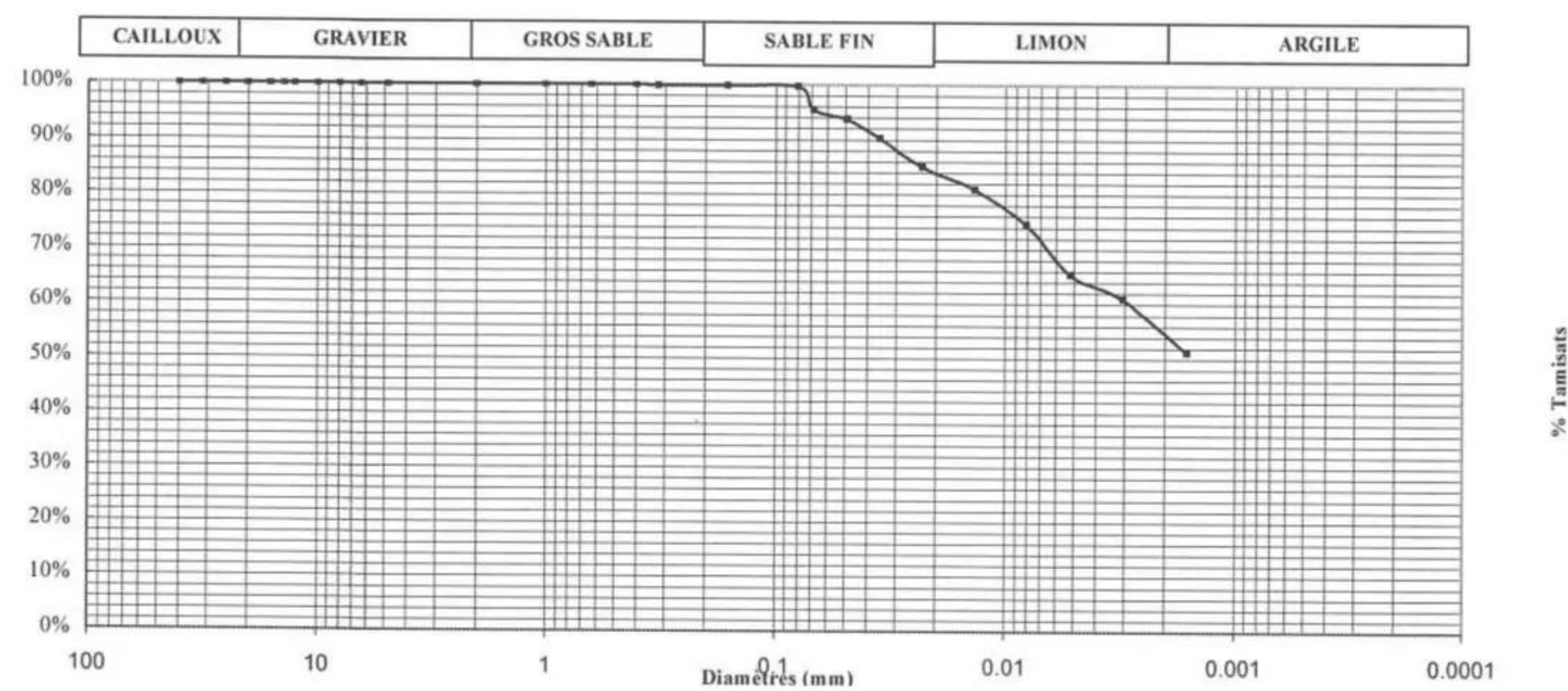
Chantier : Résidence AGATHE A MEGRINE

Client : SNIT

Sondage : SC1

Echantillon
N° 1

ANALYSE GRANULOMETRIQUE



%>5mm	%>2mm	%<0,42mm	%<80μ	%<2μ	Equivalent de Sable (%)
0.0	0.0	100.0	99.7	54.8	

TENEUR EN EAU NATURELLE & LIMITES D'ATTERBERG

Résultats de l'essai

Teneur en eau W (%) = 36.9

Limite de liquidité LL (%) = 54.9

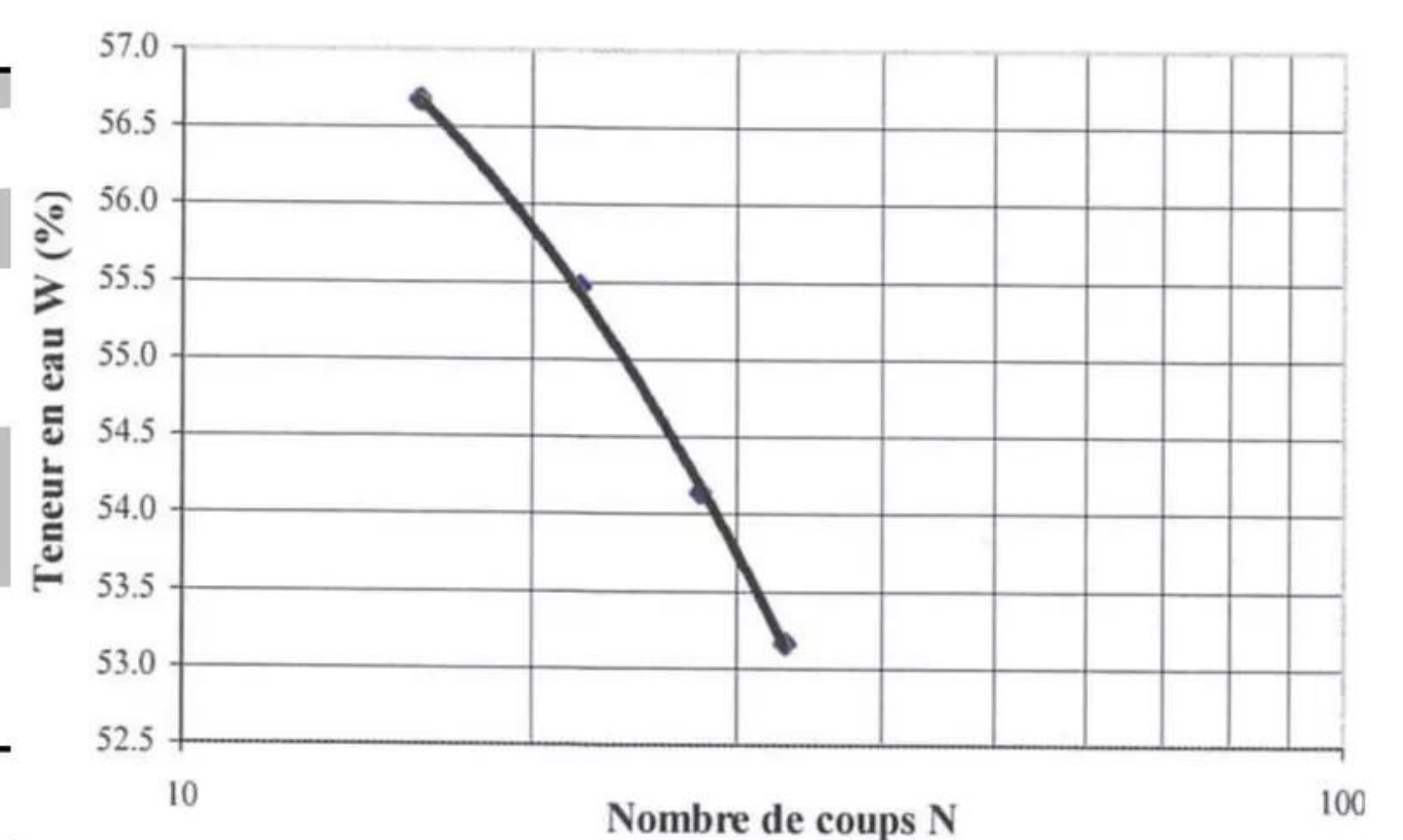
Limite de plasticité LP (%) = 27.8

=

Indice de plasticité (%): 27.1

 $I_p = LL - LP =$

Indice de consistance: 0.7

 $I_c = (LL - W_n) / I_p =$ 

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE

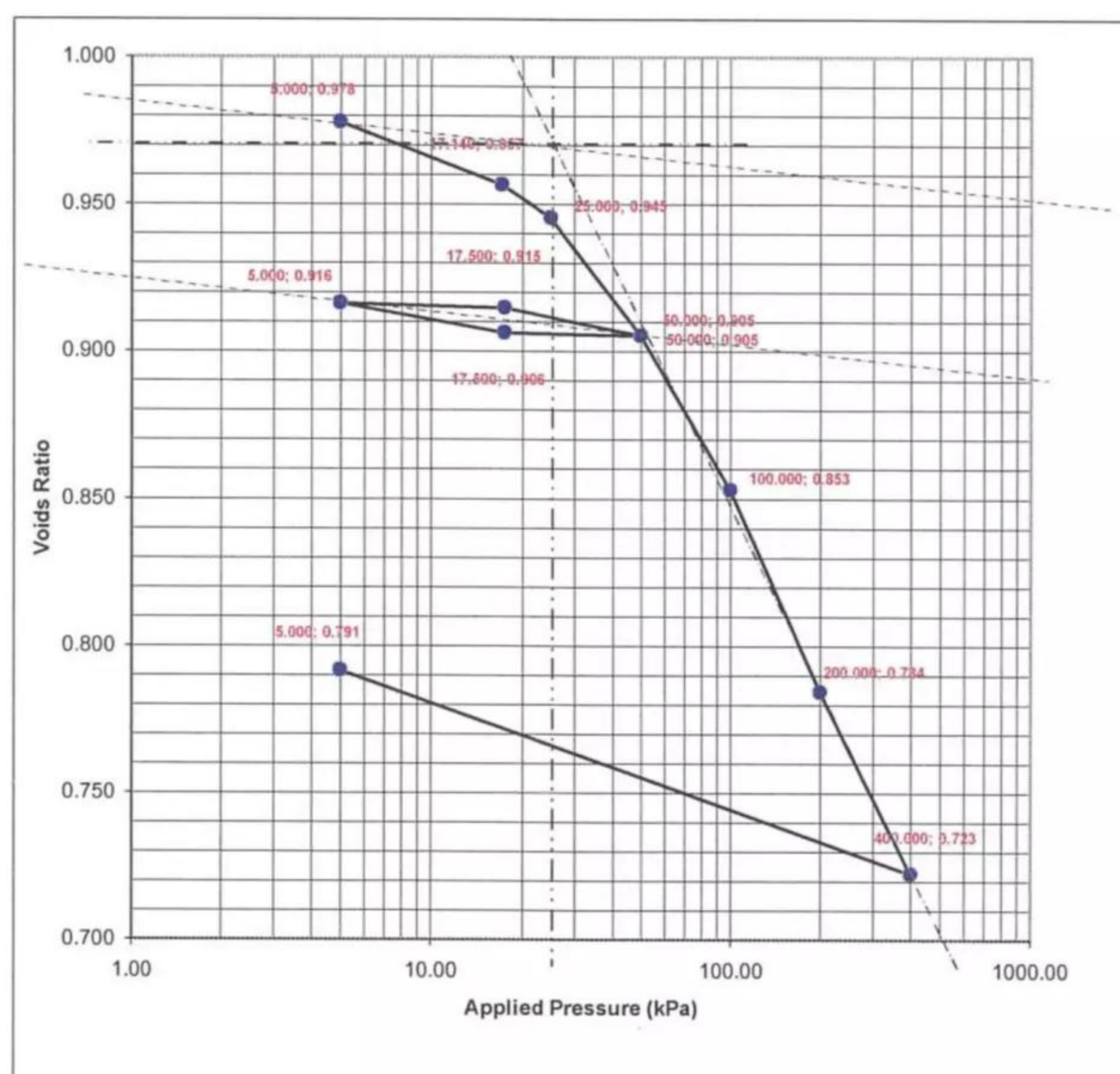
Densité humide (g/cm³) **1.83**

Teneur en Eau (%) **36.91**

Densité Sèche (g/cm³) **1.34**

Degré de Saturation (%) **100.2**

Palier	σ_v Kpa	ΔH (mm)	Indice des Vides e	Indice de compressibilité m_v (mm ² /N)	Module oedométrique E (Mpa)	Coefficient de consolidation (cm ² /s)
1	5.00	0.001	0.978	0.01	100.0	2.33E-04
2	17.14	0.074	0.957	0.30	3.4	1.87E-04
3	25.00	0.03	0.945	0.20	5.0	1.70E-03
4	50.00	0.16	0.905	0.32	3.1	9.33E-05
5	17.50	-0.047	0.906	0.07	13.6	1.37E-04
6	5.00	-0.065	0.916	0.26	3.8	6.17E-05
7	17.50	0.009	0.915	0.04	27.6	1.38E-04
8	50.00	0.116	0.905	0.18	5.6	2.75E-04
9	100.00	0.39	0.853	0.40	2.5	4.62E-05
10	200.00	0.551	0.784	0.29	3.5	6.38E-04
11	400.00	0.779	0.723	0.21	4.8	4.71E-04
12	5.00	-1.845	0.791	0.26	3.9	5.83E-05



Coefficient de Consolidation

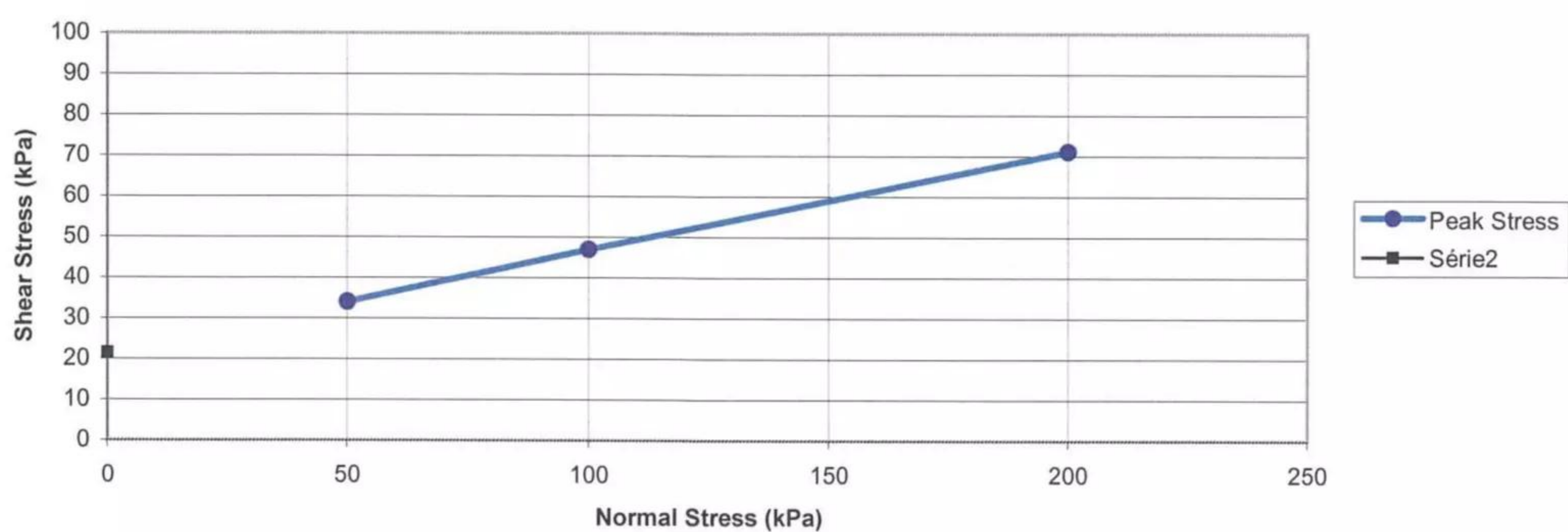
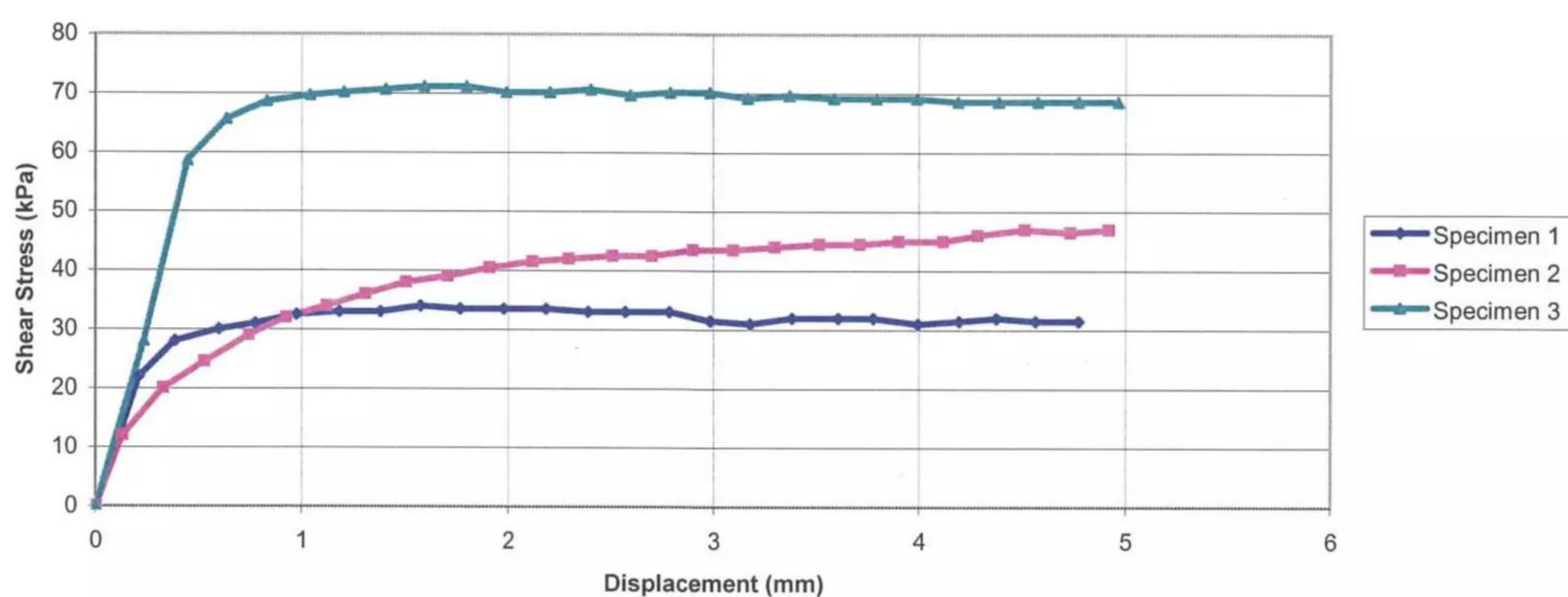
σ_v Kpa	C_v90 (cm ² /s)
De 17.5 à 50.0	2.75E-04
De 50 à 100	4.62E-05
De 100 à 200	6.38E-04
De 200 à 400	4.71E-04

Caractéristiques de compressibilité

Indice des Vides	$e_o =$ 0.98
	$e_p =$ 0.97
Contrainte effective verticale σ_{vo} (KPa)=	29
Contrainte de Préconsolidation σ_p (KPa)=	25
Indice de compression $C_c =$	0.22
Indice de Gonflement C_s	0.010

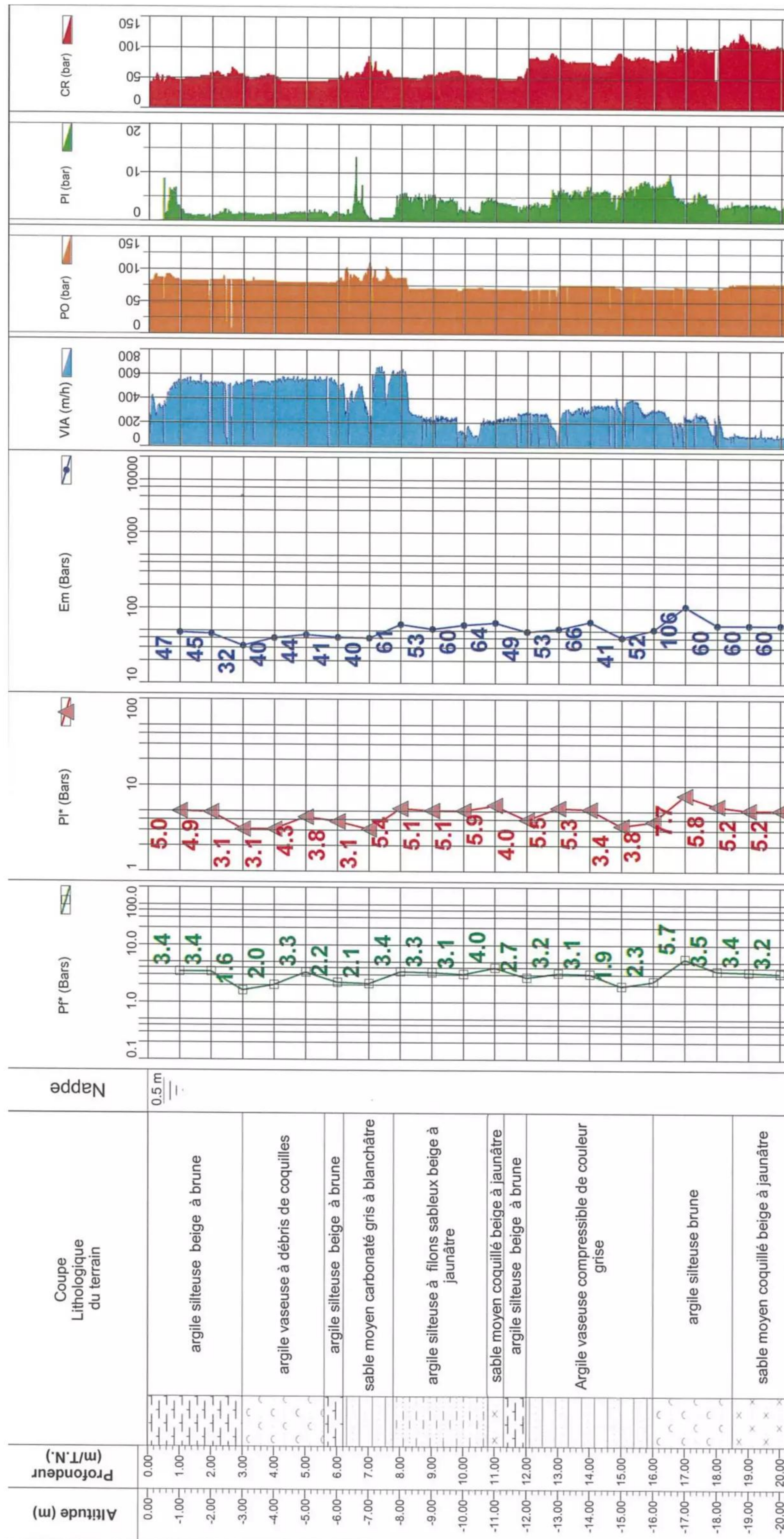
Essai cisaillement UU

Job Ref.	Résidence AGATHE A MEGRINE			
Customer	SNIT			
Borehole - Sample No.	SC1-1			
Depth	m	2.50-3.00		
Initial Specimen Conditions				
Specimen Details		Specimen 1	Specimen 2	Specimen 3
Height	mm	20.0	20.0	20.0
Diameter	mm	50.5	50.5	50.5
Area	mm ²	2001.9	2001.9	2001.9
Volume	cm ³	40.0	40.0	40.0
Density	g/cm ³	1.83	1.83	1.83
Dry Density	g/cm ³	1.34	1.34	1.33
Moisture Content	%	36.87	37.00	37.09
Shear Resistance Angle ϕ_{uu}	deg	14		
Cohesion C_{uu}	kPa	21.50		



Projet :	Résidence " AGATHE "	
Site :	Mégrine	
Pour le compte du :	SNIT Tunis	

Sondage Carotté		SC I											
		Ech n°1	Ech n° SPT1	Ech n°2	Ech n° SPT2	Ech n°3	Ech n° SPT3	Ech n° SPT4	Ech n° SPT5	Ech n°4	Ech n°5		
Identification	Profondeur		2.50-3.00	6.55-7.00	8.00-8.50	10.55-11.00	17.00-17.50	18.55-19.00	19.55-20.00	20.55-21.00	22.50-23.00	32.00-32.50	
	W (%)		37.	19.	29.	21.	25.	14.	12.	16.	33.	21.	
	FS (%)			20.		26.		29.	35.	32.			
	Limites d'Atterberg	LL	55.	Ind	51.	Ind	33.	Ind	Ind	58.	29.0		
		IP	27.	Ind	27.	Ind	17.	Ind	Ind	31.	16.		
	Sédimentométrie et Granulométrie	>5mm _e	0.0	24.	0.0	6.	0.0	0.2	0.0	2.	0.0	0.0	
		>2mm	0.0	33.	0.0	14.	0.1	3.	2.	9.	0.0	0.0	
		<0.42	100.0	51.	100.	62.	95.	47.	49.	28.	100.	100.	
		<0.08	100.	33.	94.	21.	75.	16.	21.	10.	99.	99.	
		<212	55.		50.0		36.				55.	55.	
Essais mécaniques	Analyses Chimiques	Fau de la nappe so42- en mg/l	790										
	Densité	γ _h en 3	2.										
		γ _d g/cm ³	1.										
		e ₀	0.98										
	Oedomètre	G _i (bar)	0.25										
		C _c	0.22										
		C _s	0.010										
		C _v (t90) cm	5.E-05										
	Essai de cisaillement	C _{uu} en (Kpa)	22.										
c _{Vuu} en (deg)		14											
Nature géologique			Silt argileux de couleur beige à grisâtre	Argile sableuse grisâtre	Argile silteuse de couleur beige à verdâtre	Sable moyen argileux de couleur beige	Argile sableuse de couleur brune	Sable moyen à grossier de débris de coquillages grisâtre	Sable moyen argileux de couleur beige à blanchâtre	Sable moyen à grossier à débris de coquillages grisâtre	Argile vaseuse grise	Argile silteuse vaseuse beige à filons grisâtre	



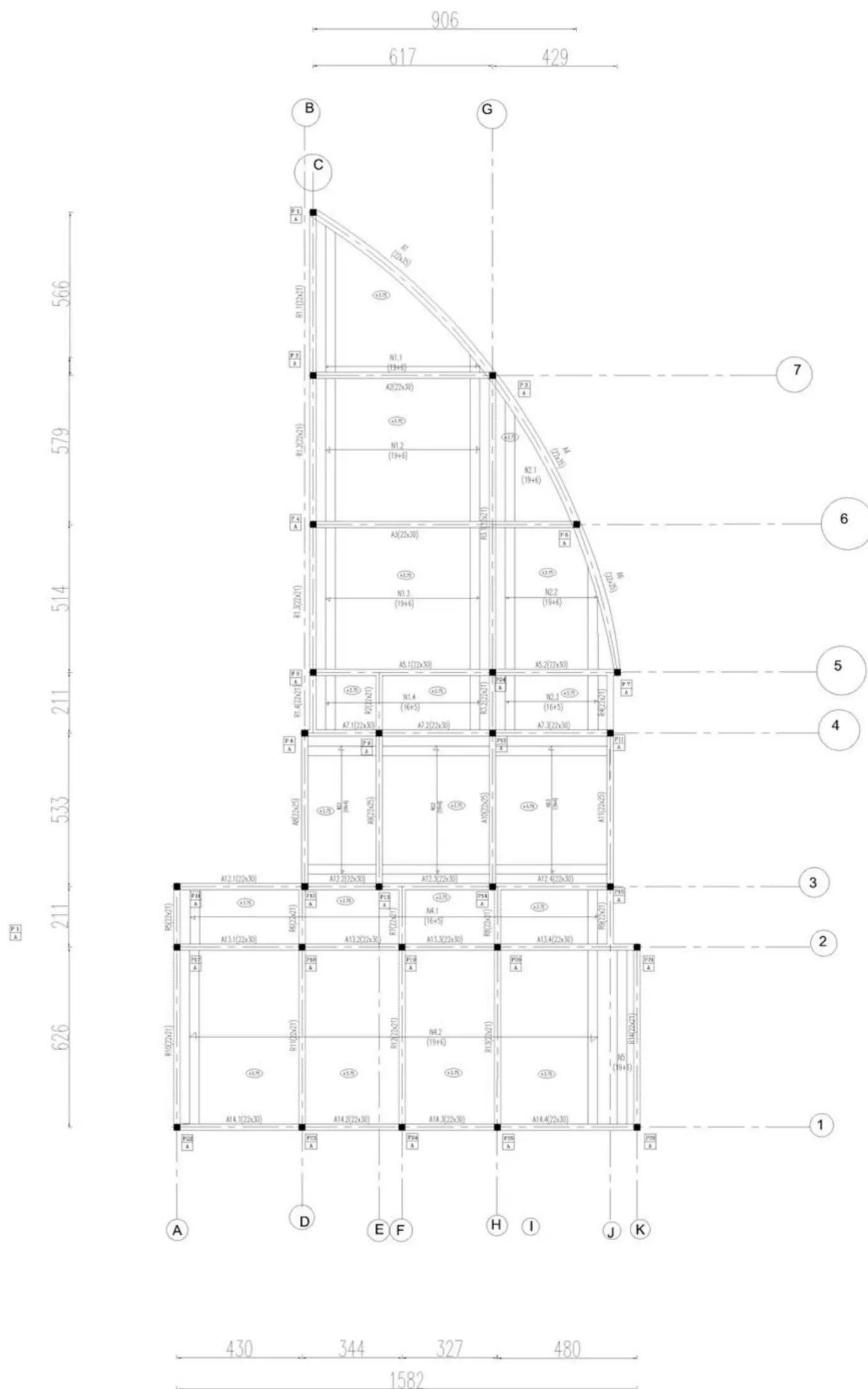
Annexe [B]

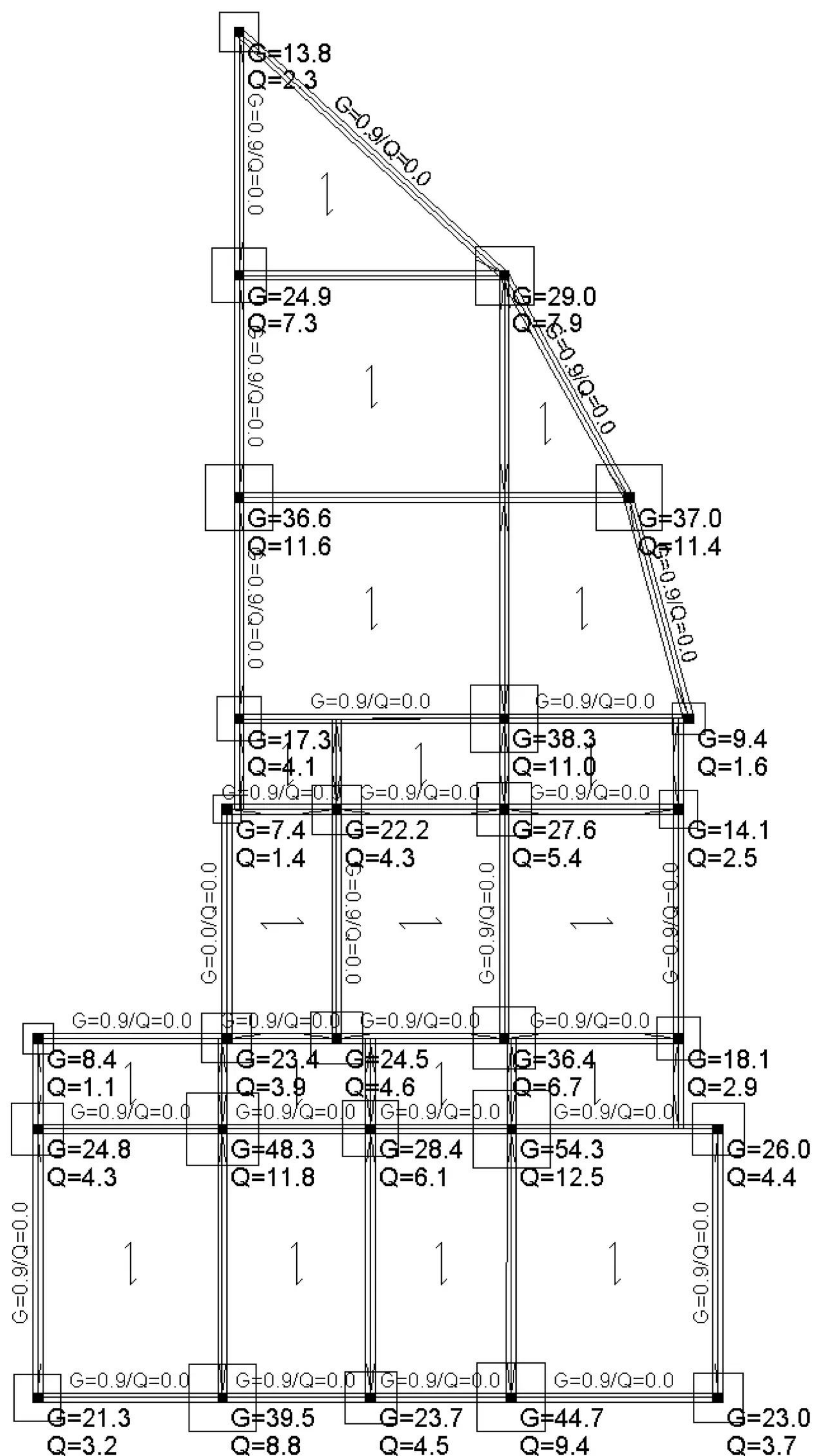
DIMENSIONNEMENT EN BETON ARME

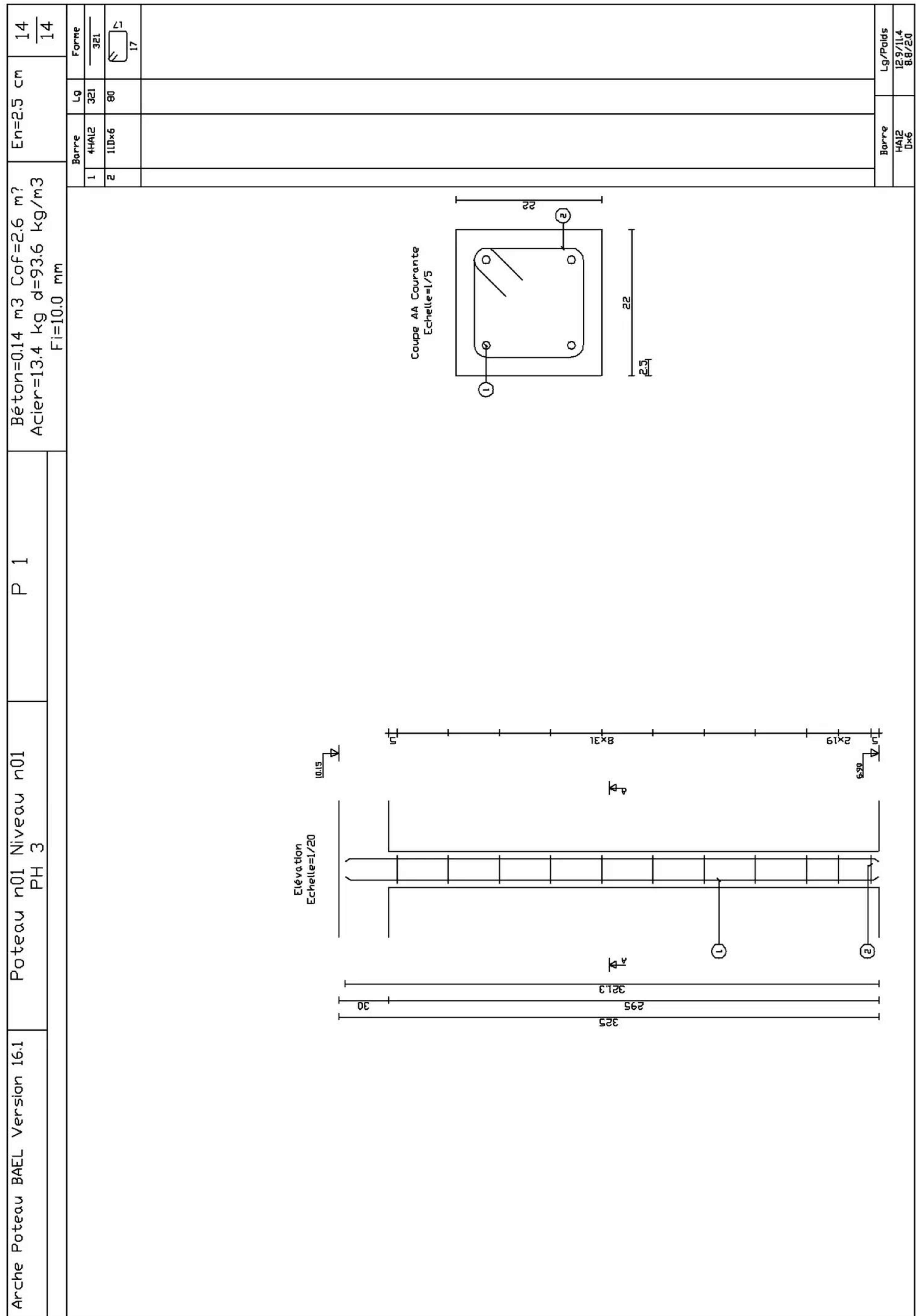
- plan de coffrage

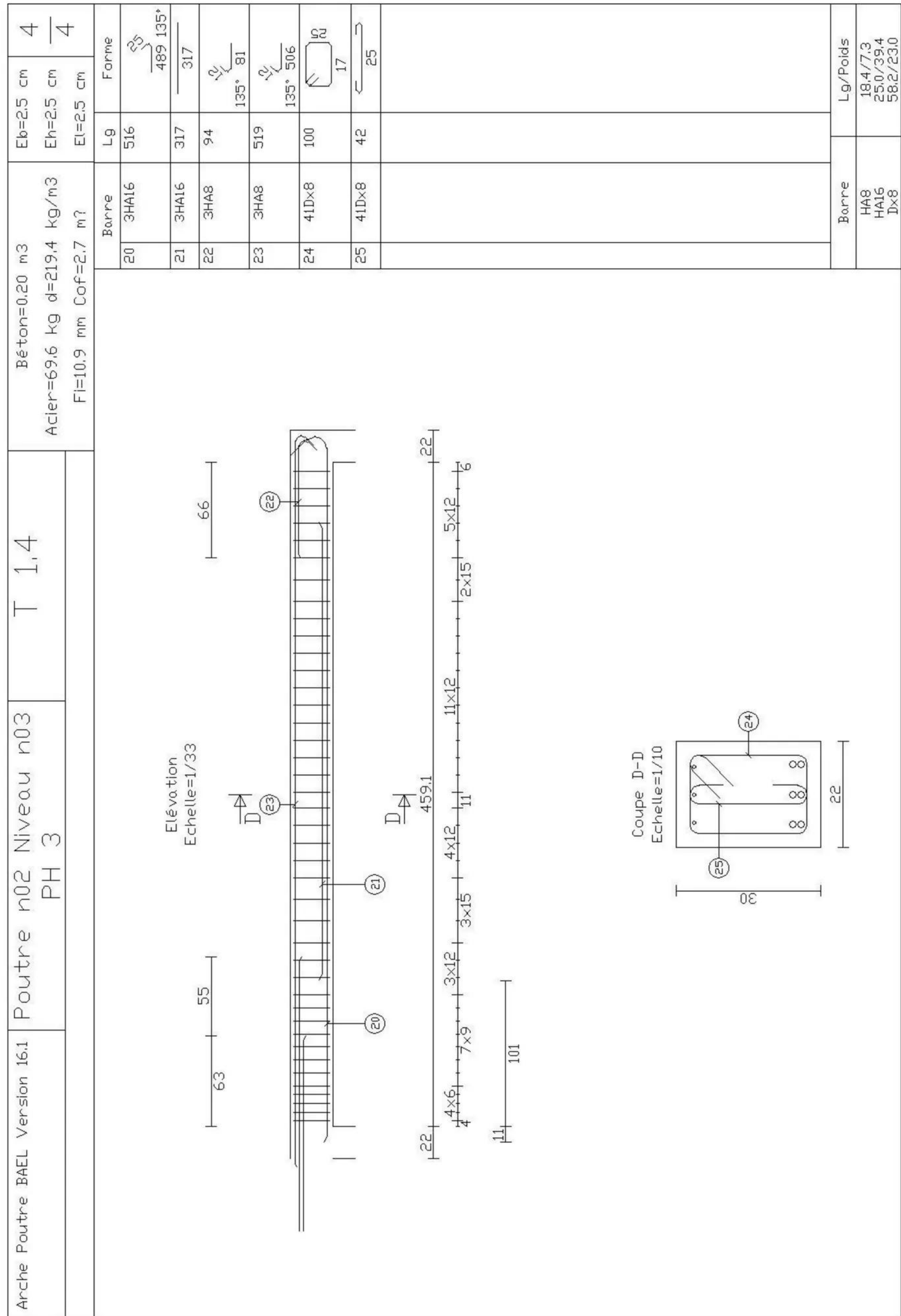
- descente de charge

- plan de ferrailage









Bibliographie

{1} Fascicule n° 62 - Titre I - Section I Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99

{2} DTU (Documents Techniques Unifiés)

{3} NF P 94-051

{4} NF P 94-057

{5} NF P 94-071-1

{6} XP 18-597

{7} Xp p 94 058

{8} XP P 94-041

{9} XP P 94-090-1

{10} NORME FRANCAISE NF P 18-011