



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة العربي التبسي - تبسة

Université Larbi Tebessi – Tébessa

معهد المناجم

Institut des mines

قسم المناجم والجيوتكنولوجيا

Département des mines et de la géotechnologie



MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention d'un diplôme de Master académique

Filière : Génie minier

Option : Géotechnique

Rôle de la prospection géophysique dans le choix des méthodes de la reconnaissance géotechnique

Présenté et soutenu par

El batoul ALLA

Devant le jury:

		Grade	Etablissement
Présidente :	Dounia AMRANI	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Encadrant :	Serhane BRAHMI	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Examineur :	Adel DJELALI	MCA	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Examineur :	Faouzi MEBROUK	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa

Promotion 2021-2022



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
جامعة العربي التبسي - تبسة



مقرر رقم: 063 مؤرخ في: 2022/05/19
يتضمن الترخيص بمناقشة مذكرة الماستر

إن مدير جامعة العربي التبسي بتبسة،

- بموجب القرار الوزاري رقم 318 و المؤرخ في 05 ماي 2021 المتضمن تعيين السيد "قواسمية عبد الكريم" مديرا لجامعة العربي التبسي - تبسة،
و بمقتضى المرسوم التنفيذي رقم: 12-363 مؤرخ في 8 أكتوبر 2012، يعدل ويتمم المرسوم التنفيذي رقم 09-08 المؤرخ في: 04 جانفي 2009 و المتضمن إنشاء جامعة العربي التبسي بتبسة،
و بمقتضى المرسوم التنفيذي رقم 08-265 المؤرخ في 17 شعبان عام 1429 الموافق 19 غشت سنة 2008 الذي يحدد نظام الدراسات للحصول على شهادة الليسانس وشهادة الماستر وشهادة الدكتوراه، لاسيما المادة 9 منه،
و بموجب القرار رقم 362 المؤرخ في 09 جوان 2014 الذي يحدد كفايات إعداد ومناقشة مذكرة الماستر، لاسيما المادة 7 منه،

و بموجب القرار رقم 1080 المؤرخ في 13 أكتوبر 2015 و المتضمن تأهيل ماستر الفروع ذات تسجيل وطني بجامعة تبسة.

و بموجب القرار رقم 921 المؤرخ في 25 أوت 2021 المعدل للحق القرار رقم 1380 المؤرخ في 09 أوت 2016 و المتضمن موائمة التكوينات في الماستر المؤهلة بعنوان جامعة تبسة، اختصاص جيوتقني،
و بموجب المقرر رقم 19 ماي 2022

و بعد الاطلاع على مقرر تعيين لجنة مناقشة مذكرة الماستر المؤرخ في _____
يقرر ما يأتي:

المادة الأولى: يُرخصُ للطالب (ة) علا البتول، المولود (ة) بتاريخ 1998/02/10 ب السوقر - تيارت، بمناقشة مذكرة الماستر والموسومة بـ

Rôle de la prospection géophysique dans le choix des méthodes de la reconnaissance géotechnique

المادة 2: يكلف رئيس قسم المناجم والجيوتكنولوجيا بتنفيذ هذا المقرر الذي يسلم نسخة عنه إلى الطالب المعني بالمناقشة وأعضاء لجنة المناقشة فور توقيعه، وبضمان نشره عبر فضاءات المؤسسة المادية والرقمية.

المادة 3: تُحفظ نسخة عن هذا المقرر ضمن الملفّ البيداغوجي للطالب المعني وينشر في النشرة الرسمية لجامعة

العربي التبسي.

خُرر ب تبسة، في: 2022/05/19

عن المدير، وبتفويض منه
مدير معهد المناجم

مدير معهد المناجم

د. عولمي زوييسر



مقرر رقم: 05/19 مؤرخ في: 2022/05/19

يتضمن تعيين لجنة مناقشة مذكرة الماستر

إن مدير جامعة العربي التبسي بتبسة،

- بموجب القرار الوزاري رقم 318 و المؤرخ في 05 ماي 2021 المتضمن تعيين السيد "قواسمية عبد الكريم" مديرا لجامعة العربي التبسي - تبسة،

- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم: 12-363 مؤرخ في 8 أكتوبر 2012، يعدل و يتم المرسوم التنفيذي رقم 09 - 08 المؤرخ في: 04 جانفي 2009 و المتضمن إنشاء جامعة العربي التبسي بتبسة،

- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم 08-265 المؤرخ في 17 شعبان عام 1429 الموافق 19 غشت سنة 2008 الذي يحدّد نظام الدراسات للحصول على شهادة الليسانس وشهادة الماستر وشهادة الدكتوراه، لاسيما المادة 9 منه،

- وبموجب القرار رقم 362 المؤرخ في 09 جوان 2014 الذي يحدّد كفاءات إعداد ومناقشة مذكرة الماستر، لاسيما المادتان 10 و 11 منه،

- وبموجب القرار رقم 1080 المؤرخ في 13 أكتوبر 2015 والمتضمن تأهيل ماستر الفروع ذات تسجيل وطني بجامعة تبسة.

- وبموجب القرار رقم 375 المؤرخ في 15 جوان 2020 المعدل للملحق القرار 1080 المؤرخ في 13 أكتوبر 2015 والمتضمن تأهيل ماستر الفروع ذات تسجيل وطني بجامعة تبسة، اختصاص جيوتقني

- وبعد الاطلاع على محضر المجلس العلمي لمعهد المناجم المؤرخ في:

يقرر ما يأتي:

المادة الأولى: تُعيّن بموجب هذا المقرر لجنة مناقشة مذكرة الماستر المحضّرة من طرف الطّالِب (ة):

علا البتول، المولود (ة) بتاريخ 10/02/1998 بـ السوقر - تيارت،

والمسوّمة بـ **Rôle de la prospection géophysique dans le choix des méthodes de la reconnaissance géotechnique**

والمسجّل (ة) بمعهد المناجم

المادة 2: تتشكّل اللجنة المشار إليها في المادة الأولى من الأعضاء الآتي ذكرهم:

رقم	الاسم واللقب	الرتبة	مؤسسة الانتماء	الصّفة
1	عمراني دنيا	أستاذة مساعدة - أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	رئيسة
2	براهمي سرحان	أستاذ مساعد - أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	مشرفا
3	جلالي عادل	أستاذ محاضر - أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	ممتحنا
4	مبروك فوزي	أستاذ مساعد - أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	ممتحنا

المادة 3: يكلف رئيس قسم المناجم والجيوتكنولوجيا بتنفيذ هذا المقرر الذي يُسلّم نسخة عنه إلى كلّ من الطّالِب المعني والمشرف على المذكرة وأعضاء لجنة المناقشة فور توقيعه.

المادة 4: تحفظ نسخة عن هذا المقرر في الملفّ البيداغوجي للطالب المعني، وينشر في النّشرة الرّسمية لجامعة العربي التبسي.

حُرّر ب تبسة، في: 2022/05/19

عن المدير، ويتقويض منه

مدير معهد المناجم

معهد المناجم

د. بولمي زويبر



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

مؤسسة التعليم العالي: جامعة العربي التبسي - تبسة

تصريح شرفي
خاص بالالتزام بقواعد النزاهة العلمية لانجاز بحث

أنا الممضي أدناه،

السيد (ة) السيد الصفة: طالب، أستاذ باحث، باحث دائم: طالب

الحامل لبطاقة التعريف الوطنية/ رخصة السياقة رقم: ... 0050.12.3.6. والصادرة بتاريخ 19/09/2021
المسجل بمعهد المبرمج قسم المبرمج تكسوفه
والمكلف بإنجاز أعمال بحث (مذكرة التخرج، مذكرة ماستر، مذكرة ماجستير، أطروحة دكتوراه)، عنوانها:

..... R.ô.l.e de la p.r.o.s.p.e.c.t.i.o.n g.é.o.p.h.y.s.i.q.u.e d.a.n.s l.e.s t.h.a.i.x
..... d.e.s m.é.t.h.o.d.e.s d.e l'a.r.e.s.o.n.a.n.s.s.a.n.c.e g.é.o.t.e.c.h.n.i.q.u.e.....

أصرح بشرفي أنني ألتزم بمراعاة المعايير العلمية والمنهجية ومعايير الأخلاقيات المهنية والنزاهة الأكاديمية
المطلوبة في انجاز البحث المذكور أعلاه.

التاريخ: 16/06/2022

إمضاء المعني (ة)





Année universitaire : 2021-2022

Tébessa le :

Lettre de soutenabilité

Noms et prénoms des étudiants :

1. Alla EP batoul
- 2

Niveau : 2^{ème} année Master Option :

Thème : Rôle de la prospection géophysique dans le choix
des méthodes de la reconnaissance géotechnique.

Nom et prénom de l'encadreur :

Chapitres réalisés	Signature de l'encadreur
1- Etat de l'art	
2- Procédés de reconnaissance in-situ	
3- Reconnaissance géophysique.	
4- Application sur site.	

Remerciement

Je tiens tout d'abord à remercier ALLAH, tout puissant et miséricordieux, qui ma donné la force, le courage et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Ensuite, je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon encadreur de mémoire monsieur S. Brahmí je le remercie d'avoir encadrés, orienté, aidés, conseillés et pour la patience qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port. Qu'il trouve dans ce travail un hommage vivant à sa haute personnalité.

*Mes remerciements s'adressent aussi à mes enseignants et membres de jury
Faouzi Mebrouk, Adel Djellali et Donia Amrani
d'avoir accepté d'examiner ce modeste travail de mémoire.*

*je remercie tous nos professeurs, qui ont nous fournit les outils nécessaires à la réussite de nos études universitaires
notamment:*

*Ziad Benghazi, Yacine Berrah et Ali hamdane
J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critique ont guidé mes réflexions et ont accepté à me rencontrer et répondre à mes questions durant mes recherches.*

Je remercie également Laboratoire Notionnel de Habitat et de construction (unité Tiaret et Chlef) et laboratoire des études géotechniques LÉG à Oran.

Enfin, mes profonds remerciement vont également à toutes les personnes ayant contribué, aidés et soutenue de près ou de loin à l'inauguration ce travail.



Dédicace

je dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite

A ma très chère mère Kheira

Affable, honorable, aimable : Tu représentes pour moi le symbole de la beauté par excellence , la source de la tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.

A mon très cher père Redouane

Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous

A mes beaux parents Ali et Zineb "el hanana" , Je n'ai pas juste gagné un partenaire de vie, mais aussi une deuxième famille sur qui je peux compter.

A mon fiancé Kako

Mon ange gardien et mon fidèle compagnon, les mots ne suffisent guère pour exprimer l'attachement, l'amour et l'affection que je porte pour toi.

A mes très chère soeurs Kokori, Nour, Halouma, hiboucha, Nana, Timoucha , Faiza, Nacira, Farida et Djamilla

A mes chers frères Mohamed et Bidjad

A mes petits anges Soujoud, Djana, Ranim, Alaa, Ahmed, Anes, Israa et Adem, Insaf.

A mes collègues ;, Chaima, Hadjer et Zahira,

Je remercie en particulier et j'ai toutes les expressions de respect et d'affection à Marwa , Bicha, Bibicha, Barkouka, Chaima, Doudja, Fofita, Hadjou, Manel, Nissa, Mima, oum lkhir, samira vous êtes vraiment une merveilleuse amie je souhaite du succès.

Biba

Résumé

En pratique, le volume de la campagne de reconnaissance géotechnique se limite très souvent à quelques points de sondages avec des essais in situ et, dans ces conditions, l'ensemble des variations lithologiques, physiques et mécaniques des matériaux d'assise ne peut être perçu que partiellement. Face à cette problématique, l'ingénieur, dans les choix qu'il doit faire, s'oriente souvent, en premier lieu, vers la combinaison des méthodes d'investigation géotechniques ponctuelles, avec des méthodes volumiques de la géophysique. En second lieu, il doit interpréter cette diversité de données pour reconstituer le plus fidèlement possible, le modèle du terrain investigué.

Le présent travail consiste à imager le sous-sol, d'un site située à FRANGE MARITIME à Oran. Il s'agit d'utiliser les méthodes géophysiques (sismique réfraction) et géotechniques, pour la méthode sismique quant à elle, nous a servi à déterminer les épaisseurs des couches et leur facies et à déterminer un modèle de vitesses des ondes P, aussi on a pu caractériser le site à partir des enregistrements des ondes S. ces résultats ont mis en évidence la présence de fracturations à une profondeur de deux mètres au niveau des calcaires gréseux.

Mots clés : Essais in situ, géophysique, sismique réfraction, fractures, Oran.

Abstract

In practice, the size of the geotechnical investigation campaign is very often limited to a few sampling points with in situ tests and, under these conditions, all these lithological variations, physical and mechanical properties of the base materials can only be partially perceived. Faced with this problem, the engineer often focuses, in the first place, on the combination of various geotechnical investigation methods, with geophysical methods. Second, it must interpret this diversity of data in order to reconstruct as closely as possible the model of the investigated field.

The present work consists in imaging the basement, from a site located at FRANGE MARITIME in Oran . The aim is to use geophysical (refraction seismic) and geotechnical methods, the refraction seismic method is used to determine the thickness of the layers and their facies and to determine a model of P-wave velocities, also the site could be characterized from the S-wave recordings. Result show the existence of fractures at two meters depth in the limestone layers.

Keywords: in-situ tests, geophysics, refraction seismic, fractures, Oran

ملخص

من الناحية العملية ، غالبًا ما يقتصر حجم الاستطلاع الجيوتقني على عدد قليل من نقاط السبر مع اختبارات في الموقع، وفي ظل هذه الظروف ، لا يمكن إدراك كل هذه الاختلافات الصخرية والفيزيائية والميكانيكية إلا جزئيًا فقط. في مواجهة هذه المشكلة ، غالبًا ما يوجه المهندس في الاختيارات التي يتعين عليه اتخاذها ، أولاً وقبل كل شيء ، نحو الجمع بين طرق البحث الجيوتقني المحددة ، مع الطرق الجيوفيزيائية. ثانيًا، يجب عليه تفسير هذا التنوع في البيانات لإعادة بناء نموذج المجال الذي تم التحقيق فيه بأمانة قدر الإمكان.

يتكون هذا العمل من تصوير البنية التحتية لموقع يقع في ساحل وهران. إنها مسألة استخدام الطرق الجيوفيزيائية (الزلزالية الانكسارية) والجيوتقنية. بالنسبة للطريقة الزلزالية الانكسارية، فقد تم استخدامها لتحديد سماكة الطبقات وتكوينها وتحديد نموذج لسرعات موجات S-P لذلك تمكنا من تمييز الموقع . و تبين وجود مجموعة من الشقوق علي عمق مترين على مستوى الطبقة الكلسية.

الكلمات المفتاحية: ، الاختبارات الموقعية ، الجيوفيزياء ، الطريقة الزلزالية الانكسارية، تشققات، وهران.

θ : l'angle de rotation du train de tiges de scissomètre	[°]
τ_{max} : la résistance au cisaillement maximale	[KPa]
M_{max} : le moment maximal	N.m
C_u : la résistance au cisaillement non drainé	[KN/m ²]
τ_r : la résistance au cisaillement du sol remanié	[KPa]
C_r : la cohésion remaniée	[N.m]
K : le module d'inertie de la surface cisailée par rapport à l'axe de rotation du moulinet	[cm ³]
c : la cohésion	[KN/m ²]
φ : l'angle de frottement interne	[°]
U : la pression interstitielle	[KN/m ²]
γ_w : le poids spécifique de l'eau	[KN]
h : la hauteur d'eau mesurée	[m]
N_{dh} : le nombre de coups pour un enfoncement en PDA	[-]
q_d : la résistance dynamique de pointe	[Pa]
M : la masse du mouton	[Kg]
g : l'accélération de la pesanteur	[m/s ²]
H : la hauteur de chute libre du mouton	[m]
A : l'aire de la section droite de la pointe	[m ²]
e : l'enfoncement par coup	[m]
M' : la masse cumulée, de l'enclume, des tiges, de la pointe.	[Kg]
Q_t : l'effort total de pénétration	[KN]
Q_c : l'effort apparent sur le cône	[KN]
q_c : la résistance apparente à la pénétration du cône	[MPa]
Q_{st} : l'effort total de pénétration	[KN]
Q_s : l'effort de frottement latéral local	[KN]
f_s : le frottement latéral unitaire local	[MPa]
A_s : la surface latérale du manchon de frottement	[m ²]
d_s : le diamètre du manchon	[cm]
d_c : le diamètre du cône	[cm]
R_f : le rapport de frottement	[-]
I_f : l'indice de frottement	[-]
p_i : la pression limite du sol	[MPa]
E_M : le module pressiométrique Ménard	[MPa]
P_{ic} : la pression limite conventionnelle	[MPa]
ν : le coefficient de poisson	[-]
P_f : la pression de fluage	[MPa]
G_M : le module pressiométrique	[MPa]

E: le module de Young	[KN/m ²]
G: le module de cisaillement	[KPa]
β : le coefficient d'identification de type de sol	[-]
P_{le}^* : la pression limite nette équivalente	[MPa]
σ_{h0} : la contrainte horizontale initiale	[KN/m ²]
σ_{v0} : la contrainte verticale initiale	[kN/m ²]
K_0 : le coefficient des terres au repos	[-]
q_0' : la contrainte verticale effective au niveau de la fondation après travaux	[KN/m ²]
k_p : le facteur de portance pressiométrique	[-]
D : l'encastrement de la fondation	[m]
B : la largeur de la fondation	[m]
P_h : la pression hydrostatique au niveau de la cellule centrale	[MPa]
P_e : la résistance propre de l'ensemble membrane-gaine et éventuellement du tube lanterné	[MPa]
ΔV : la différence de potentiel	[V]
I : l'intensité de courant	[mA]
ρ : la résistivité	[Ωm]
k : le facteur géométrique qui dépend de l'espacement entre les électrodes	[-]
V_p : la vitesse de propagation d'onde sismique de compression	[m/s]
λ : la compressibilité ou coefficient de Lamé	[N/m ²]
μ : la rigidité	[Pa]
v : la vitesse de l'onde radar	[m / μs]
c : la vitesse de la lumière dans le vide	[m/ μs]
ϵ_r : la permittivité relative du matériau	[-]
T : le temps double	[ns]
M^* : la température mensuelles maximal	[C°]
m^* : la température mensuelles minimal	[C°]
Rc: la résistance à la compression simple	[Kg/cm ²]
RQD: le Rock Quality Designation	[%]
E_{dyn} : le module d'élasticité dynamique	[KN/m ²]
G_{dyn} :le module de cisaillement dynamique	[KPa]

Abréviation

CFMS: le Comité Français de Mécanique des Sols

ERT: la tomographie de résistivité électrique

GPR: Ground Penetrating Radar

ACT :Assistance aux Contrats de Travaux

PDC: trépan à diamant compact poly cristallin

PDA de pénétromètre dynamique type A
PDB de pénétromètre dynamique type B
TAM : Tarière à main
T. IN : Tarière avec injection de boue de forage
THC : Tarière hélicoïdales continue à sec
O. DG : Outil désagrégateur
ROTOP : Roto percussion
IN : Avec injection de boue
BAT : Battage
CPMF : Carottier à parois minces foncé
TF : Tube fendu
CAR : Carottier
TFEM : Tube fendu avec enlèvement simultané des matériaux
VBF : Vibrofonçage
SPT: Standard Penetration Test
PFP: Pressiomètres avec forage préalable
PAF: Pressiomètres auto foreurs
SEV: e sondage électrique vertical
TE : Trainée électrique
TB: Time break
RQD : Le Rock Quality Designation

Figure II.1. Les différents types de pelle.	23
Figure II.2. Tranchées et puits.	23
Figure II.3. Les tarières à main.	25
Figure II.4. Les tarières mécaniques.	25
Figure II.5. Forage destructif en roto-percussion.	27
Figure II.6. Trépan tricône .	27
Figure II.7. La sondeuse rotative.	28
Figure II.8. Type de caisse de carottes prélevées après un sondage.	29
Figure II.9. Forage par fonçage.	29
Figure II.10. Carottier à paroi mince avec et sans étui.	30
Figure II.11. Étapes du prélèvement d'échantillons avec un carottier à piston stationnaire.	30
Figure II.12. Principe de fonctionnement des carottiers rotatifs.	31
Figure II.13. Coupes schématiques des différents types de carottiers rotatifs.	32
Figure II.14. Carottier à câble.	33
Figure II.15. Les couronnes de carottages.	34
Figure II.16. Schéma de principe de l'essai au scissomètre de chantier.	35
Figure II.17. Courbe effort-déformation pour un essai au scissomètre de chantier.	36
Figure II.18. Exemple de profil scissométrique.	38
Figure II.19. Les piézomètres.	39
Figure II.20. Les deux types de piézomètre.	40
Figure II.21. Exemple de répartition des piézomètres.	42
Figure II.22. Pénétromètre dynamique.	43
Figure II.23. Pénétromètre dynamique type A (PDA).	43
Figure II.24. Appareillage de pénétromètre dynamique type A (PDA).	44
Figure II.25. Pénétromètre dynamique type B (PDB).	47
Figure II.26. Courbe de l'essai de pénétration type B.	48
Figure II.27. Schéma du CPT et de sa pointe mécanique statique.	50
Figure II.28. Photographie de cônes CPT.	50
Figure II.29. Schéma des deux types de cônes CPTU et principe de l'extrémité d'une pointe.	50
Figure II.30. Cône pénétration test - CPT.	51
Figure II.31. Courbe de l'essai de pénétration statique CPT.	53
Figure II.32. Abaque d'identification des sols d'après Robertson & Campanella.	53
Figure II.33. Coupe du carottier SPT .	56
Figure II.34. Sondage effectué au SPT.	57
Figure II.35. Schéma de principe de l'essai pressiométrique .	59
Figure II.36. Chargement par palier en fonction du temps.	62
Figure II.37. Pressiomètre avec forage préalable - Courbe d'expansion type.	63
Figure II.38. Pressiomètre autoforeur - Interprétation de la courbe d'expansion.	64
Figure II.39. Courbe de fluage pressiométrique.	65

Figure II.40. Profil pressiométrique.	67
Figure II.41. Courbe pressiométrique corrigée.	67
Figure III.1. Gamme des valeurs de résistivité électrique pour différents matériaux géologiques.	72
Figure III.2. Shéma de principe de prospection électrique par courant continu .	73
Figure III.3. Matériel et mise en œuvre de la prospection électrique.	75
Figure III.4. Dispositif dipôles ou pôle – pôle.	75
Figure III.5. Dispositif tripôles ou pôle-dipôle.	76
Figure III.6. Dispositif Wenner alpha.	76
Figure III.7. Dispositif Schlumberger.	76
Figure III.8. Dispositif dipôle-dipôle.	76
Figure III.9. Différents dispositif de la prospection électrique.	77
Figure III.10. Mise en œuvre du sondage électrique vertical .	77
Figure III.11. Explication de débrayage (embrayage) et leurs représentations.	78
Figure III.12. Modèle de résistivité en 2 dimensions.	78
Figure III.13. Principe de mesure par la méthode de la trainée électrique.	79
Figure III.14 Représentation d'un panneau électrique 2D pour les mesures en surface.	80
Figure III.15 . A) Mise en œuvre du dispositif de tomographie électrique. B) exemple d'une section de tomographie électrique (Résistivité vs. Profondeur).	80
Figure III.16. Exemple d'interprétation qualitative et corrélation géo-électrique entre les différents SEV.	81
Figure III.17. Diagramme bi-logarithmique pour la représentation des sondages électriques.	82
Figure III.18. Abaque utilisé pour calculer manuellement la résistivité vraie des couches dans le cas de deux couches.	82
Figure III.19. Les différent cas possible dans le cas d'un model de trois couches.	83
Figure III.20. Déplacement particulaire des ondes de volume.	84
Figure III.21. Schéma de principe de la méthode sismique réfraction .	85
Figure III.22. Principe de la sismique réflexion.	85
Figure III.23. Géométrie des ondes sismiques.	86
Figure III.24. Prospection dans un cas bicouche.	86
Figure III.25. Prospection dans un cas de plusieurs couche planes .	87
Figure III.26. Schéma de principe de sismique de réfraction.	89
Figure III.27. Matériel nécessaires à l'acquisition.	90
Figure III.28. La source sismique.	90
Figure III.29. Exemple de enregistrement et dromochroniques.	92
Figure III.30. Coupe sismique interprétée.	92
Figure III.31. Table de Rippabilité Caterpillar.	93
Figure III.32. Schéma de principe de la méthode sismique de réflexion .	94
Figure III.33. La source en sismique réflexion.	95
Figure III.34. Bloc sismique 3D interprété .	96
Figure III.35. Principe de fonctionnement du géoradar ou radar géologique.	98

Figure III.36. Mise en œuvre du radar.	98
Figure III.37. Profil radar acquis sur la fosse d'essai du LCPC à Nantes .	99
Figure III.38. Coupe radar interprétée.	99
Figure IV.01. Situation géographique de site.	103
Figure IV.02. Photos de site.	104
Figure IV.03. Carte géologique du nord de l'Afrique montrant les différentes unités .	105
Figure IV.04. Extrait de la carte géologique de l'Algérie Nord-Ouest 1/500.000.	106
Figure IV.05. Aspect structurale de la région d'étude .	107
Figure IV.06. Carte de zonage sismique de l'Algérie.	108
Figure IV.07. Carte pluviométrique de la région d'Oran .	109
Figure IV.08. Diagramme des températures moyennes mensuelles.	110
Figure IV.09. Vire satellitaire d'Oran et de son réseau hydrographique.	111
Figure IV.10. Topographie de la région d'Oran.	111
Figure IV.11. Photo d'un sondage carotté.	112
Figure IV.12. Type de la lithologie de la zone d'étude (caisses de sondage N°01).	113
Figure IV.13. Résultat de sondage carotté N°01.	114
Figure IV.14. Illustration de calcul de RQD.	116
Figure IV.15. Réalisation de l'essai SPT.	117
Figure IV.16. Graphe de nombre de coups SPT.	118
Figure IV.17. Shéma de principe de l'essai.	119
Figure IV.18. Photos de réalisation de l'essai .	120
Figure IV.19. Matériels utilisés en méthode sismique.	120
Figure IV.20. Dispositif de capteurs et tirs.	121
Figure IV.21. Différentes applications du logiciel SEISIMAGER 2D.	121
Figure IV.22. Pointage des premières arrivées des tirs à l'aide de PickWin.	122
Figure IV.23. Pointage des premières arrivées de tout tirs avec l'application PickWin.	122
Figure IV.24. Dromocronique obtenues des pointés des premières arrivées.	123
Figure IV.25. Modèle de vitesses des couches du sous-sol avec les informations géologiques.	123
Figure IV.26. implantation des profils sismiques.	124
Figure IV.27. Les enregistrements des ondes P de profil PS-01.	125
Figure IV.28. Coupe géosismique PS-01.	126
Figure IV.29. Coupe géosismique PS-02.	127
Figure IV.30. Coupe géosismique PS-03.	128
Figure IV.31. Coupe géosismique PS-04.	129
Figure IV.32. Coupe géosismique PS-05.	130
Figure IV.33. Coupe géosismique PS-06.	131
Figure IV.34. Coupe géosismique PS-07.	133
Figure IV.35. Coupe géosismique PS-08.	134
Figure IV.36. Coupe géosismique PS-09.	135

Figure IV.37. Coupe géosismique PS-10.

136

Tableau I.1. Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique.	08
Tableau I.2. Analyse de la pertinence des techniques usuelles de reconnaissance.	12
Tableau I.3. Ouvrages interférant avec les eaux souterraines.	13
Tableau I.4.a. Terrassements en déblai.	14
Tableau I.4.b. Terrassements en remblai.	15
Tableau I.5. Fondations superficielles et profondes.	16
Tableau I.6. Assises de dallage ou de voirie.	17
Tableau I.7. Soutènements.	18
Tableau I.8. Stabilité des talus.	19
Tableau II.1. Les objectifs et les caractéristiques des sondages (puits, tranchées).	22
Tableau II.2. Valeurs indicatives de la cohésion non drainée pour les argiles.	38
Tableau II.3. Les principales caractéristiques des deux pénétromètres normalisés.	48
Tableau II.4. Classification des sols d'après qc.	54
Tableau II.5. Diamètres correspondants aux forages pressiométrique.	60
Tableau II.6. Méthodes de réalisation des forages pressiométriques.	60
Tableau II.7. Longueur maximale d'une passe d'un forage avant essai.	61
Tableau II.8. Valeur de β suivant la nature du sol .	64
Tableau II.9. Classification selon le rapport E_m/p_1 .	68
Tableau II.10. Classification des sols d'après P_1 [29].	68
Tableau IV.1. Les coefficients d'accélération (A) selon le type de l'ouvrage.	108
Tableau IV.2. Les variations des températures mensuelles.	110
Tableau IV. 3. Les sondages carottés réalisés.	113
Tableau. IV.4. Corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux.	117
Tableau. IV.5. Résultat de l'essai SPT .	118
Tableau IV.5. Récapitulatif des résultats des vitesses V_p du profil PS- 01.	126
Tableau IV.6. Récapitulatif des résultats des vitesses V_s du profil PS- 01.	126
Tableau IV.7. des modules dynamiques de sol du profil PS-01.	127
Tableau IV.8. Récapitulatif des résultats des vitesses V_p du profil PS- 02.	127
Tableau IV.9. Récapitulatif des résultats des vitesses V_s du profil PS- 02.	127
Tableau IV.10. des modules dynamiques de sol du profil PS-02.	128
Tableau IV.11. Récapitulatif des résultats des vitesses V_p du profil PS- 03.	128
Tableau IV.12. Récapitulatif des résultats des vitesses V_s du profil PS- 03.	128
Tableau IV.12. des modules dynamiques de sol du profil PS-03.	129
Tableau IV.13. Récapitulatif des résultats des vitesses V_p du profil PS- 04.	129
Tableau IV.14. Récapitulatif des résultats des vitesses V_s du profil PS- 04.	130
Tableau IV.15. Des modules dynamiques de sol du profil PS-04.	130

Tableau IV.16. Récapitulatif des résultats des vitesses V_p du profil PS- 05.	131
Tableau IV.17. Récapitulatif des résultats des vitesses V_s du profil PS- 05.	131
Tableau IV.18. des modules dynamiques de sol du profil PS-05.	131
Tableau IV.19. Récapitulatif des résultats des vitesses V_p du profil PS- 06.	132
Tableau IV.20. Récapitulatif des résultats des vitesses V_s du profil PS- 06.	132
Tableau IV.21. des modules dynamiques de sol du profil PS-06.	132
Tableau IV.22. Récapitulatif des résultats des vitesses V_p du profil PS- 07.	133
Tableau IV.23. Récapitulatif des résultats des vitesses V_s du profil PS- 07.	133
Tableau IV.24. Des modules dynamiques de sol du profil PS-07.	134
Tableau IV.25. Récapitulatif des résultats des vitesses V_p du profil PS- 08.	134
Tableau IV.26. Récapitulatif des résultats des vitesses V_s du profil PS- 08.	134
Tableau IV.27. Des modules dynamiques de sol du profil PS-08.	135
Tableau IV.28. Récapitulatif des résultats des vitesses V_p du profil PS- 09.	135
Tableau IV.29. Récapitulatif des résultats des vitesses V_s du profil PS- 09.	135
Tableau IV.30. Des modules dynamiques de sol du profil PS-09.	136
Tableau IV.31. Récapitulatif des résultats des vitesses V_p du profil PS- 10.	137
Tableau IV.32. Récapitulatif des résultats des vitesses V_s du profil PS- 10.	137
Tableau IV.33. Des modules dynamiques de sol du profil PS-10.	137
Tableau IV.34. Classification des sites.	138



Sommaire

Sommaire

Remerciement	
Dédicace	
Résumé	iii
Liste des notation	v
Liste des figures	viii
Liste des tableaux	xii
Tableau des matières	xv
Introduction générale	02

Chapitre I

I.1. Introduction	05
I.2. Travaux antérieurs	05
I.2.1. Application de la sismique réfraction pour l'investigation des ruptures de pente	05
I.2.2. Cartographie des fissures souterraines (le cas du glissement de terrain du gisement de phosphate de Kef Essenoun, Djebel Onk 'Nord-est de l'Algérie')	06
I.2.3. Radar pénétrant pour l'investigation dans les fondations de bâtiments	06
I.2.4. Méthodes géophysiques combinées utilisées pour l'étude des glissements de terrain	06
I.3. Présentation des recommandations techniques	07
I.3.1. Cadre des recommandations	07
I.3.1.1. Ouvrages concernés	09
I.3.1.2. Ouvrages exclus	09
I.3.2. Recommandations pour l'établissement du programme d'investigations	10
I.3.2.1. Analyse préliminaire	10
I.3.2.2. Programme d'investigations	10
I.3.3. Pertinence des techniques de reconnaissance et d'essais	11
I.4. Programmes d'investigations des ouvrages élémentaires	12
I.4.1. Ouvrages interférant avec les eaux souterraines	12
I.4.1.1. Rappel des contraintes liées à la connaissance des eaux souterraines	12
I.4.1.2. Informations à fournir par le client	13
I.4.2. Terrassements	14
I.4.3. Fondations superficielles et profondes	15
I.4.4. Assises de dallage ou voirie	16
I.4.5. Soutènements	18
I.4.6. Stabilité des talus	19
I.5. Conclusion	20

Chapitre II

II.1. Introduction	22
II.2. Les principaux moyens de reconnaissance	22
II.2.1. Les tranchés et les puits	22
II.2.2. Les sondages mécaniques	23
II.2.2.1. Le sondage en terrain meuble	24
a) Tarières à main	24
b) Tarières à moteur	25
c) Sondage par battage	26
II.2.2.2. Le sondage en terrain rocheux	26
a) Les méthodes destructives	26

Sommaire

b) Les méthodes non destructives (forages carottés)	28
c) Carottage par fonçage ou poinçonnage	29
d) Carottage rotatif	31
II.2.2.3. Les couronnes de carottages	33
a. Les couronne avec diamant naturels	33
b. Les couronnes à diamants synthétiques (PDC)	33
II.2.2.4. Les avantages et les inconvénients	34
II.2.3. Scissomètre	34
II.2.3. 1. Objectif de l'essai	34
II.2.3. 2. Principe de l'essai	34
II.2.3. 3. Description du scissomètre	36
a. Le moulinet	36
b. Les trains de tiges	36
c. Le couplemètre	36
II.2.3. 4. Interprétation de l'essai	37
II.2.3.5. Déroulement de l'essai et présentation des résultats	37
II.2.4. Le piézomètre	38
II.2.4.1. Type d'appareils de piézomètres	39
a) Le tube crépine	39
b) Le piézomètre à volume constant	40
II.2.4.2. Utilisation des piézomètres	41
a) Mesure des niveaux d'eau	41
b) Prélèvements d'eau	41
II.2.4.3. Mise en place du piézomètre	41
a) Mise en œuvre	41
b) Disposition des piézomètres	42
II.3. Les essais in situ	42
II.3.1. Essai de pénétromètre dynamique	42
a. Définition	42
b. Domaine d'application	43
II.3.1. 1. Le pénétromètre dynamique Type A (PDA):	43
a) Principe de l'essai	43
b) Appareillage et instruments de mesure	44
c) Réalisation de l'essai	44
d) Exploitation des mesures	45
II.3.1. 2. Le pénétromètre dynamique Type B(PDB)	46
a) Principe de l'essai	46
b) Appareillage et instruments de mesure	46
c) Réalisation de l'essai	47
d) Expression des résultats	47
e) Estimation de la portance du sol	48
f) Limites de l'essai	49
II.3.2. Essai de pénétromètre statique	49
II.3.2.1. Cône pénétration test - CPT (NF P 94-113)	49
II.3.2.1.1. Principe de l'essai	49

Sommaire

II.3.2.1.2. Appareillage	49
a. Les différents cônes CPT	50
b. Les cônes CPTU (Ø 35.7 mm)	50
II.3.2.1.3. Réalisation de l'essai	51
a. Fonçage dans le terrain	51
b. Mesure de la résistance de pointe	51
II.3.2.1.4. Expression ces résultats	51
II.3.2.1.5. Identification des sols	53
II.3.2.1.6. Ordre de grandeur des résistances de pointe qc	54
II.3.2.1.7. Les avantages et les inconvénients de CPT	54
II.3.2.1.8. Domaines d'application	55
II.3.3. Essai de pénétration au carottier (Standard penetration test) S.P.T	55
II.3.3.1. Principe de l'essai	55
II.3.3.2. Domaine d'application	55
II.3.3.3. Appareillage	55
II.3.3.4. Réalisation de l'essai	56
II.3.3.5. Expression des résultats	56
II.3.3.6. Les avantages	57
II.3.3.7. Les inconvénients	57
II.3.4. Essai de préssiométrie	58
II.3.4.1. Définition	58
II.3.4.2. Objectif de l'essai	58
II.3.4.3. Principe de l'essai	58
II.3.4.4. Types de pressiomètre	59
a. Pressiomètres avec forage préalable (PFP)	59
b. Pressiomètres auto foreurs (PAF)	59
c. Pressiomètres foncés	59
II.3.4.5. Forage pressiométrique	60
II.3.4.6. Déroulement de l'essai	61
II.3.4.6.1. Le pressiomètre avec forage préalable (Pressiomètre de Ménard)	61
II.3.4.6.2. Le Pressiomètre auto foreur	63
II.3.4.7. Expression des résultats :	64
II.3.4.7.1. Détermination du module pressiométrique Ménard E_M	64
II.3.4.7.2. Détermination de la pression de fluage P_f	65
II.3.4.7.3. Détermination de la pression limite P_l	65
II.3.4.7.4. Pression limite nette, pression de fluage pressiométrique nette	66
II.3.4.7.5. Profile préssiométrique	66
II.3.4.7.6. Courbe pressiométrique corrigée	67
II.3.4.7.7. Relation entre P_l et E_M	68
II.3.4.7.8. Ordre de grandeur des pressions limites	68
II.3.4.7.9. Les avantages et les inconvénients	68
II.4. Conclusion	69
Chapitre III	
III.1. Introduction	71
III.2. Les méthodes géophysiques	71

Sommaire

III.2.1. Anomalie et choix des méthodes	71
III.2.2. Prospection électriques	72
III.2.2.1. Résistivité des matériaux	72
III.2.2.2. Technique de mesure	73
III.2.2.3. Le calcul de la résistivité et résistivité apparente	75
III.2.2.4. Mise en œuvre de la prospection électrique:	75
III.2.2.4.1. Quelques dispositifs	76
III.2.2.5. Les techniques de prospection électrique	78
III.2.2.5.1. Le sondage électrique vertical (SEV)	78
a. Le matériel utilisé	79
b. Domaines d'applications	80
c. Avantages	80
d. Limites	80
III.2.2.5.2. Trainée électrique	80
a. Domaines d'applications	81
b. Avantages	81
c. Limites	81
III.2.2.5.3. Tomographie de résistivité électrique	81
III.2.2.6. Interprétation des données	81
III.2.2.6.1. Interprétation qualitative	81
III.2.2.6.2. Interprétation quantitative	83
III.2.3. La méthode sismique	84
III.2.3.1. Définition	84
III.2.3.2. Les différentes ondes sismiques	84
III.2.3.2.1. des ondes de volume	84
III.2.3.2.2. des ondes de surface	85
III.2.3.3. Principes	86
III.2.3.4. Prospection dans les milieu continus	87
III.2.3.5. Sismique de réfraction	89
III.2.3.5.1. Principe de la méthode	89
III.2.3.5.2. Applications	90
III.2.3.5.3. Moyens nécessaires à l'acquisition	90
III.2.3.5.4. Mise en œuvre sur le terrain	91
III.2.3.5.5. Traitement et interprétation des données	92
III.2.3.5.6. Apport à l'étude géotechnique	93
III.2.3.5.7. Limites de la méthode sismique de réfraction	94
III.2.3.6. La sismique de réflexion	95
III.2.3.6.1. Principe de la méthode	95
III.2.3.6.2. Applications	95
III.2.3.6.3. Mise en œuvre sur le terrain	96
III.2.3.6.4. Traitement des données	96
III.2.3.6.5. Apport à l'étude géotechnique	97
III.2.3.6.6. Limitations / Contraintes / Interdits	97
III.2.4. Radar géologique	98
III.2.4.2. Définition	98

Sommaire

III.2.4.2. Principes	98
III.2.4.3. Le matériel de mesures	99
III.2.4.4. Résultats et interprétation	99
III.2.4.5. Domaines d'application	101
III.2.4.6. Les avantages du Radar Géophysique (ou géologique)	101
III.2.4.7. Principales limites de la méthode	101
III.3. conclusion	102
Chapitre IV	
IV.1. Introduction	104
IV.2. Présentation du site	104
IV.3. Présentation du projet	105
IV.4. Géologie régionale	105
a- Domaines géologique régionales	105
b- Géologie locales	107
c- Aspect structurale	108
IV.5. Sismicité de la région	108
IV.6. Géomorphologie de la région d'Oran	109
IV.7. Aperçu climatologique	110
IV.7.1. La Pluviométrie	110
IV.7.2. Les températures	110
IV.8. Hydrologie	111
IV.9. Topographie	112
IV.10. Reconnaissance géotechnique in-situ	113
IV.10.1. Sondage carotté	113
IV.10.1.1. Principe	113
IV.10.1.2. Résultat des sondages carottés	114
IV.10.1.3. Description géotechniques des formations principales	116
IV.10.2. Essai SPT	118
IV.10.2.1. Principe de l'essai	118
IV.10.2.2. Procédure de l'essai SPT	119
IV.10.2.3. Résultat de l'essai	119
IV.10.3.essais piézométriques	120
IV.11. Reconnaissance géophysique	120
IV.11.1. La méthode sismique	120
IV.11.1.1. Principe	120
IV.11.1.2. Equipements mis en œuvre	121
IV.11.1.3. Déploiement du matériel et enregistrement des ondes	121
IV.11.1.4. Traitement et résultats des données	122
IV.11.1.5. Implantation et topographie	125
IV.11.1.6. Interprétation des résultats sismiques	125
IV.12. Corrélation entre les paramètre géotechnique et géophysique	139
IV.13. Conclusion	140
Conclusion générale	142
Référence bibliographie	145
Annexes	I



Introduction
générale

Introduction général

Dans le cadre de la réalisation de n'importe quel projet de génie civil, l'étude géotechnique s'avère comme première étape incontournable dans la caractérisation des différentes formations des terrains affectés par le projet. Dans ce contexte, le géotechnicien se trouve confronté à l'hétérogénéité des matériaux constituant le sous-sol, aussi bien sur le plan vertical qu'horizontal.

En pratique, la taille de la campagne de reconnaissance géotechnique in-situ se limite très souvent à quelques points de sondages mécaniques et des essais tels que l'essai de pénétration dynamique, pressiométrique, SPT.....

Dans ces conditions, l'ensemble des variations lithologiques, physiques et mécaniques des matériaux d'assise ne peut être perçu que partiellement à partir d'un nombre limité de sondages. Les conséquences d'une méconnaissance des hétérogénéités du niveau d'assise peuvent être lourdes et entraînent souvent, des surcoûts pendant la phase de réalisation du projet de construction et, à plus ou moins long terme, des surcoûts liés aux dommages relatifs à un défaut de déformation du sol.

Une telle réalité du terrain met souvent, l'ingénieur face à une multitude de questions :

- ✓ Quel est le degré de fiabilité des informations obtenues ?
- ✓ Peut-on considérer que le sol est homogène pour que les théories de la mécanique des sols soient applicables ?
- ✓ Peut-on donc généraliser ces informations "ponctuelles" sur l'ensemble du site ?

Pour répondre à ces questions, l'ingénieur, dans les choix qu'il doit faire, s'oriente souvent, en premier lieu, vers la combinaison des méthodes d'investigation géotechniques ou ponctuelles (sondages, pressiomètres, essais PDL...), avec celles de la géophysique (ou volumiques) telles que la sismique, l'électrique...etc [1].

L'intérêt derrière cette démarche est d'améliorer les moyens de reconnaissances pour mieux maîtriser le risque global, en générant une image du site plus riche qualitativement et quantitativement, tout en prenant en considération l'aspect économique du projet.

En second lieu, l'ingénieur doit interpréter cette diversité de données pour reconstituer le plus fidèlement possible, le modèle du terrain, objet d'une investigation ; Encore une fois, des questions viennent à l'esprit, parmi lesquelles [2]:

- ✓ Quelles est la relation entre les résultats obtenus à partir de ces différentes méthodes de prospection ?
- ✓ Comment exploiter les paramètres géophysiques pour quantifier les caractéristiques physiques et mécaniques du sol et vice-versa ?

Introduction général

La réponse à toutes ces questions n'est possible que par le recours aux méthodes combinées qui permettent de mieux cerner les caractéristiques des différentes entités lithologiques, obtenues par les méthodes de reconnaissance utilisées dans les projets géotechniques.

Le présent mémoire constitue un travail d'analyse des caractéristiques géotechniques et la mise en valeur des méthodes géophysiques appliquées en géotechnique, qui permettent de caractériser au mieux les variations du terrain comme outil complémentaire à la définition des relations quantitatives et qualitatives, existants entre les différentes propriétés du sol.

La démarche adoptée pour concrétiser cet objectif, s'appuie sur quatre chapitres :

Le premier chapitre consiste à une présentation sommaire des différents moyens d'investigations géotechniques à savoir les normes d'exécution de sondages, essais et mesures in-situ ou en laboratoire, mesures géophysiques, selon un programme défini au préalable dans le cadre d'une mission type d'ingénierie géotechnique.

Le deuxième chapitre consacré aux moyens de reconnaissance in-situ à mettre en œuvre pour compléter l'étude géologique et géotechnique.

Le troisième chapitre nous présentons des principes des différentes méthodes géophysiques employées dans les sites retenus dans le cadre de ce mémoire. Il offre la possibilité de comprendre, de manière sommaire et très simplifiée, la démarche suivie lors d'un essai géophysique, depuis l'acquisition des données sur site jusqu'au résultat final, qui sera exploité dans l'étude d'un site donné.

Le quatrième chapitre est consacré à l'étude du site à partir de ces caractéristiques géologique, cadre tectonique, la topographie et la sismicité de la région. Une reconnaissance géotechnique et géophysique détaillée du site et l'analyse des résultats obtenus.

Nous terminerons ce modeste travail par une conclusion générale avec les recommandations.



Chapitre I

I.1. Introduction

Avant d'identifier les différentes études géotechniques, revenons sur la définition même de la géotechnique. Le Comité Français de Mécanique des Sols (CFMS) définit la géotechnique de la façon suivante :« Ensemble des activités liées aux applications de la mécanique des sols, des roches et de la géologie de l'ingénieur. »

Il précise ensuite :« La géotechnique englobe l'étude des propriétés géotechniques des sols et l'interaction entre les terrains et les ouvrages environnants d'une part, l'ouvrage objet de la prestation du fait de sa réalisation et/ou de son exploitation d'autre part. ».

Autrement dit, la géotechnique contribue à la maîtrise des risques géologiques. Elle intervient lors des différentes phases d'un projet de construction.

Le géotechnicien doit exposer la problématique en fournissant un maximum d'informations sur le but de l'étude et la cible recherchée (taille, profondeur, nature...). De ce simple échange découle bien souvent la qualité de la future étude géophysique. Si généralement une méthode existe répondant tout à la fois à l'objectif et au contexte géologique, la complexité du problème posé pourra parfois amener le géophysicien à proposer plusieurs méthodes complémentaires.

I.2. Travaux antérieurs

I.2.1. Application de la sismique réfraction pour l'investigation des ruptures de pente

a -Une combinaison d'étude de réfraction sismique, de méthode de résistivité électrique et d'intégration avec la méthode de forage a été utilisée pour l'exploration du sol afin d'étudier la rupture de la surface de la pente le long de la zone d'étude. Par nécessité, la méthode non destructive comme le test de résistivité électrique est la méthode la plus appropriée car cette méthode peut déterminer les conditions de l'eau souterraine. Pendant ce temps, le test de réfraction sismique est capable de déterminer le type de couches souterraines et le niveau du substratum rocheux [3].

b -Les méthodes sismiques sont appliquées à l'étude de la stabilité des pentes une condition préalable aux analyses de stabilité des pentes est que la structure interne et les propriétés mécaniques du sol ou de la masse rocheuse de la pente soient connues ou puissent être estimées avec un degré raisonnable de certitude. Diverses méthodes géophysiques et leurs mérites pour les analyses de stabilité des pentes sont discutés. Les méthodes sismiques sont souvent les plus adaptées car les mesures dépendent des propriétés mécaniques qui sont également importantes dans le calcul mécanique des analyses de stabilité des pentes [4].

I.2.2. Cartographie des fissures souterraines (le cas du glissement de terrain du gisement de phosphate de Kef Essenoun, Djebel Onk 'Nord-est de l'Algérie')

Le glissement de terrain du gisement de phosphate de Kef Essenoun (nord-est de l'Algérie) s'est produit en septembre 2007, lorsqu'une grande masse de roches s'est détachée de l'échelle du massif rocheux et a rempli presque entièrement la fosse (la carrière).

L'imagerie ou la tomographie de résistivité électrique (ERT) est bien adaptée pour caractériser la surface du socle rocheux grâce à la capacité de la technique à détecter des caractéristiques résistives ainsi qu'à discriminer les variations subtiles de résistivité [5]. Dans cette étude de cas, les résultats de l'enquête suggèrent que l'ERT est un outil rentable qui peut facilement être déployé pour recueillir des données souterraines précieuses et pour aider à la détection et à la cartographie des fissures souterraines et autres cavités souterraines.

I.2.3. Radar pénétrant pour l'investigation dans les fondations de bâtiments

La planification des travaux de restauration des bâtiments dégradés doit être précédée d'une collecte de données détaillées sur leurs caractéristiques techniques, géotechniques et géophysiques.

De plus, si le bâtiment présente des problèmes d'instabilité (tassements, rupture de talus, suintement, effondrement du sol, dolines, etc.) l'acquisition des données, les méthodes non destructives, telles que le GPR (Ground Penetrating Radar), sont très utiles et dans de nombreux cas absolument nécessaires [6].

I.2.4. Méthodes géophysiques combinées utilisées pour l'étude des glissements de terrain

Un glissement de terrain est un corps géologique complexe composé d'une combinaison de couches ayant des propriétés physiques contrastées et graduelles. Lors de l'évaluation du danger de glissements de terrain, il est primordial d'étudier la structure de la pente du glissement de terrain et sa saturation en eau ainsi que les propriétés et l'état des sols qui composent la pente. L'investigation et l'évaluation complète de tous ces problèmes par les méthodes traditionnelles de la géologie de l'ingénieur sont parfois impossibles. Des méthodes électriques et sismiques sont utilisées pour obtenir les informations nécessaires pour déterminer la stabilité des pentes.

La mesure des changements des paramètres géophysiques avec le temps est importante pour évaluer les changements dans l'état des sols des glissements de terrain. L'observation de la direction et de la vitesse des mouvements de glissement de terrain est possible avec des méthodes magnétiques et électriques [7].

I.3.Présentation des recommandations techniques

I.3.1. Cadre des recommandations

Les présentes recommandations professionnelles ont pour objet d'orienter le programme d'investigations géotechniques nécessaires pour l'étude de faisabilité des ouvrages courants situés dans un environnement géotechnique sans difficulté particulière connue. Cette étude s'inscrit dans le cadre de la norme NF P 94-500 des missions type d'ingénierie géotechnique de l'AFNOR -USG qui suivent les étapes d'élaboration et de réalisation de tout projet, à savoir [6]:

- ❖ Etape 1: étude géotechnique préalable (G1):
 - G11:étude géotechnique préliminaire;
 - G12: étude d'avant-projet.
- ❖ Etape 2:étude géotechnique de projet (G2):
 - Phase projet;
 - Phase Assistance aux Contrats de Travaux ACT.
- ❖ Etape 3: exécution des ouvrages géotechniques (G3):
 - Phase étude;
 - Phase suivi.
- ❖ Supervision géotechnique d'exécution (G4):
 - Phase supervision de l'étude d'exécution;
 - Phase supervision du suivi d'exécution.
- ❖ Etude d'éléments spécifiques géotechniques: Diagnostic géotechnique (G5).

Tableau I.1.Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique [8].

Enchaînement des missions G1àG4	Phases de la maîtrise d'œuvre	Mission d'ingénierie géotechnique (GN) et Phase de la mission		Objectifs à atteindre pour les ouvrages géotechniques	Niveau déménagement des risques géotechniques attendu	Prestations d'investigations géotechniques à réaliser
Étape1:Etude géotechnique préalable(G1)		Étude géotechnique préalable (G11) Phase étude de Site(ES)		Specificities géotechniques du site	Première identification des risques présentés par le site	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
	Etudepréliminaire, esquisse, APS	Étude géotechnique préalable (G12) Phase Principes Généraux de Construction(PGC)		Première adaptation des futurs ouvrages aux spécificités du site	Première identification des risques pour les futurs ouvrages	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
Étape 2 : Étude géotechnique de conception (G2)	APD/AVP	Étude géotechnique de conception (G2) Phase avant-projet(AVP)		Définition et comparaison des solutions envisageables pour le projet	Mesures préventives pour la réduction des risques identifiés, mesures correctives pour les risques résiduels avec détection au plus tôt de leur survenance	Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	PRO	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Projet(PRO)		Conception et justifications du projet		Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	DCE/ACT	Étude géotechnique de conception (G2) Phase DCE/ACT		Consultation sur le projet de base /Choix de l'entreprise et mise au point du contrat de travaux		
Étape 3:Études géotechnique de réalisation (G3/G4)		À la charge de l'entreprise	À la charge du maître d'ouvrage			
	EXE/VISA	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Étude (en interaction avec la phase suivi)	Supervision géotechnique d'exécution(G4) Phase Super vision de l'étude géotechnique d'exécution (en interaction avec Supervision du suivi)	Étude d'exécution conforme aux exigences du projet, avec maîtrise De la qualité, du délai et du coût	Identification des risques résiduels, mesures correctives, contrôle du management des risques résiduels(réalité des actions, vigilance, mémorisation, capitalisation des retours d'expérience)	Fonction des méthodes De construction et des adaptations proposées si des risques identifiés surviennent
	DET/AOR	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Suivi (en interaction avec la phase étude)	Super vision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision du suivi géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase Supervision de l'étude)	Exécution des travaux en tout sécurité et en conformité avec les attentes du maître d'ouvrage		Fonction du contexte géotechnique observé et du comportement de l'ouvrage et des avoisinants en cours de travaux
À toute étape d'un projet ou sur un ouvrage existant	Diagnostic	Diagnostic géotechnique (G5)		Influence d'élément géotechnique spécifique sur le projet ou sur l'ouvrage existant	Influence de cet élément géotechniques sur les risques géotechniques identifiés	Fonction de l'élément géotechnique étudié

I.3.1.1.Ouvrages concernés

Les présentes recommandations concernent les bâtiments courants et leurs ouvrages annexes. Les ouvrages concernés sont notamment [9]:

- Les bâtiments d'habitation;
- Les zones d'aménagement (lotissements, zones d'activité, ...);
- Les bâtiments fonctionnels (bureaux, écoles,...);
- Les bâtiments industriels et commerciaux de surface au sol qui n'excède pas 1 hectare environ, et leurs ouvrages annexes : terrassements, talus (hauteur n'excédant pas environ 5 m), soutènements (hauteur n'excédant pas environ 5 m), dallages (charges d'exploitation n'excédant pas environ 20 KPa) et voiries.

I.3.1.2.Ouvrages exclus

Les ouvrages exclus sont notamment [9]:

- Les bâtiments de grande hauteur;
- Les bâtiments industriels de surface au sol supérieure à environ 1 hectare ou dont les charges d'exploitation dépassent 20 Kpa;
- Les fouilles en milieu urbain de plus de 2 niveaux enterrés;
- Les silos;
- Les murs de soutènement de hauteur excédant environ 5 mètres;
- Les ouvrages d'art (ponts, tunnels,...);
- Les ouvrages de génie-civil en général;
- Les ouvrages linéaires (routes, autoroutes, voies ferrées,...);
- Les pentes de dénivelée excédant environ 5mètres;
- Les ouvrages en site difficile (carrières, mines, sites karstiques ou de dissolution naturelle..);
- Les ouvrages soumis à des charges spécifiques (vibrations, chocs, séisme...);
- La stabilité d'un versant naturel dans la zone d'influence géotechnique (falaise rocheuse, versant instable...);
- Les digues et barrages;
- Les bâtiments implantés dans les sites à risques spécifiques (friche industrielle, sol gonflant).

I.3.2. Recommandations pour l'établissement du programme d'investigations

I.3.2.1. Analyse préliminaire

Un programme d'investigations géotechniques doit être établi en fonction de trois éléments majeurs [9]:

- **La nature de l'ouvrage à réaliser:** la nature et les caractéristiques des ouvrages ainsi que les sujétions éventuelles, doivent être définies conformément à la norme NFP 94-500, mission G12 ; les éléments en sont fournis par le maître d'ouvrage.

- **Le contexte géologique, hydrogéologique et géotechnique:** Il doit faire l'objet d'une analyse préalable à partir des éléments disponibles, notamment :

- ✓ Une enquête documentaire (notamment analyse des cartes géologiques, des banques de données du sous-sol, des Plans de Prévention des Risques, des études antérieures,...);
- ✓ La visite du site;
- ✓ Une enquête de voisinage;
- ✓ L'étude de l'historique du site (en particulier la sinistralité connue, l'occupation antérieure, ...).

Les sources d'informations doivent être clairement identifiées (exemple : les études antérieures réalisées à telle distance du site).

- **La Zone d'Influence Géotechnique:** au sens de la norme NFP 94-500. C'est dans cette zone qu'il y a interactions entre le projet, le terrain et l'environnement. Son extension doit faire l'objet d'une estimation, à partir des données recueillies sur la nature de l'ouvrage à réaliser et le contexte géotechnique de site.

I.3.2.2. Programme d'investigations

En préalable, le projet à étudier sera subdivisé en ouvrages élémentaires. Les programmes d'investigations recommandés pour chacun de ces ouvrages élémentaires sont décrits dans la deuxième partie des présentes recommandations.

Le programme d'investigations retenu pour le projet dans son ensemble devra respecter les programmes recommandés pour chacun des ouvrages élémentaires qui le composent.

En cas de modification du projet, il pourra être nécessaire d'adapter le programme d'investigations. Ces adaptations sont prévues dans les présentes recommandations. En effet, les tableaux définissent :

- ✓ Les profondeurs qu'il est recommandé d'atteindre, non pas par rapport au niveau du terrain naturel, mais d'une part par rapport à l'assise réelle des ouvrages géotechniques élémentaires, d'autre part par rapport au toit des horizons

susceptibles de recevoir les charges apportées par ceux-ci avec des déformations compatibles avec leur destination ;

- ✓ La densité recommandée des reconnaissances, en fonction de l'importance des ouvrages étudiés.

I.3.3. Pertinence des techniques de reconnaissance et d'essais

Les types essais géotechniques les plus couramment réalisés ont été groupés en trois catégories [8]:

- **les sondages:** permettant de visualiser les sols, de prélever des échantillons, d'établir la stratigraphie et la structure géologique des terrains.

- **les essais en laboratoire:** qui permettent d'identifier et de classer les sols, ainsi que de mesurer certaines caractéristiques mécaniques ou hydrauliques (déformabilité, résistance, perméabilité notamment).

- **les essais in situ:** qui permettent de mesurer certains paramètres géotechniques des sols en place, paramètres liés à leur nature... , Un programme d'investigations doit inclure la mise en œuvre de plusieurs techniques de natures différentes. Une reconnaissance de sol pertinente doit notamment comporter une proportion équilibrée de sondages avec prélèvement d'échantillons, d'essais de laboratoire et d'essais in-situ.

Afin de permettre une optimisation des techniques à mettre en œuvre :

- ✓ Les objectifs de la reconnaissance sont classés en huit catégories ;
- ✓ Pour chaque catégorie est définie la capacité de chaque type de sondage ou d'essai à fournir les informations recherchées. Le degré de pertinence est donné par une échelle de valeur avec R (Recommandé), S (Satisfaisant), Q (Qualitatif) :

R: Sondage/essai particulièrement bien adapté. A envisager en priorité.

S: Sondage/essai susceptible de fournir des résultats généralement satisfaisants.

Q: Sondage/essai fournissant une information qualitative. A n'envisager qu'en complément d'autres moyens d'investigations.

Le degré de pertinence d'un sondage ou d'un essai tel que présenté ci-après ne préjuge pas de sa faisabilité dans le contexte réel. L'appréciation de la faisabilité par le géotechnicien relève de la connaissance des conditions du site.

Les méthodes de reconnaissance indirecte par mesures géophysiques ne sont pas traitées dans le tableau I.2. Elles peuvent apporter dans certains contextes des informations utiles notamment sur la succession des couches de terrains et la structure géologique du site. Elles nécessitent dans tous les cas une validation par étalonnage sur des données géotechniques.

Tableau I.2. Analyse de la pertinence des techniques usuelles de reconnaissance [10].

Problématique géotechnique	Sondages		Essais en laboratoire		Essais in-situ	
Modèle géologique	Sondage carotté	R	Essais d'identification et de classification	R	Pénétrömètre statique, piézocône Standard Penetration Test Pénétrömètre dynamique	S
	Pelle mécanique	S		S		
	Tarière	S				
	Sondages destructifs avec diagraphies	Q				Q
Terrassement/ Réemploi Déblai/Remblai Stabilité générale	Echantillon intact ou remanié représentatif, prélevé dans les sondages précédents	R	Essais d'identification, Essais Proctor, de traitements Essai triaxial, Cisaillement rectiligne	R	Scissomètre Phicomètre	S
		R		R		S
Capacité portante	Sondage carotté+Echantillon intact	S	Essai triaxial Compression simple Cisaillement rectiligne	S	Pressiomètre Pénétrömètre statique Standard Pénétration Test Pénétrömètre dynamique Scissomètre ou phicomètre	R
	Sondage pour essais pressiométriques	R		S		Q
Tassement (fondations, dallages,...)	Sondage carotté+Echantillon Intact	R	Oedomètre Essai triaxial	R	Pressiomètre Pénétrömètre statique, piézocône Dilatömètre type DMT	R
	Sondage pour essais pressiométriques	R		R		S
Soutènement	Sondage carotté + échantillon intact	R	Essai triaxial Cisaillement rectiligne	R	Scissomètre ou phicomètre Pressiomètre Piézocône	R
	Sondage pour essais pressiométriques	S		R		Q
Eau souterraine 1-Niveau des nappes	Forage pour piézomètre	R			Piézomètres avec suivi automatique Piézomètres avec suivi manuel Cellules de pression in terstitielle	R
						S
2-Rabatement	Forage pour essai de pompage essai d'eau Sondage carotté + Echantillon intact	R			Essai de pompage, piézomètre Essai d'eau (dont micro moulinet) Piézocône	R
		S				S
Aléa sismique	Sondage carotté + Echantillon intact	R	Essai triaxial cyclique Granulométrie	R	Cross-hole Standard Pénétration Test Pénétrömètre statique, piézocône	R
		R		R		R
Retrait / gonflement	Sondage carotté + Echantillon intact	R	Essais de retrait, essai de gonflement Essais d'identification	R		
Reconnaissance de fondations existantes	Fouilles de reconnaissance	R	Résistance à la compression du béton ou de la maçonnerie	R	Essais Micro-Sismique Parallèle Essai d'impédance Ferrosan, radar	R
	Sondage carotté	S				
	Sondage destructif	S				I
						Q

I.4. Programmes d'investigations des ouvrages élémentaires

I.4.1. Ouvrages interférant avec les eaux souterraines

I.4.1.1. Rappel des contraintes liées à la connaissance des eaux souterraines

Les présentes recommandations définissent les règles de conception d'un programme d'investigations nécessaire à la reconnaissance ponctuelle des eaux souterraines d'un site. Elles excluent, en particulier toutes études hydrogéologiques et environnementales.

La connaissance approfondie des variations d'une nappe en fonction du temps et de la météorologie nécessite des relevés réguliers sur une période prolongée sur plusieurs décennies, éventuellement complétés par une modélisation complexe. Ces études dépassent le cadre de l'étude géotechnique et des présentes recommandations, elles doivent être réalisées par un hydrogéologue.

Les mesures piézométriques, effectuées dans le cadre d'une étude géotechnique immédiatement avant la réalisation d'un projet, ne renseignent que sur une courte période. Elles ne peuvent donc donner que des valeurs ponctuelles, et ne sont utilisables que pour vérifier le calage de la nappe par rapport à des études hydrogéologiques antérieures.

I.4.1.2. Informations à fournir par le client

Au stade d'une mission G12, les documents et informations à fournir par le client sont définis dans la norme NFP 94-500. Le client devra mettre à la disposition du géotechnicien:

- ✓ Les études antérieures portant sur le régime des eaux souterraines, en particulier celles qui portent sur l'ensemble de la zone dans laquelle le projet s'inscrit,
- ✓ Les données hydrologiques si nécessaire,
- ✓ Toute étude permettant d'apprécier les interactions entre les eaux souterraines et le projet.

S'il ne possède aucune information, le client devra missionner un prestataire compétent pour rechercher les données existantes.

Tableau I.3. Ouvrages interférant avec les eaux souterraines [11].

Objectifs visés	Programme de reconnaissances recommandé		
	Maille	Nature	Profondeur
Apprécier selon les cas: ❖ Les conditions hydrogéologiques du site : <ul style="list-style-type: none"> • Piézométrie saisonnière; • Perméabilité, transmissivité; • Agressivité. ❖ Les aquifères et leurs encaissants ❖ Les rejets ❖ Les pompages existants ❖ Les mesures de protection contre les eaux indispensables pour l'ouvrage et son environnement en phase provisoire et définitive.	- 1 piézomètre par tranche de 3000m ² d'ouvrage - 3 piézomètres si recherche de gradient. - Se reporter à la norme pour les essais de pompage	Combiner une partie des techniques suivantes conformément au tableau I.2 de pertinence : <ul style="list-style-type: none"> ❖ Relevés de terrain: <ul style="list-style-type: none"> • Puits; • Sources et résurgences; • Pompages, rejets; • Surface de suintement; ❖ Observations de la/ou des nappes: <ul style="list-style-type: none"> • Piézomètres ouverts; • Capteurs de pression interstitielle; • Piézocône; • Profils de teneur en eau; • Suivi des mesures sur une longue période; ❖ Essais d'eau: <ul style="list-style-type: none"> • Essais de pompage; • Essais en forage (Lefranc, Lugeon); • Essais en surface (Matsuo); ❖ Essais en laboratoire: <ul style="list-style-type: none"> • Perméabilité sur échantillon intact; • Analyses physico-chimiques; • Analyse granulométrique des sols. 	- 5m dans la nappe. - 5 m sous le point bas de l'ouvrage considéré

I.4.2. Terrassements

Au stade d'une mission G12, les documents et informations à fournir par le client sont définis par la norme NFP 94-500. L'étude géotechnique des terrassement s'implique la bonne connaissance des caractéristiques du projet avec, notamment [11]:

- ✓ les vues en plan;
- ✓ les profils en long et les profils en travers;
- ✓ l'utilisation prévue pour la plateforme ainsi créée (dallage, voirie, aire de stockage, la gainage,...),
- ✓ la nature et la localisation des ouvrages qui seront inclus dans le remblai (ex: ouvrage hydraulique), et les déformations que ceux-ci peuvent subir,
- ✓ l'importance des sur charges et leur localisation,
- ✓ les exigences vis-à-vis du gel,
- ✓ les écoulements superficiels et le drainage éventuel des eaux souterraines.

Toutes les informations sur le passé du site pouvant avoir une influence sur la conception du projet (sismicité, antécédents d'instabilité, passé minier y compris évolution des pompages, incertitudes sur les données historiques disponibles, zones de remblais anciens,...) doivent être fournies.

Tableau I.4.a. Terrassements en déblai [9].

Objectifs visés	Programme de reconnaissances recommandé		
	Maille	Nature	Profondeur
Apprécier selon les cas: <ul style="list-style-type: none"> ❖ Les sols qui vont être excavés pour définir: <ul style="list-style-type: none"> • Le mode d'extraction, • Les conditions de réemploi des matériaux extraits, ❖ La stabilité des talus), ❖ La stabilité des soutènements à créer, ❖ L'interaction avec les eaux souterraines, ❖ Les conditions de préservation des ouvrages existants ou avoisinants, ❖ La qualité de la plate-forme créée, en fonction de sa destination à court et à long terme. 	<p style="text-align: center;">Voiries:</p> <p style="text-align: center;">- 1 sondage géologique tous les 100m</p> <p style="text-align: center;">Zone d'aménagement:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Si plate-forme sans charge: -1 sondage géologique tous les 2500m², avec un minimum de 3. • Si plate-forme recevant des charges: - 1 sondage géologique par tranche de 1000m², avec un minimum de 3. <p style="text-align: center;">Dans tous les cas:</p> <ul style="list-style-type: none"> • 2 identifications GTR par nature géologique et par hectare. • 1 teneur en eau tous les mètres par sondage 	Combiner une partie des techniques suivantes conformément au tableau I.2 de pertinence : <ul style="list-style-type: none"> ❖ La reconnaissance géologique: <ul style="list-style-type: none"> • Affleurements (morphologie, analyse structurale) • Fouilles à la pelle mécanique • Sondages à la tarière • Forage destructifs avec échantillons et diagraphies. • Sondages carottés ❖ La géophysique ❖ Les essais en laboratoire : <ul style="list-style-type: none"> • Identification GTR (nature, état, compactage) • Essais d'aptitude au traitement (chaux, liants hydrauliques) • Mesures de vitesse sonique ❖ Piézomètre ou CPI 	Profondeur nécessaire à l'étude de stabilité d'une part des talus et au risque de grand glissement, et d'autre part des soutènements est 2 m en dessous du fond de forme

Tableau I.4.b. Terrassements en remblai [9].

Objectifs visés	Programme de reconnaissances recommandé		
	La maille	Nature	Profondeur
Apprécier selon les cas : ❖ Les paramètres de rupture des différentes formations rencontrées, ❖ Les paramètres de déformabilité verticale des sols (tassements), ❖ Les paramètres spécifiques de comportement des sols (liquéfaction, instabilité structurelle,...), ❖ La stabilité des talus ❖ Les eaux souterraines susceptibles d'avoir une influence sur le projet , ❖ Les conditions de réalisation des remblais : • Améliorations de sols • Phasage des travaux • validation des matériaux de remblai lorsque leur origine est connue, ❖ La qualité de la plateforme créée, en fonction de sa destination.	<p>Surface < 2500 m²</p> <ul style="list-style-type: none"> • 3 sondages <p>Surface > 2500 m²</p> <ul style="list-style-type: none"> • 1 sondage supplémentaire par tranche de 2500 m² au-delà de 2500 m² <p>Laboratoire</p> <ul style="list-style-type: none"> • 2 essais de détermination des caractéristiques de cisaillement par nature de sol étudié • 2 essais de compressibilité par nature de sol étudié constituant le sol support <p>si cela fait partie de l'étude, une identification GTR au sens large pour 5000 m³, avec un minimum de 2 par nature de matériaux.</p>	Combiner une partie des techniques suivantes conformément au tableau I.2 de pertinence : ❖ La reconnaissance géologique : <ul style="list-style-type: none"> • Affleurements (morphologie, analyse structurale) • Fouilles à la pelle mécanique • Sondages à la tarière • Forages destructifs + échant. • Sondages carottés ❖ Détermination des caractéristiques géotechniques in-situ ; selon les sols : <ul style="list-style-type: none"> • Essais pressiométriques • Essais pénétromètre statique • Essais scissométriques • Essais phicométriques • essais SPT • Piézomètres ou CPI ❖ Essais en laboratoire : <ul style="list-style-type: none"> • Identifications GTR, état et comportement du sol d'arase • Essais triaxial, cisaillement • Œdomètre 	Profondeur nécessaire à l'étude de stabilité d'une part des talus et au risque de grand glissement, et d'autre part des soutènements et 2 m sous le toit de l'horizon peu compressible

I. 4.3. Fondations superficielles et profondes

Les présentes recommandations définissent les règles de conception d'un programme d'investigations géotechniques de reconnaissance du contexte géologique, hydrogéologique et géotechnique dans lequel s'inscrivent les fondations superficielles et profondes dont les règles de conception, de réalisation et de contrôle sont définies par les règlements et normes en vigueur. Au stade d'une mission G12, les documents et informations à fournir par le client sont définis dans la norme NFP 94-500. L'étude géotechnique des fondations implique la bonne connaissance des caractéristiques du projet avec, notamment [9]:

- ✓ La nature et le type de structure de l'ouvrage;
- ✓ Le plan du site et de l'ouvrage;
- ✓ Le niveau bas prévu;
- ✓ Les descentes de charges;
- ✓ Les conditions d'exploitation de l'ouvrage;
- ✓ Les tassements absolus et différentiels admissibles.

Toutes les informations sur le passé du site pouvant avoir une influence sur la stabilité des ouvrages voisins et des talus (sismicité, antécédents d'instabilité, passé minier y compris évolution des pompages, incertitudes sur les données historiques disponibles, zones de remblais anciens,...) doivent être fournies.

Tableau I.5. Fondations superficielles et profondes [9].

Objectifs visés	Programme de reconnaissances recommandé		
	Maille	Nature	Profondeur
Apprécier selon les cas: ❖ les paramètres de rupture des différentes formations rencontrées, ❖ Les paramètres de frottement latéral des fondations profondes, ❖ Sous toutes sollicitations envisagées pour les fondations, les paramètres de déformabilité horizontale et verticale des sols, ❖ Les paramètres spécifiques du comportement des sols (gonflement, retrait, liquéfaction, agressivité,...), ❖ Les conditions de réalisation des fondations.	<p>Bât. Bureaux et habitation (surface au sols < 50m²).</p> <p>2 points de reconnaissance</p> <p>Bât. Bureaux et habitation (surface au sols > 50m²).</p> <p>1 point de reconnaissance tous les 250 m² avec un minimum de 3 points et une distance maximale de 25m entre points</p> <p>Bâtiments industriels (surface < 10000m²)</p> <p>1 point de reconnaissance tous les 500 m² avec un minimum de 3 points et une distance maximale de 40m entre points</p> <p>Lotissement</p> <p>1 point tous les 1000m² ou 1 point par lot</p>	<p>Combiner une partie des techniques suivantes conformément au tableau I.2 de pertinence :</p> <p>❖ La reconnaissance géologique:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Examen des affleurements; • Fouilles à la pelle; • Sondages à la tarière; • Forages destructifs+échant. • Sondages carottés; <p>❖ La détermination des caractéristiques géotechniques in situ:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Essais pressiométriques • Pénétromètre statique • Pénétromètre dynamique • Essais SPT <p>❖ Piézomètres ou CPI</p> <p>❖ Essais en laboratoire:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Identifications; • Essais de rupture et de compressibilité; • Analyses physico-chimiques,... • Retrait-gonflement. 	<p>Fondations superficielles:</p> <p>3 fois la largeur de la fondation avec un minimum de 6 m sous le niveau d'assise</p> <p>Fondations profondes :</p> <p>10 fois la largeur de la fondation avec un minimum de 6 m sous le niveau d'assise prévisionnel</p> <p>Semi-profondes:</p> <p>3 fois la largeur de la fondation avec un minimum de 6 m sous le niveau d'assise</p> <p>Radier ou aire de stockage à proximité:</p> <p>Jusqu'à l'horizon peu compressible reconnu sur 2m avec un maximum de 1,5 fois la largeur du radier</p>

I.4.4. Assises de dallage ou voirie

L'étude géotechnique des assises de dallage ou voirie implique la bonne connaissance des caractéristiques du projet avec, notamment [9]:

- ✓ les charges d'exploitation: sur charges uniformes et/ou locales,
- ✓ nature et quantification du trafic, circulation d'engins particuliers,
- ✓ machines vibrantes,
- ✓ Les conditions particulières d'exploitation: de salle frigorifique, températures élevées,...
- ✓ Les déformations admissibles du sol support: tassements absolus, tassements différentiels, déformations locales.

Toutes les informations sur le passé du site pouvant avoir une influence sur la conception du projet (sismicité, antécédents d'instabilité, passé minier y compris évolution des pompages, incertitudes sur les données historiques disponibles, zones de remblais anciens,...) doivent être fournies.

Les essais de chargement à la plaque ne sont pas suffisants pour dimensionner l'assise de dallage ou de voirie. En effet, le module de réaction qu'ils définissent ne concerne qu'une épaisseur de terrain de l'ordre du diamètre de la plaque, ce qui ne permet pas de prendre en compte l'influence des terrains situés plus en profondeur. Ces essais sont destinés aux contrôles de réception des plates-formes.

En cas d'implantation du projets d'un site en pente, il conviendra d'examiner la stabilité générale des terrains au risque de glissement.

Tableau I.6. Assises de dallage ou de voirie [9].

Objectifs visés	Programme de reconnaissances recommandé		
<p>Apprécier selon les cas:</p> <ul style="list-style-type: none"> ❖ La nature des terrains d'assise, ❖ Les paramètres de rupture des sols sous charge de dallage ou de voirie, ❖ Sous toutes les sollicitations envisagées à court et long terme, la déformabilité du support naturel, ❖ Les paramètres spécifiques de comportement des sols (gonflement, retrait, liquéfaction, agressivité,...), ❖ Les conditions de réalisation d'une plate-forme destinée à recevoir un dallage ou une voirie 	Maille	Nature	Profondeur
	<p>Les sondages doivent être répartis de façon régulière sous le bâtiment ou la voirie (distance maximale entre points de 40m)</p> <p>Bâtiment ou voirie de surface au sol inférieure à 500m²</p> <ul style="list-style-type: none"> • 2 sondages. <p>Bâtiment ou voirie de surface au sol de 500m² à 10000m²</p> <ul style="list-style-type: none"> • 1 sondage par tranche de 500m², avec un minimum de 3 . <p>Pour tous les bâtiments et voiries:</p> <ul style="list-style-type: none"> • 1 sondage profond pour 2500m² avec un minimum de 1. <p>Ce maillage peut intégrer les sondages déjà prévus pour l'étude des fondations du projet</p>	<p>Combiner une partie des techniques suivantes conformément au tableau I.2 de pertinence :</p> <ul style="list-style-type: none"> ❖ La reconnaissance géologique: <ul style="list-style-type: none"> • Examen des affleurements; • Fouilles à la pelle; • Sondages à la tarière; • Sondages SPT; • Forages destructifs + échant; • sondages carottés; ❖ La détermination des caractéristiques géotechniques in situ: <ul style="list-style-type: none"> • Essais pressiométriques; • Essais pénétromètre statique; • Essais SPT. ❖ Piézomètres ou CPI ❖ Des essais en laboratoire: <ul style="list-style-type: none"> • Identification GTR; • Essais d'aptitude au compactage; • Essais d'aptitude au traitement par les liants; • Essais œdométriques; • Analyses physico-chimiques; (agressivité); • Retrait-gonflement. 	<p>2 m minimum par rapport au sol fini et/ou au sol initial.</p> <p>Jusqu'à 2m au moins sous le toit de l'horizon peu compressible, pour les sondages profonds</p>

I.4.5. Soutènements

Les présentes recommandations définissent les règles de conception d'un programme d'investigations géotechniques de reconnaissance du contexte géologique, hydrogéologique et géotechnique pour l'étude des soutènements dont la hauteur n'excède pas 5 m.

Au stade d'une mission G12, les documents et informations à fournir par le client sont définis dans la norme NFP 94-500. L'étude géotechnique des soutènements s'implique la bonne connaissance des caractéristiques du projet avec, notamment [9]:

- ✓ la géométrie des ouvrages,
- ✓ les surcharges d'exploitation en amont et en aval,
- ✓ les déformations acceptables en phases provisoires et définitive,
- ✓ les caractéristiques des ouvrages susceptibles d'être affectés par les travaux.

Toutes les informations sur le passé du site pouvant avoir une influence sur la stabilité de l'ouvrage (sismicité, antécédents d'instabilité, passé minier y compris évolution des pompages, incertitudes sur les données historiques disponibles, zones de remblais anciens,...) doivent être fournies.

Tableau I.7. Soutènements [9].

Objectifs visés	Programme de reconnaissances recommande		
	Maille	Nature	Profondeur
Apprécier selon les cas: <ul style="list-style-type: none"> ❖ Les paramètres de rupture et de déformabilité des différentes formations rencontrées sous la fondation, ❖ Les paramètres de frottement latéral des fondations profondes et des ancrages éventuels, ❖ Sous toutes sollicitations envisagées, les paramètres de déformabilité horizontale et verticale des sols, ❖ Les paramètres de cisaillement des sols (cohésion et angle de frottement, intrinsèques et/ou résiduels), ❖ Les paramètres spécifiques de comportement des sols (gonflement, retrait, liquéfaction, agressivité,...), ❖ Les eaux souterraines susceptibles d'avoir une incidence sur le projet , ❖ La stabilité générale du site, ❖ Les conditions de réalisation des soutènements. 	<p>Soutènement : h>5m Hors du cadre de ces recommandations.</p> <p>Soutènement: L<30m 1profilde2sondages.</p> <p>Soutènement: 30<l<60m 2profilsde2sondages</p> <p>Soutènement: L>60m 1 profil de 2 sondages a un minimum tous les 30m,</p>	<p>Combiner une partie des techniques suivantes conformément au tableau I.2 de pertinence :</p> <p>❖ La reconnaissance géologique:</p> <ul style="list-style-type: none"> • L'examen des affleurements; • Les sondages carottés; • Fouilles à la pelle; • Sondages à la tarière; • Sondages SPT; • Forages destructifs+échant.; <p>❖ La détermination des caractéristiques géotechniques in situ; selon les sols:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Essais pressiométriques; • Essais phicométriques; • Essais de pénétration statique; • Essais SPT. <p>❖ Piézomètres ou CPI</p> <p>❖ Des essais en laboratoire:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Identifications; • Essais triaxial, cisaillement rectiligne; • Essais de compressibilité. 	<p>Respecter simultanément les 4 conditions suivantes :</p> <ul style="list-style-type: none"> • 6 m sous la base de la fondation; • 3 fois la largeur de la fondation si fondation superficielle; • 10 fois la largeur de la fondation si fondation profonde; • 3 fois la largeur de la fondation si fondation semi-profonde; • jusqu'à 2m sous le toit de l'horizon peu compressible si remblaiement; • au minimum jusqu'à niveau le plus bas des ancrages.

I.4.6. Stabilité des talus

Les présentes recommandations définissent les règles de conception d'un programme d'investigations géotechniques de reconnaissance du contexte géologique, hydrogéologique et géotechnique pour l'étude de stabilité des talus dont la dénivelée reste inférieure à 5 m.

Une étude de stabilité des talus implique la bonne connaissance des caractéristiques du site et du projet avec, notamment[9]:

- ✓ les vues en plan avec les données topographiques du site. Les documents fournis doivent déborder largement de l'emprise du projet étudié,
- ✓ les profils en long et les profils en travers du terrain naturel et du projet,
- ✓ les surcharges en amont et en aval,
- ✓ le plan des ouvrages connus susceptibles trouver dans la zone d'influence géotechnique.

Tableau I.8. Stabilité des talus [9].

Objectifs	Programme de reconnaissances recommandée		
	Maille	Nature	Profondeur
Apprécier selon les cas: <ul style="list-style-type: none"> ❖ Les surfaces de glissement potentielles, ❖ L'interaction avec les eaux souterraines, ❖ Les risques pour les tiers, ❖ Les méthodes de stabilisation. 	<p style="text-align: center;">Talus: h>5m</p> <p>Hors du cadre de ces recommandations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • 2 sondages par profil au moins 1profil tous les 30 m. 	<p>Combiner une partie des techniques suivantes conformément au tableau I.2de pertinence :</p> <ul style="list-style-type: none"> ❖ La reconnaissance géologique: <ul style="list-style-type: none"> • Lever de terrain; • Fouilles à la pelle; • Sondages carottés; • Sondages STP; • Forages destructifs+échant. ❖ Piézomètresou CPI ❖ Détermination des caractéristiques géotechniques in situ; selon les sols: <ul style="list-style-type: none"> • Essais pressiométriques; • Essais scissométriques; • Essais phicométriques; • Essais pénétrométréstatique; • Essais pénétromètre dynamiques • Essais SPT. ❖ Essais en laboratoire : <ul style="list-style-type: none"> • Identifications GTR, • Essai triaxial, cisaillement rectiligne 	<p>6 m au-dessous de la position des surfaces de glissement les plus probables, en se limitant à 2 m dans un horizon résistant</p>

I.5. Conclusion

Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder, de façon strictement limitative, à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle. Ce diagnostic géotechnique précise l'influence de cet ou ces éléments géotechniques sur les risques géotechniques identifiés ainsi que leurs conséquences possibles pour le projet ou l'ouvrage existant.



Chapitre II

II.1. Introduction

Les moyens de reconnaissance sont divisés en deux catégories principales :

1ère catégorie : les méthodes d'observation du terrain soit en place, soit à l'aide d'échantillons, peuvent être considérées comme le prolongement en profondeur de la géologie de surface.

2ème catégorie : les méthodes de mesure in situ qui sont basées sur la mesure des propriétés physique qui peuvent être mécanique, électrique, hydraulique etc. d'un terrain.

A la première catégorie appartiennent les tranchées, puits, galeries et sondages de reconnaissance. A la seconde, les essais in situ, les essais géophysiques, mécaniques et hydrauliques.

II.2. Les principaux moyens de reconnaissance

II.2.1. Les tranchées et les puits

Le creusement s'effectue de façon mécanique (ex: pelle mécanique) ou manuelle (pelle manuelle). Ces sondages ne sont pas obligatoirement visitables, bien que ce soit leur principal intérêt, mais permettent de prélever des échantillons non remaniés de grande taille. La peut profondeur générale être de l'ordre de 5-6m (surtout pour les puits)[9]. Les objectifs, les avantages et les inconvénients sont résume dans le tableau II.1 suivant.

Tableau II.1. Les objectifs et les caractéristiques des sondages (puits, tranchées)[11].

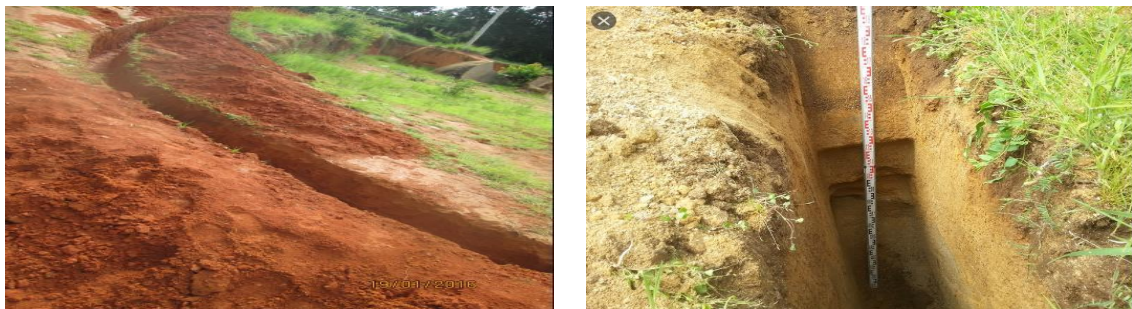
Objectifs	Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • Recherche d'un substratum sous une couverture peu épaisse. • Définition de l'épaisseur d'altération de bed-rock. • Levé d'une coupe géologique détaillée et éventuellement d'une coupe géotechnique. • Prélèvement d'échantillons pour identification et essais mécaniques. • Réalisation d'essai in-situ. 	<ul style="list-style-type: none"> • Ces méthodes permettent une visualisation spatiale des coupes de terrains et de prélevés des échantillons non remaniés de grands taille. • Elles conviennent à tous les cas et peuvent être réalisées n'importe où • La rapidité d'exécution est grande et le prix de revient faible • la souplesse d'emploi est considérable 	<ul style="list-style-type: none"> • La cohésion insuffisante du terrain qui peut imposer un soutènement • La présence à faible profondeur d'une nappe phréatique qui interdit généralement le travail au dessous d'une certaine cote.



Pelle mécanique

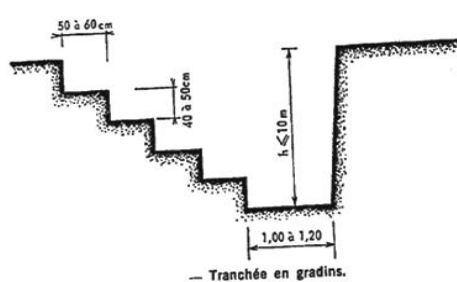
Pelle manuelle

Figure II.1. Les différents types de pelle.

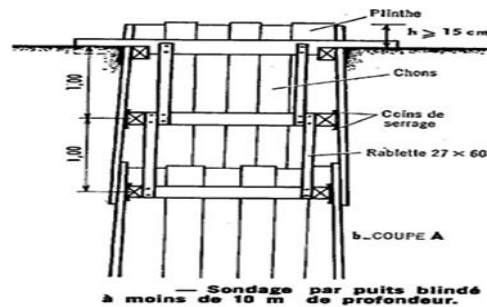


Tranchée

Puits de reconnaissance



Tranchée en gradin



Puits blindé

Figure II.2. Tranchées et puits[11].

II.2.2. Les sondages mécaniques

La gamme des moyens de ce type de sondages est très étendue, qu'il s'agisse de la puissance des appareils, du mode de perforation, des diamètres employés, des profondeurs atteintes. Si les sondes pétrolières permettent le forage à plusieurs milliers de mètres de profondeur, les performances des machines utilisées en génie civil sont plus modestes, puisque la quasi-totalité des reconnaissances géotechniques n'intéressent que les profondeurs comprise entre 0 et 100 m [12]; les investigations au-delà de 100 sont rares ; enfin ce n'est qu'exceptionnellement que des projets nécessite des forages profonds.

Il importe donc d'avoir une connaissance au moins sommaire sur la géologie, les possibilités et performances des divers types de matériel, ainsi que leurs sujétions de mise en œuvre et leurs prix de revient, afin de faire un choix correct pour résoudre au mieux ses problèmes. Il se doit également d'exploiter le plus complètement possible les résultats obtenus en raison de leur coût élevé. D'une façon générale, les sondages mécaniques ont un double but [12]:

- **Géologique** : car le sondage permet de compléter la reconnaissance géologique du sous sol, qui sera exprimée par une coupe géologique détaillée. Pour cette raison, le prélèvement des échantillons se fait le plus souvent en continu afin de disposer d'une coupe sans lacune.

- **Géotechnique** : car le sondage est un moyen d'accès au sous sol pour le prélèvement d'échantillons intacts destinés au laboratoire et pour l'exécution d'essai in situ, hydrauliques ou mécaniques. Selon les cas, la priorité peut être accordée à l'un ou l'autre des aspects précédents, et le mode de forage sera tantôt destructif ou non destructif avec prélèvement d'échantillons (beaucoup plus cher). Par ailleurs les modes de forage, l'échantillonnage et les types d'essais différents selon que l'on se trouve en terrain meuble peu cohérent ou dans le rocher.

II.2.2.1. Le sondage en terrain meuble

Les principales difficultés proviennent de la tenue des parois du sondage et de la remontée du terrain foré.

Dans la plupart des cas, il faut opérer sous la protection d'un tubage continu ou employer une boue de forage qui, formant un cake sur la paroi du puits, retient celle-ci. Aucun des procédés de forage utilisés en terrain meuble ne peut vraiment être considéré comme non destructif. Le remaniement de l'échantillon est souvent considérable.

a) Tarières à main

Les modèles les plus courants comportent un outil d'un diamètre de 60 à 200 mm constitué par une trousse coupante dont la forme permet la remontée de 0,5 à 2 litres de sol à chaque manœuvre. La tarière à main est un instrument idéal pour les reconnaissances à faible profondeur (jusqu'à 2 m) pouvant aller jusqu'à quatre cinq mètres si les conditions sont favorables (deux hommes sont alors nécessaires pour la manœuvre. Elle est inopérante sous la nappe, quel que soit le type de terrain [11].

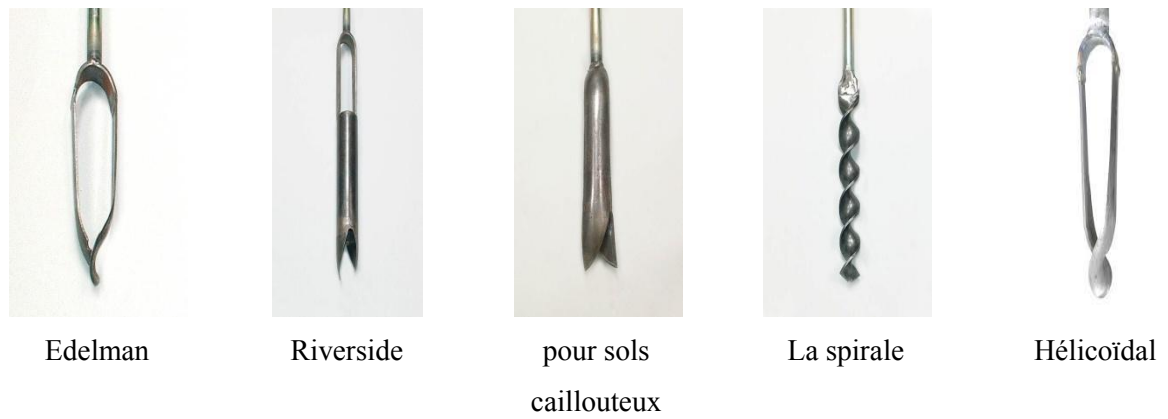


Figure II.3. Les tarières à main[11].

b) Tarières à moteur

Peuvent atteindre des profondeurs supérieures à 30m. Relativement simple, elles sont constituées d'une spire métallique enroulée autour d'une tige, L'âme, terminée par un outil d'attaque. L'enfoncement dans le sol se fait par rotation, le forage s'effectuant par passe successive afin de recueillir des déblais retenus par les spires. On distingue les tarières simples (quelques tours de spires) généralement de gros diamètre, et les tarières continues (spires sur toute la longueur). Pour ces dernières, l'âme peut être pleine ou creuse. En l'absence de tout système de tubage, les tarières usuelles ne peuvent être utilisées que lorsque les parois du trou ne s'éboulent pas (sol cohérent sans venues d'eau importantes). Dans le cas contraire, seules les tarières à âme creuse permettent d'assurer la tenue des parois grâce à l'utilisation d'une boue de forage.

Généralement la profondeur d'investigation des sondages à la tarière mécanique est extrêmement variable puisqu'elle dépend des outils utilisés, de la puissance de la machine et surtout de la nature des sols traversés.

Pour un coût peu élevé, ce mode d'investigation permet de prélever des échantillons de sols, certes remaniés, mais dans des quantités généralement suffisantes pour réaliser des essais d'identification [11].



Figure II.4. Les tarières mécaniques[11].

c) Sondage par battage

Cette méthode est la plus courante en terrain meuble, sec ou saturé. La machine de forage doit être relativement puissante. Des tarières simples coiffées d'un seau cylindrique à fond ouvrant. Utilisés avec une boue de forage, ces outils permettent le prélèvement de sols pulvérulents. Compte tenu des gros diamètres utilisés [11].

II.2.2.2. Le sondage en terrain rocheux

La reconnaissance géologique et géotechnique n'est pas le seul but assigné aux forages au rocher sur un chantier de génie civil. Ils permettent également [11] :

- ✓ La mise en place d'équipement destiné à des mesures (piézomètres, perméabilités, pression interstitielle, etc.);
- ✓ Le traitement des terrains (injection, drainage);
- ✓ Le soutènement (ancrage);
- ✓ La mise en place de charges d'explosifs (terrassment en grande masse).

L'essentiel pour ces dernières applications est de perforer rapidement et économiquement d'où le recours à des méthodes destructives. Celles-ci sont mal adaptées aux besoins de la reconnaissance géologique et géotechnique qui exige une grande qualité de l'échantillonnage.

a) Les méthodes destructives

Le mode de forage le plus rapide consiste à désagréger le sol à l'aide d'un outil adapté et à remonter vers la surface les débris, appelés « cuttings », à l'aide d'un fluide. Selon les modes de forage et les sols traversés, le fluide peut être de l'air comprimé, de l'eau ou de la boue. L'attaque du sol se fait soit en rotation simple, soit en roto-percussion, la frappe de l'outil pouvant être assurée depuis la surface (marteau hors du trou) ou directement sur celui-ci (marteau fond de trou).

Compte tenu de leur coût modéré les sondages destructifs sont d'un usage très répandu pour la réalisation des essais in-situ. On distingue trois grandes techniques [12]:

- ✓ Rotation simple;
- ✓ Roto roto-percussion;
- ✓ Battage.

NB: Le produit de désagrégation des sols (cuttings) remonte à la surface à l'aide d'un fluide (peut être l'air comprimé, l'eau claire ou la boue de forage) qui est injecté dans les forages géotechniques à l'intérieur du train de tiges et remonte, chargé de sédiments, dans l'espace annulaire extérieur, être utilisés:

- Forage destructif en roto-percussion

La frappe s'effectue au niveau de l'outil, le train de tiges n'assurant plus que le mouvement de rotation. Ceci permet de s'affranchir de la perte d'énergie le long du train de tiges. Le fluide est exclusivement l'air avec éventuellement une addition de produits moussants. L'air comprimé à haute pression, actionne un mécanisme de frappe qui se situe juste derrière l'outil, et permet également d'évacuer les débris de forage par l'espace annulaire. La technique du marteau fond de trou permet de traverser des terrains durs comme le rocher (granites) ou sédimentaires consolidés (grès) [12].

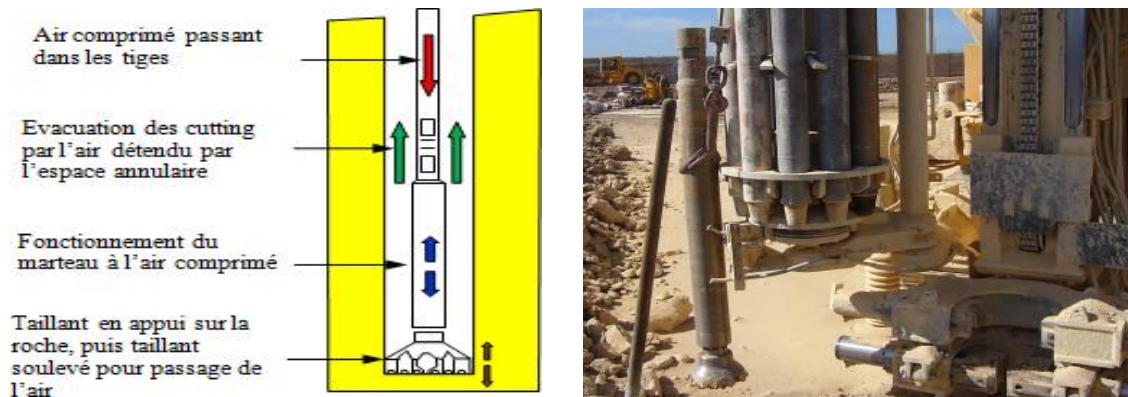


Figure II.5. Forage destructif en roto-percussion [12].

- Forage destructif en rotation simple

Un outil appelé tri lame ou tricône est mis en rotation de puis la surface du sol par l'intermédiaire d'un train de tiges. L'avancement de l'outil s'effectue par abrasion du terrain, sans choc, uniquement par rotation et poussée. Celle-ci est fournie par la puissance de la machine mais aussi par le poids des tiges au dessus de l'outil. La circulation d'un liquide, la boue de forage, permet de les remonter à la surface. La boue de forage est injectée à l'intérieur des tiges, ressort au niveau de l'outil et remonte à la surface par l'espace annulaire entre le train de tiges et les parois du trou foré [12].



Figure II.6. Trépan tricône [12].

- Forage destructif par roto-percussion hors trou (battage)

La sondeuse rotative est équipée d'un marteau hydraulique sur glissière assurant la frappe en tête. La vitesse de rotation peut être réglée indépendamment de la frappe. L'énergie est transmise jusqu'au taillant par le train de tiges [12].

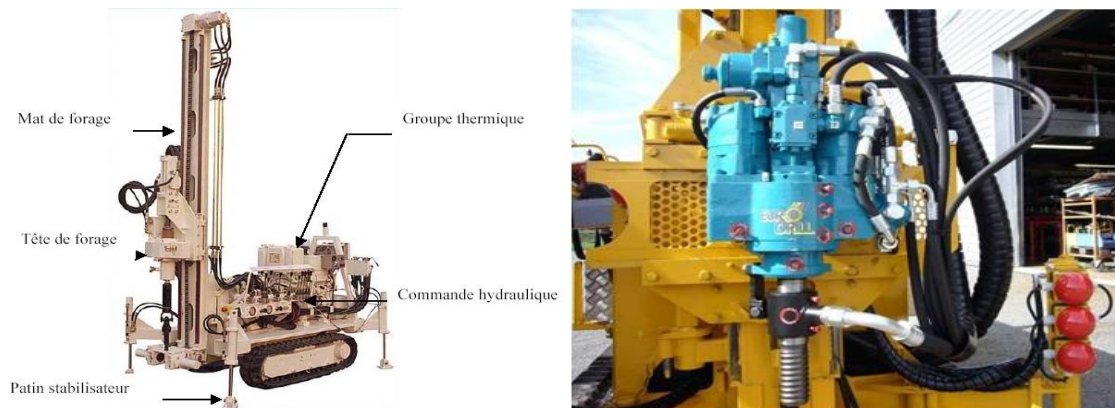


Figure II.7. La sondeuse rotative[10].

b) Les méthodes non destructives (forages carottés)

Ce mode d'investigation permet d'obtenir un échantillon continu de sol peu ou pas remanié, prélevé à l'aide d'un outil appelé carottier. En règle générale pour effectuer un sondage, on va réaliser un forage par fonçage ou battage (carottier poinçonneur) ou par rotation (carottier rotatif)

Il s'agit de découper un cylindre de terrain le plus intact possible afin de réaliser des observations et des essais représentatifs des formations en place. Les échantillons de sols, appelés carottes. Par conséquent, en fonction de l'objectif fixé et de l'endroit où l'on veut prélever l'échantillon, les forages seront [13] :

- ✓ Carottés en totalité (faible à moyenne couverture);
- ✓ Partiellement carottés (forte couverture).

Les sondages carottés permettent d'effectuer un certain nombre d'essais. Les échantillons prélevés sont utilisés pour :

- ✓ Déterminer la nature de la roche ou du sol, pour analyser le degré de fissuration et la pente des fissures
- ✓ Diaclases et stratification dans le cas d'une roche et pour y pratiquer des essais de laboratoire (mécanique des roches ou des sols, analyses minéralogiques ou chimiques).
- ✓ Mesurer in situ des modules et du champ de contraintes ;
- ✓ Mesurer in situ de la perméabilité (essais Lefranc et Lugeon).

De façon générale, les carottes de sondages sont conservées dans des caisses adaptées à cet effet. Il est conseillé de les photographier en couleur afin de disposer d'un document de travail et d'archive utile.



Figure II.8. Type de caisse de carottes prélevées après un sondage.

c) Carottage par fonçage ou poinçonnage

Cette technique consiste à venir découper les terrains et faire pénétrer l'échantillon dans l'outil par poinçonnement sans rotation. Deux méthodes sont utilisées [14] :

- ❖ **Fonçage par pression:** le système de forage applique une force sur le carottier afin de s'assurer une vitesse d'enfoncement supérieure ou égale à 2 cm/s aussi constante que possible.
- ❖ **Fonçage par battage:** l'outil est enfoncé sous l'effet de chocs générés par la tête de forage et transmis par le train de tiges. Selon la fréquence de frappe, on distingue le battage (< 2 Hz), la percussion (> 2 Hz).

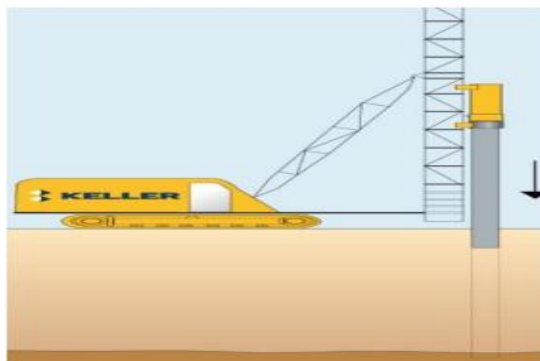


Figure II.9. Forage par fonçage[14].

Les carottiers utilisés ont des caractéristiques adaptées à la méthodologie de fonçage et à la nature des terrains à prélever. On distinguera les techniques suivantes [15] :

- **Le carottier à paroi mince:** c'est un tube d'épaisseur fine (Figure II.10) au regard de son diamètre intérieur (indice de surface inférieur à 15%) qui permet de prélever des matériaux fins.

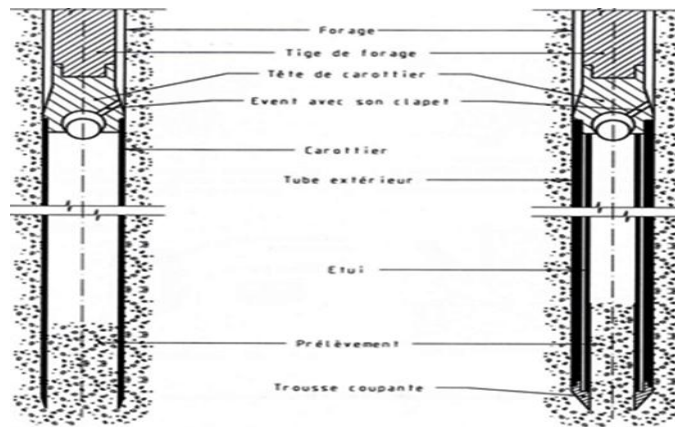


Figure II.10. Carottier à paroi mince avec et sans étui [16].

- **Le carottier à paroi épaisse :** Le schéma et le principe de fonctionnement sont analogues à celui du carottier à paroi mince, mais en raison de l'épaisseur de la paroi du tube carottier cet outil peut être mis en œuvre par battage et permet de prélever des sols grenus.
- **Le carottier à piston stationnaire :** Il s'agit d'un carottier à paroi mince associé à un système de piston qui permet de prélever des sols très mous (Figure II.11). Le verrouillage du piston commandé depuis la surface par un câble, bloque l'entrée du carottier jusqu'à la cote de début de forage (descente), permet la pénétration de l'échantillon durant la phase de fonçage et assure l'étanchéité pour éviter la chute de la carotte lors de la remontée.

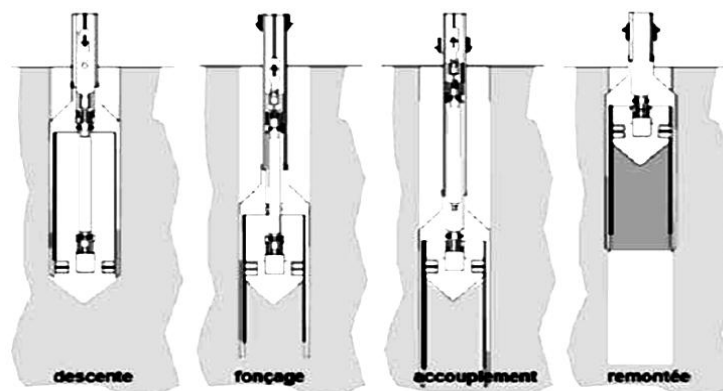


Figure II.11. Étapes du prélèvement d'échantillons avec un carottier à piston stationnaire [16].

- **Le carottage vibratoire haut fréquence :** Le carottage vibratoire utilise une tête de forage munie d'un moteur hydraulique qui entraîne deux masses dans des sens de rotation opposés et génère ainsi, sur le train de tiges, une force « sinusoïdale ». La fréquence de vibration peut varier de façon à optimiser la pénétration de l'outil dans le sol (généralement fréquence comprise entre 50 et

120 Hertz). Un système de double tubage permet de remonter le tube échantillonneur en fin de passe en laissant un tubage en place. Les carottes prélevées peuvent être extraites par vibration, elles sont alors recueillies dans un film plastique maintenu à la sortie du tube ou conditionnées dans une gaine équipant le tube intérieur. Cette technique est particulièrement adaptée pour le prélèvement de sols graveleux non consolidés.

d) Carottage rotatif

il est constitué d'un tube cylindrique à l'extrémité duquel se trouve un outil appelé couronne (Figure II.15). L'ensemble est mis en rotation et en appui par la tête de forage via le train de tige. La couronne, munie d'éléments d'abrasion (carbure de tungstène, diamants synthétiques, ...), découpe le terrain qui entre à l'intérieur du tube du carottier. En fin de passe, à la remontée de l'ensemble, un extracteur rompt le contact entre la carotte et le terrain en place puis maintient la carotte à l'intérieur du tube du carottier. Selon la nature des terrains à prélever et la qualité des échantillons recherchés, différents carottiers rotatifs seront mis en œuvre (Figure II.12):

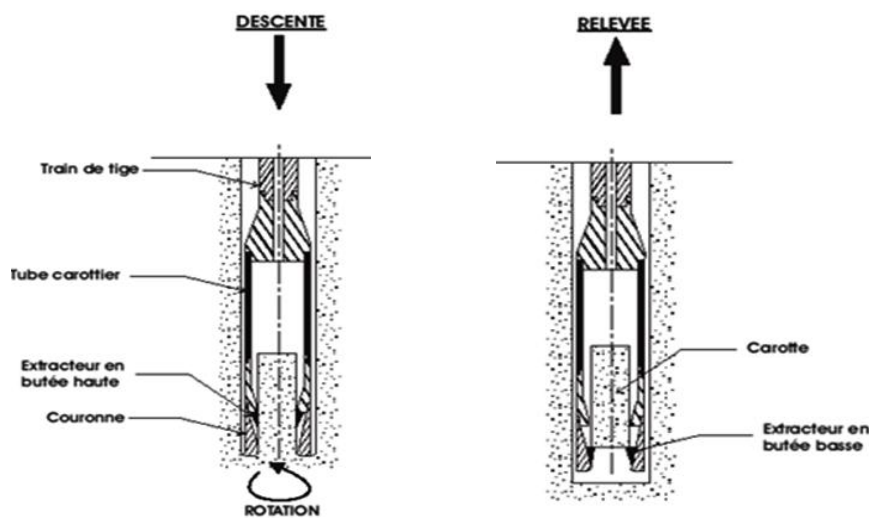


Figure II.12. Principe de fonctionnement des carottiers rotatifs [16].

- **Le carottier simple:** le système se limite à un tube carottier muni d'une couronne. Lors du forage, le fluide de forage passe le long de l'échantillon qui peut également être en contact avec le tube du carottier en rotation, de telle sorte que la qualité de l'échantillon est limitée et ne permet qu'une caractérisation de la nature des sols. Cette technique est couramment pratiquée en carottage de chaussée.
- **Le carottier double:** le système comporte un tube extérieur entraîné en rotation portant la couronne et un tube intérieur monté sur pivot en partie haute qui ne tourne pas et emmagasine l'échantillon. Le fluide de forage circule entre le tube

extérieur et le tube intérieur. À l'exception des sols mous, les prélèvements réalisés par cette méthode permettent de caractériser la nature et partiellement l'état des sols (à l'exception des caractéristiques mécaniques). Cette méthode est la plus couramment appliquée en hydrogéologie.

- **Le carottier triple:** ce carottier ajoute au carottier double un étui amovible qui recueille l'échantillon et permet l'extraction d'une carotte directement conditionnée. À l'exception des sols mous et fins, cet outil assure le meilleur type de prélèvement et autorise la caractérisation de la nature et de l'état des sols. L'échantillon n'est jamais en contact avec le fluide de forage et directement protégé par une gaine en PVC. Cette gaine peut être fendue ou non, translucide ou non.

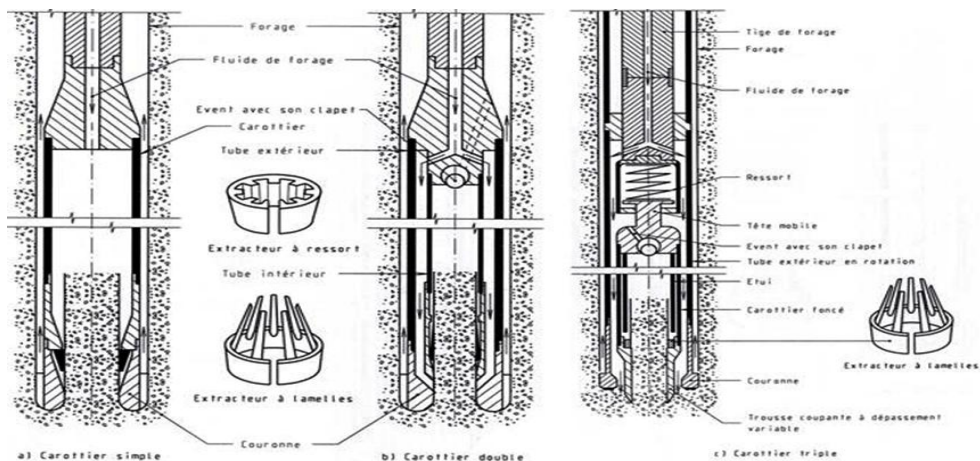


Figure II.13: Coupes schématiques des différents types de carottiers rotatifs [16].

- **Le carottier à trousse dépassant:** Il s'agit d'un carottier double dont le tube intérieur est muni d'une trousse coupante qui se prolonge en dehors de la couronne fixée sur le tube extérieur. Ce système permet le prélèvement d'échantillon de meilleure qualité car découpé par la trousse coupante « fine » ; la couronne ne venant que supprimer les frottements avec le sol en place. Ce procédé est également connu sous l'appellation « carottier Mazier »[17].
- **Le carottier à câble:** la particularité de ce système ne réside pas dans le mode de découpage de l'échantillon, mais dans la liaison entre le carottier et la machine. Les tiges reliant la machine à l'outil sont remplacées par un tubage de section constante depuis la surface jusqu'au fond. Ce tubage est entraîné en rotation et en pression, son extrémité inférieure portant une couronne. Dans ce tubage, on descend un carottier, qui se verrouille lorsqu'il atteint sa place en bas du tubage sur des épaulements prévus à cet effet. Lorsque la passe de carottage

est achevée, le carottier est déverrouillé à l'aide d'un système repêcheur (l'overshot). L'ensemble repêcheur-carottier-carotte est remonté à l'aide d'un treuil. Outre le gain de temps, le maintien du tubage en place assure la stabilité du forage [15].

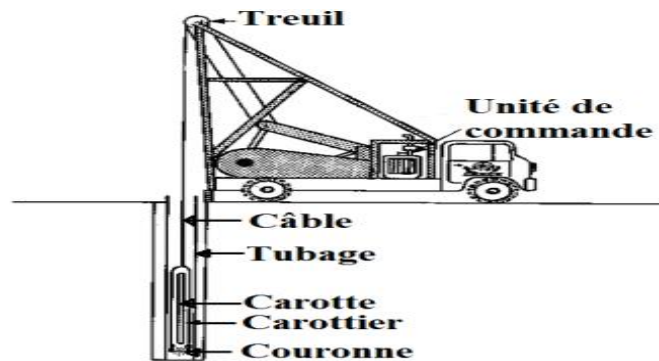


Figure II.14. Carottier à câble [15].

II.2.2.3. Les couronnes de carottages

ce sont les outils de carottage, actuellement elle existe deux types de couronnes [14]:

a. Les couronne avec diamant naturels

Suivant la dimension des pierres de diamants, ces couronnes s'adaptent à toutes formations, les grosses pierres sont utilisées dans les formations tendres et les petites dans les formations dures (Figure 15.A). Les diamants sont montés sur le corps matrice de la couronne du trépan qui est condensé en corps d'outils en acier. La fonction du corps matrice de la couronne du trépan sur la surface du trépan à diamant est de tenir le diamant en une position étroite tout au long de la durée de vie du trépan. Le carbure tungstène inséré peut être fournit sur les voies navigables la ou il y'a de l'érosion de la matrice dans les formations de type abrasives.

b. Les couronnes à diamants synthétiques (PDC)

Le trépan de forage PDC (trépan à diamant compact poly cristallin) est principalement composé du corps en acier et feuille composée de diamant de poly cristallin (Figure 15.B). Le trépan à diamant poly cristallin est constitué d'une tête conçue de matrice de fonte à laquelle le PDC a été insérée. La surface de l'élément de coupe en forme de disc est constituée de poudres de diamants synthétiques très fins feutrés ensemble par un processus de haute pression et haute température. Cette couche de diamant est supportée par un goujon de carbure tungstène qui est soudée directement dans la matrice du trépan par un processus spécial. Le trépan PDC est idéal pour être utilisé sur les forages de haute tension à une vitesse de rotation relativement basse. Le trépan PDC a été utilisé dans les formations douces à moyenne de dureté 3 à 6.

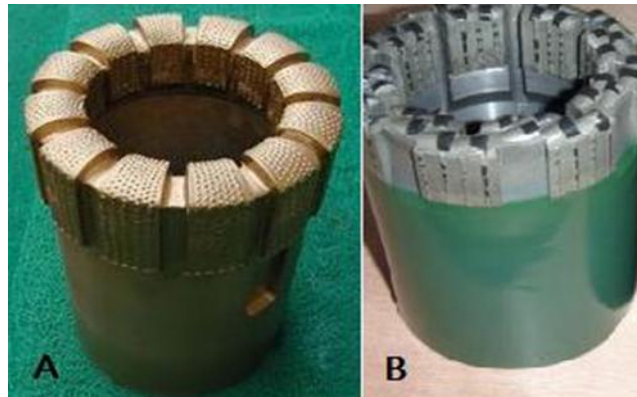


Figure II.15. Les couronnes de carottages [14].

II.2.2.4. Les avantages et les inconvénients

➤ Avantages

- Observations géologiques de qualité optimale;
- Couplé à un dispositif d'orientation de la carotte, l'échantillon recueilli en zones fracturées permet une analyse des directions de fracturation [15].

➤ Inconvénients

- Leur réalisation est longue et coûteuse ;
- Diamètre réduit ;
- Pourcentage de récupération des formations fonction de la nature des terrains (faible en structure non consolidée) [14].

II.2.3. Scissomètre

II.2.3. 1. Objectif de l'essai

L'essai au scissomètre permet de mesurer en place la résistance au cisaillement des sols fins. Il est réalisé au sein même du terrain à l'aide d'un moulinet comprenant généralement quatre pales. Cet essai fait l'objet de la norme française [18].

II.2.3. 2. Principe de l'essai

Le principe de l'essai est représenté sur la figure II.18 un moulinet cruciforme de hauteur H et de diamètre D est introduit dans le sol jusqu'au niveau où l'on veut exécuter la mesure par l'intermédiaire d'un train de tubes. L'appareil est immobilisé pendant un court instant puis le moulinet est entraîné en rotation depuis la surface par l'intermédiaire de tiges placées à l'intérieur du train de tubes [19].

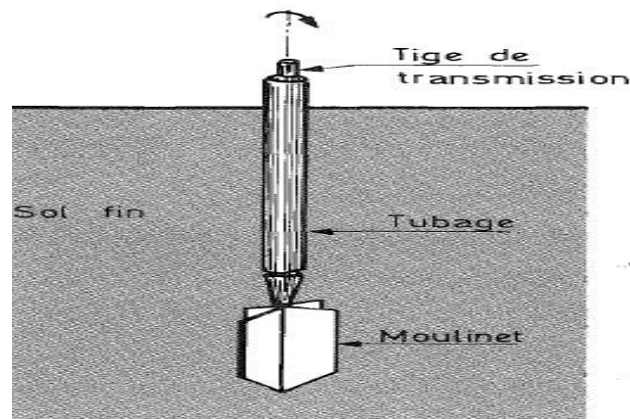


Figure II.16. Schéma de principe de l'essai au scissomètre de chantier[1].

Cette rotation provoque le cisaillement du sol au voisinage des pales et une surface de cisaillement se développe à l'interface entre le cylindre de sol entraîné par le moulinet et le massif de sol en place. La surface cisailée est pour l'essentiel constituée par la surface latérale du cylindre, mais comprend également les deux surfaces horizontales d'extrémité.

Pendant la rotation du moulinet, on note, en fonction de l'angle θ de rotation du train de tiges, les valeurs du couple de torsion. La courbe représentant les variations du couple de torsion M en fonction de l'angle de rotation θ du train de tiges. On suppose qu'il y a rupture du sol lorsque le couple maximal M_{\max} est atteint. A ce moment maximal correspond la résistance au cisaillement maximale τ_{ma} . Dans le cas des sols argileux saturés, cette résistance correspond à la cohésion non drainée C_u , dans certains cas, on mesure également la résistance au cisaillement du sol remanié τ_r à laquelle correspond la cohésion remaniée C_r [17].

Le couple de torsion M est directement relié à la résistance au cisaillement du sol τ par la relation :

$$\tau = \frac{M}{K}$$

M : le moment de torsion lu au couplemètre (N.m);

K : module d'inertie de la surface cisailée par rapport à l'axe de rotation du moulinet (cm^3), en faisant l'hypothèse d'une distribution uniforme de cisaillement sur la surface latérale du volume circonscrit à la partie tournante du moulinet.

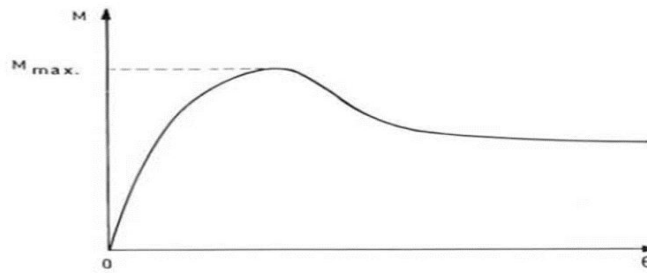


Figure II.17. Courbe effort-déformation pour un essai au scissomètre de chantier [20].

II.2.3. 3. Description du scissomètre

Le scissomètre dont la mise en place se fait par fonçage direct dans le sol sans avant-trou, se compose de trois parties principales qui sont du bas vers le haut [18]:

a. Le moulinet

Il est constitué de 4 pales trapézoïdales il est monté par vissage et clavetage sur le pied de l'appareil, ce qui évite le dévissage inopiné en cours d'essai.

b. Les trains de tiges

Le moulinet est relié à l'appareillage de manœuvre (couplemètre) , situé à la surface du sol par deux trains de tiges concentriques constitués d'éléments de longueur unitaire d'un mètre:

- ✓ un train de tiges extérieur (tube de fonçage) $\varphi = 34,5 / 44,5$ servant également de fourreau de protection aux tiges intérieures;
- ✓ Un train de tiges hexagonales de 18 mm sur plat assurant la liaison barre de torsion moulinet (munies de bagues de centrage en bronze, à raison de deux par tige).

NB: La mise en place du couplemètre est facilitée par le fait que le train de tiges est décalés de 15mm par rapport au train de tubes (train de tige plus haut que train de tubes de fonçage. Le couplemètre venant coiffer le train de tubes et l'embout de tiges dépassant. pour conserver cette disposition il est nécessaire que chaque élément de tiges ait une même longueur de 1m.

c. Le couplemètre

Cet appareil fixé sur le tubage permet d'appliquer un couple au moulinet par l'intermédiaire du train de tiges, la mesure se faisant par barre de torsion. Il se présente sous la forme d'un boîtier léger et pneu encombrant assurant la rotation du moulinet et la mesure du couple.

II.2.3. 4. Interprétation de l'essai

Dans sa forme la plus générale, la résistance au cisaillement τ d'un sol s'écrit :

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{tang } \varphi$$

c : cohésion (kN/m²)

φ : angle de frottement interne (°)

La détermination de c et φ nécessite la connaissance de σ , contrainte normale sur le plan de rupture, c'est à dire, dans le cas présent, la connaissance de la pression horizontale des terres de la surface latérale du cylindre circonscrit au moulinet et de la pression verticale sur les deux surfaces de base de ce cylindre. En pratique, ces pressions ne sont jamais connues. Il s'ensuit que l'essai au scissomètre n'est interprétable que dans un cas particulier, très important, qui est celui de la sollicitation non drainée dans un sol saturé. L'angle de frottement interne est alors nul et l'équation précédente se réduit :

$$\tau = c_u$$

Où:

c_u : est cohésion non drainée, dite parfois cohésion scissométrique.

Pour être interprétable, l'essai scissométrique doit donc être réalisé dans un sol saturé faiblement perméable de manière à ce que, pour une durée d'essai raisonnable, la sollicitation soit non drainée. Il faut en outre que l'appareil puisse être foncé dans le terrain, ce qui implique en plus que celui-ci soit relativement mou.

Ces conditions réunies font que le domaine d'action du scissomètre de chantier est limité aux sols fins cohérents (argiles, limons et vases) de raideur limitée.

En pratique, on admet que l'essai ne peut être réalisé que dans des sols dont la cohésion est inférieure à 0,1Mpa.

II.2.3.5. Déroulement de l'essai et présentation des résultats

La mise en place du moulinet au niveau d'essai doit s'effectuer par fonçage sans choc, ni vibrations, ni rotation et à vitesse modérée. L'essai doit être réalisé dès que le moulinet la côte requise.

Pendant l'essai, l'opérateur impose au couplemètre une rotation d'environ 18° par minute en procédant à une mesure du couple toutes les 10s environ. Une fois franchi le couple maximal, la rotation est poursuivie pendant environ une minute. A l'issue de cette opération, le moulinet est foncé jusqu'à la côte d'essai suivante, située à au moins 0,5m de la précédente.

Les résultats sont présentés sous la forme d'un profil qui donne les différentes valeurs de la cohésion en fonction de la profondeur (figure II.18).

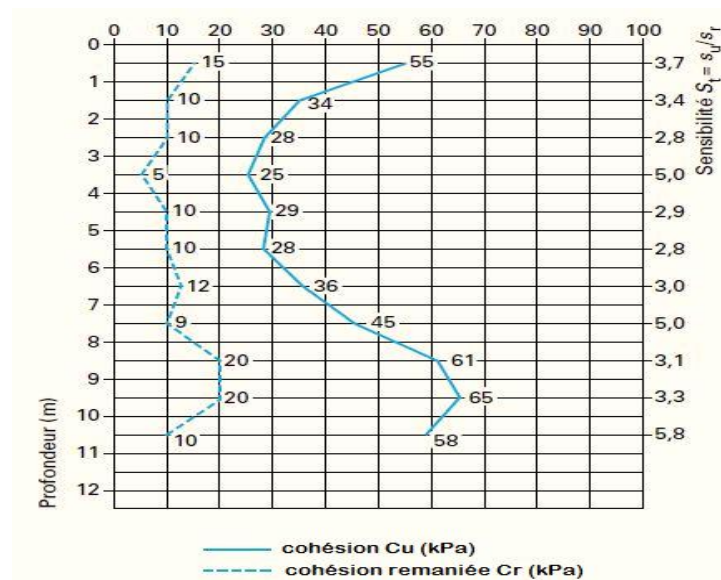


Figure II.18. Exemple de profil scissométrique [18].

Tableau II.2. Valeurs indicatives de la cohésion non drainée pour les argiles [20].

Consistance	C_u (KPa)
Très molle	$C_u < 10$
Molle	$10 < C_u < 25$
Moyennement consistante	$25 < C_u < 50$
Consistante	$50 < C_u < 75$
Raide	$75 < C_u$

II.2.4. Le piézomètre

C'est un dispositif servant à mesurer la " hauteur piézométrique " en un point donné d'un aquifère, en indiquant la pression en ce point. Il donne l'indication d'un niveau d'eau libre ou d'une pression existant à un endroit déterminé [21].

Il s'agit, dans tous les cas, d'un sondage équipé d'un tubage, généralement de faible diamètre, permettant essentiellement des mesures du niveau de l'eau. Par extension, le piézomètre désigne tout forage destiné à effectuer des mesures et des prélèvements sur une nappe. Un piézomètre c'est un trou de forage dans lequel est installé un tubage, dont une partie est « aveugle » (tubage plein) et une partie est « crépinée » (tubage perforé pour laisser passer les fluides).

L'espace annulaire est cimenté sur une certaine hauteur pour éviter que des produits indésirable ne puissent s'écouler par cet espace et polluer gravement la nappe. La tête du piézomètre est également protégée pour éviter les accidents et les risques d'introduction de produits polluant directement dans le piézomètre.



Figure II.19. Les piézomètres[21].

II.2.4.1. Type d'appareils de piézomètres

On distingue deux types d'appareils [22]:

- ✚ Le tube crépine;
- ✚ Le piézomètre à volume constant .

Dans le cas des sols perméables, l'équilibre de pression s'établit instantanément et les mesures sont faites avec l'appareil à tube crépine. En revanche, lorsque la perméabilité du sol est faible, l'équilibre peut n'être atteint qu'au bout d'un temps très long, aussi utilise-t-on surtout des piézomètres à volume constant.

a. Le tube crépine

Celui-ci est constitué d'un tube métallique ou en matière plastique de plusieurs centimètres de diamètre crépiné à sa base (figure II.20). Ce tube est mis en place dans un forage et la partie crépinée est remplie par un matériau perméable jouant le rôle de filtre. Un bouchon étanche (le plus souvent constitué d'un mélange bentonite-ciment) isole le filtre de la partie supérieure du forage. Le niveau de l'eau dans le tube piézométrique est relevé au moyen d'un flotteur ou d'une sonde électrique. La pression interstitielle au voisinage du filtre est dans ces conditions:

$$U = \gamma_w h$$

U: la pression interstitielle (KN/m²);

γ_w : poids spécifique de l'eau (KN);

h: la hauteur d'eau mesurée (m) .

Cet appareil simple permet de déterminer rapidement le toit de la nappe ou d'étudier correctement les écoulements dans les sols ayant une perméabilité d'ensemble élevée, mais il est inadapté aux mesures dans les sols de faibles perméabilités.

L'inconvénient de cet appareil est que dans les sols peu perméables, il faut beaucoup de temps pour que l'équilibre soit rétabli et que l'eau ait atteint sa cote définitive. Ce temps est appelé temps de réponse du piézomètre.

b. Le piézomètre à volume constant

Il est basé sur le même principe que l'appareil précédent, si ce n'est qu'il est muni d'un manomètre à son extrémité supérieure, et que la crépine est remplacée par un filtre solide en matériau poreux (céramique, bronze fritté, etc.). Le tube piézométrique a par contre, un diamètre très faible (7 à 15 mm). Le tube est mis en place soit dans un forage préalable, soit par battage ou fonçage. Comme pour le tube crépi né, un bouchon étanche isole le filtre de la partie supérieure du forage. Le tube est ensuite rempli d'eau; quand l'équilibre s'établit, on lit une pression ρ au manomètre, et la pression interstitielle au niveau du filtre est dans ces conditions

$$u = H \gamma_w + \rho$$

ρ : pression lue sur le cadran du manomètre ;

H : distance verticale du filtre au manomètre ;

Parmi les piézomètres à volume constant, il en existe dont le système de mesure est électrique ou acoustique. Ces appareils sont basés sur le principe suivant : l'eau interstitielle pénètre dans le piézomètre à travers le filtre et vient au contact d'une membrane mince en acier qui se déforme sous l'action de la pression. C'est cette déformation qui est mesurée par des méthodes électriques ou acoustiques et d'où l'on déduit la pression interstitielle cherchée.

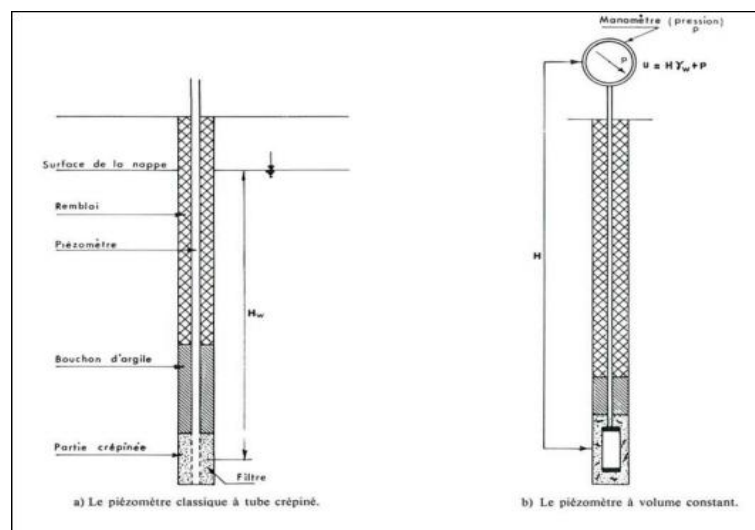


Figure II.20. Les deux types de piézomètre[22].

II.2.4.2. Utilisation des piézomètres

a) Mesure des niveaux d'eau

La fréquence des relevés dépend de la problématique. Pour une évaluation de l'hydro période, un relevé tous les 10 à 15 j tout au long de l'année sont suffisants. Dans ce cas, un relevé manuel peut être réalisé à l'aide d'une sonde sonore ou lumineuse.

Une sonde piézométrique automatique peut être utilisée sur les sites où l'on souhaite suivre les variations du niveau de la nappe de façon plus fine, par exemple en réponse aux événements pluvieux. La sonde doit être couplée à un correcteur de pression ou dans le cas contraire, un baromètre doit être utilisé en parallèle pour corriger la lecture piézométrique. Le piézomètre peut être sécurisé à l'aide de bouchons munis de cadenas ou systèmes à clés afin d'éviter les vols de matériel [22].

b) Prélèvements d'eau

Les piézomètres permettent également de réaliser des prélèvements d'eau directement dans la nappe. Pour cela il est conseillé de vidanger entièrement le piézomètre, d'attendre le nouveau remplissage puis de prélever à l'aide d'une pompe péristaltique ou d'un préleveur jetable. La vitesse de remplissage du piézomètre dépend de la perméabilité du sol et du niveau de charge de la nappe et peut prendre plusieurs heures. Il est possible de passer la veille ou jusque trois jours avant les prélèvements pour réaliser la vidange. Les échantillons prélevés doivent être conservés en glacière jusqu'au dépôt au laboratoire d'analyse. Des flacons appropriés, en fonction des analyses demandées, sont mis à disposition sur demande par les laboratoires [22].

II.2.4.3. Mise en place du piézomètre

a) Mise en œuvre

Le forage se fait à la tarière (manuelle ou thermique) jusque la profondeur souhaitée. Le piézomètre est enfoncé à l'aide d'une masse si nécessaire. Il est déconseillé de taper directement sur le piézomètre dont le PVC se casse facilement. Il vaut mieux y placer au préalable une planche en bois. L'espace entre le piézomètre et la paroi du trou doit être comblé à l'aide des matériaux extraits. Il est conseillé de finir ce colmatage par un anneau d'argile sur la largeur du trou autour du piézomètre, au niveau du sol, pour éviter les infiltrations d'eau de surface en période de pluie. On peut utiliser le sol sur place s'il est argileux ou apporter de la bentonite.

Le piézomètre devra être muni d'un bouchon pour éviter l'entrée d'eau de pluie et la chute de petits animaux. On trouve dans le commerce des bouchons filetés qui

s'adaptent sur le tube PVC à l'aide d'un manchon, ou directement sur le tube s'il est pré-manchonné (cela dépend des fournisseurs) [21].

Remarque: Si le site est pâturé, couper le piézomètre proche du sol et doubler d'un piquet de châtaigner (les vaches se frotteront dessus au lieu de sur votre piézomètre, ce qui peut le casser).

b) Disposition des piézomètres

Dans le cas d'un suivi des fluctuations du niveau de nappe d'une zone humide, il est intéressant de placer un transept de 3 piézomètres le long du gradient d'humidité du site. On peut par exemple placer un piézomètre à 2 m du cours d'eau, un à mi pente et un en limite amont de la zone humide.

Conseil : Localisez vos piézomètres avec un marqueur qui reste visible lorsque la végétation a atteint sa hauteur maximale (tuteurs de bambou avec une longueur de ru balise, piquets plastic colorés...) [20].

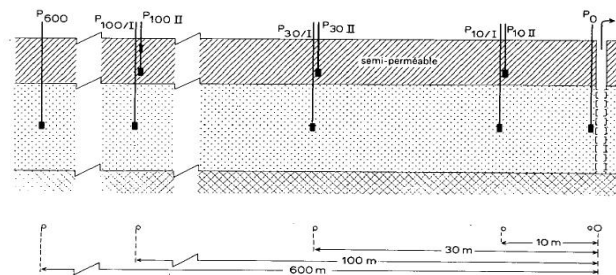


Figure II.21. Exemple de répartition des piézomètres [20].

II.3. Les essais in situ

II.3.1. Essai de pénétromètre dynamique

a. Définition

Il existe deux types de matériels de pénétration dynamique. A chacun est associée une procédure d'investigation du sol.

Ce type d'investigation est économique, rapide (7 à 14 essais par jour, selon la profondeur), pas chère, pas de récupération des échantillons, du fait de son faible poids, il peut être utilisé dans des zones inaccessibles. Il est aussi peu précis. Ces essais doivent être exécutés parallèlement avec d'autres essais qui leur serviront d'étalonnage. Il est déconseillé de calculer la capacité portante de fondations avec les seuls résultats des essais de pénétration dynamique.

En accompagnement d'autres essais, seuls les résultats du pénétromètre dynamique A permettent d'évaluer un ordre de grandeur de la capacité portante de fondations.

Les résultats de l'essai au pénétromètre dynamique B permettent seulement d'orienter le choix des fondations [23].



Figure II.22. Pénétrömètre dynamique[23].

b. Domaine d'application

- Contrôle de remblais et compactage;
- Appréciation de l'homogénéité d'un sol (position des couches dures);
- Pré dimensionnement des fondations superficielles;
- Essai rapide et à faible coût;
- Possibilité de multiplier les points de sondages sur un terrain.

II.3.1. 1. Le pénétromètre dynamique Type A (PDA)

a) Principe de l'essai

Essai de pénétration dynamique de type A (Norme NF P 94-114) qui peut être réalisé dans tous les sols fins et grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 60 mm. Cet essai est limité à une profondeur de 30 m .

L'essai de pénétration dynamique consiste à [24] :

- Enfoncer dans le sol, par battage de manière continue, un train de tige muni, en partie inférieure d'une pointe débordante, tout en injectant une boue de forage entre la paroi du sondage et les tiges ;
- Noter le nombre de coups nécessaires (N_{d10}) pour faire pénétrer dans le sol la pointe d'une hauteur h de 10cm.

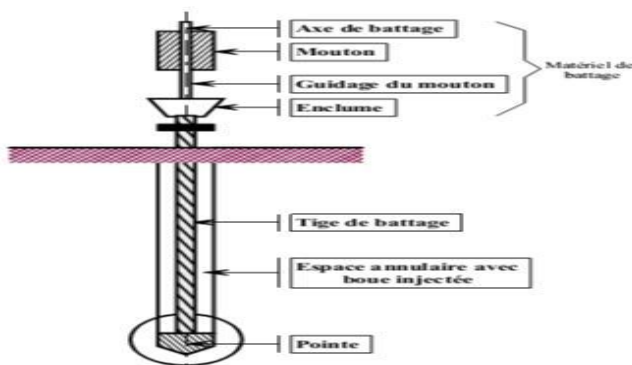


Figure II.23. Pénétrömètre dynamique type A (PDA)[24].

b) Appareillage et instruments de mesure

Le pénétromètre dynamique se compose d'un [23]:

❖ Dispositif de battage

- **Mouton** : c'est une masse adaptable de 32, 64, 96 et 128Kg.
- **Enclume et guidage du mouton** : l'enclume est en acier et solidaire du train de tiges, la masse totale de l'enclume et de l'élément de guidage du mouton n'excède pas 25 Kg
- **Système de relevage et de déclenchement de la chute** : La hauteur de chute H de mouton est de 0.75 m
- ❖ **Tiges de battage**: les tiges sont en acier, elles sont creuses et identiques, elles sont assemblées fermement pour constituer un train de tiges rigidement lié selon un axe rectiligne et continu.
- ❖ **Pointe**: la pointe est adaptée au train de tiges de façon à ne subir ni déplacement latéral, ni inclinaison par rapport à l'axe de battage, ni être perdue avant la fin de l'essai
- ❖ **Système d'injection**: Il est constitué par un dispositif permettant d'injecter une boue de forage par le train de tiges creuses.



La Pointe

Une tige

\varnothing tige < \varnothing pointe

Figure II. 24. Appareillage de pénétromètre dynamique type A (PDA)[24].

❖ Instrument de mesure : Il comporte au minimum :

- Un compteur de nombre de coup de mouton;
- Un repérage de la profondeur;
- Un contrôle visuel permanent est conseillé.

c) Réalisation de l'essai

- Sous l'effet de la chute du mouton à la cadence de 15 à 30 fois par minute, le train de tiges est battu d'une manière continue.
- Tout arrêt du battage excédant 5min ou tout arrêt pour rallonger le train de tiges doit être indiqué sur la feuille d'essai.

- Le nombre de coups de mouton nécessaire pour enfoncer la pointe de 10cm est noté en fonction de la longueur totale des tiges introduites dans le sol 5/11.
- La masse du mouton doit être adaptée en cours de battage et choisie parmi l'une des quatre masses 32, 64, 96, 128Kg afin que le nombre de coups, pour un enfoncement de 10cm, soit compris entre 2 et 30 inclus, sauf hétérogénéité locale (blocs, passage faible ...).
- La fin de l'essai correspond à la satisfaction d'une des conditions suivantes :
 - ✓ La profondeur déterminée préalablement est atteinte,
 - ✓ L'enfoncement sous 30 coups de mouton est inférieur ou égal à 10cm avec la masse de 128Kg
 - ✓ Le rebond du mouton est supérieur à 5cm.
- La perte totale de la boue d'injection est également un critère d'arrêt de l'essai qui peut cependant être poursuivi hors norme.

d) Exploitation des mesures

- ❖ **Nombre de coups pour un enfoncement donné N_{dh}** : Désigne le nombre de coup de mouton nécessaire pour un enfoncement h de la pointe.
- ❖ **Enfoncement par coup e** : C'est la valeur moyenne conventionnelle de l'enfoncement par coup $e = \frac{h}{N_{dh}}$ La valeur de h est prise égale à 10cm.
- ❖ **Calcul de la résistance dynamique de pointe q_d** : La résistance dynamique de pointe à la pénétration sous l'action du choc du mouton est donnée conventionnellement par l'expression suivante :

$$q_d = \left(\frac{M \cdot g \cdot H}{A \cdot e} \right) \times \left(\frac{M}{M + M'} \right)$$

où : q_d : la résistance dynamique de pointe (Pa);

M : masse du mouton (kg) ;

g : accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

H : hauteur de chute libre du mouton (m) ;

A : aire de la section droite de la pointe (m^2);

e : enfoncement par coup = $0,10 / N_{d10}$ (m);

M' : masse cumulée, de l'enclume, des tiges, de la pointe (Kg).

Règles d'or : ne jamais considérer comme porteuse une couche ou l'on a simplement constaté un accroissement brutal de la résistance de pointe si cette couche n'a pas été traversée sur plusieurs mètres.

II.3.1. 2. Le pénétromètre dynamique Type B(PDB)

a) Principe de l'essai

Essai de pénétration dynamique de type B (Norme NF P 94–115) qui peut être réalisé dans tous les sols fins et grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 60mm. L'essai est limité à une profondeur de 15 m.

L'essai de pénétration dynamique consiste à [25]:

- Enfoncer dans le sol, par battage de manière continue, un train de tige muni, en partie inférieure d'une pointe débordante;
- Noter le nombre de coups nécessaire (N_{d20});
- Vérifier l'importance des efforts parasites éventuels sur le train de tiges.

b) Appareillage et instruments de mesure

Le pénétromètre dynamique se compose [23]:

❖ Dispositif de battage

- **Le mouton** : a une masse de 64Kg.
- **Enclume et guidage du mouton** : l'enclume est en acier et solidaire du train de tiges, la masse totale de l'enclume et de l'élément de guidage du mouton n'excède pas 25kg;
- **Système de relevage et de déclenchement de la chute** : La hauteur de chute H de mouton est de 75 cm.

Le mouton est libéré automatiquement avec une vitesse initiale nulle, il tombe librement à une cadence de 15 à 30 fois par minute.

- ❖ **Tiges de battage**: Les tiges sont en acier, elles sont pleines et identiques, elles sont assemblées fermement pour constituer un train de tiges rigidement lié selon un axe rectiligne et continu.
- ❖ **Pointe**: La pointe est débordante, elle peut être soit perdue soit récupérable et fixée à la tige inférieure. Elle est adaptée au train de tiges de façon à ne subir ni déplacement latéral, ni inclinaison par rapport à l'axe de battage, ni être perdue avant la fin du sondage.
- ❖ **Système de détection des efforts parasites**: Il s'agit d'une clef dynamométrique graduée au minimum de 100 à 200 N.m avec un espacement maximal des graduations de 20 N.m
- ❖ **Instrument de mesure** : Il comporte au minimum :
 - Un compteur de nombre de coups de mouton;
 - Un repérage de la profondeur;
 - Un contrôle visuel permanent est conseillé.

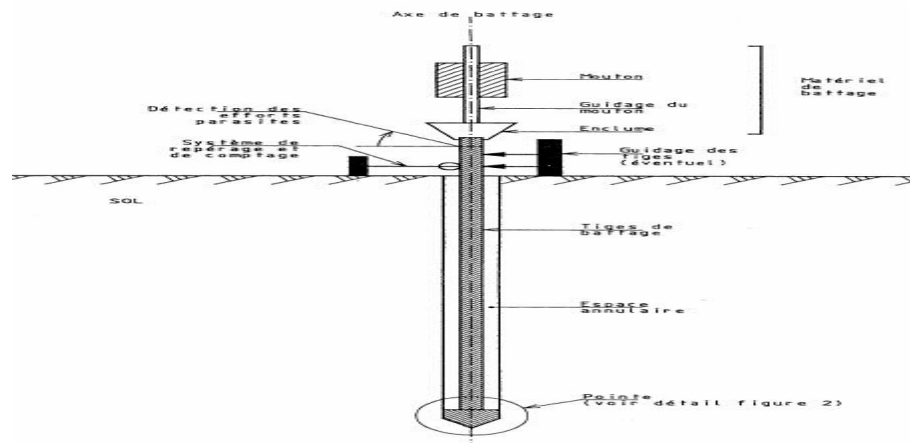


Figure II.25. Pénétromètre dynamique type B (PDB) [23].

c) Réalisation de l'essai

- Sous l'effet de la chute du mouton à la cadence de 15 à 30 fois par minute, le train de tiges est battu d'une manière continue.
- A chaque ajout de tige et au moins tous les mètres, l'opérateur fait tourner le train de tiges sur lui-même à l'aide de la clef dynamométrique et note le couple mesuré. Lorsque le couple est inférieur à 100 N.m, cela indique que les efforts parasites sont négligeables.
- Tout arrêt du battage excédant 5min ou tout arrêt pour rallonger le train de tiges doit être indiqué sur la feuille de sondage.
- Le nombre de coups de mouton nécessaire pour enfoncer la pointe de 20cm est noté en fonction de la longueur totale des tiges introduites dans le sol.
- La fin de l'essai correspond à la satisfaction de l'une des conditions suivantes :
 - ✓ La profondeur déterminée préalablement est atteinte;
 - ✓ L'enfoncement sous 100 coups de mouton est inférieur ou égal à 20cm ou l'enfoncement sous 50 coups est inférieur à 10 cm;
 - ✓ Le rebond du mouton est supérieur à 5cm;
 - ✓ La mesure de couple effectué à la clé dynamométrique dépasse 200N.m [21].

d) Expression des résultats

Les résultats sont présentés sous forme de graphiques, avec les valeurs du nombre de coups N_{d20} pour un enfoncement de 20cm (sans chercher à déterminer de résistance dynamique), en fonction de la profondeur et en notant les valeurs du couple mesuré à la clef dynamométrique.

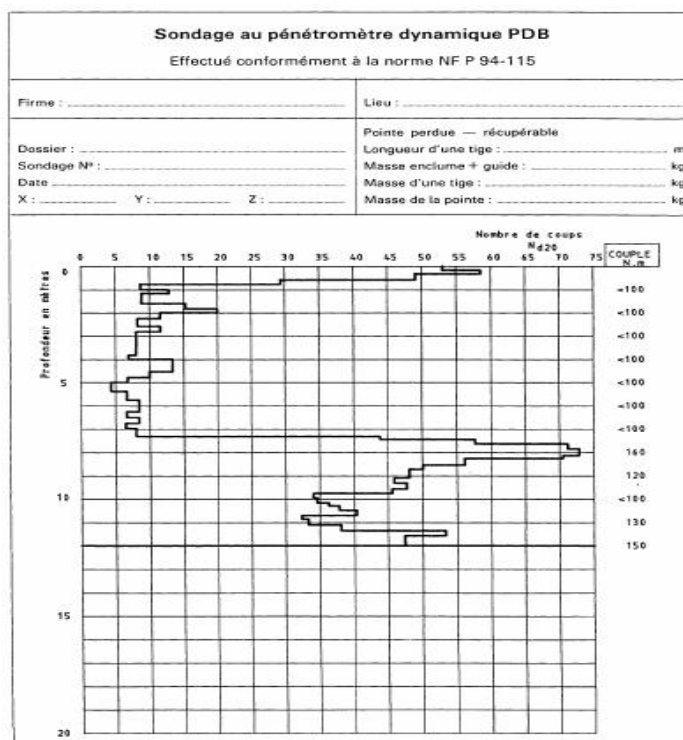


Figure II.26. Courbe de l'essai de pénétration type B [23].

Tableau II.3. Les principales caractéristiques des deux pénétromètres normalisés [26].

Désignation	Pénétromètre dynamique type A (PDA, NF P94-114)	Pénétromètre dynamique type B (PDB, NF P94-115)
Masse du mouton (kg)	32 à 128	64
Hauteur de chute (m)	0.75	0.75
Cadence de battage (Coups/mm)	15 à 30	15 à 30
Masse enclume+ tige guide (kg)	<25	<25
Longueur de tige (m)	1 à 2	1 à 2
Masse d'une tige (kg/m)	4	<8.5
Diamètre extérieur d'une tige (mm)	42.5	34
Angle au sommet du cône (°)	90	90
Section droite A du cône (cm ²)	30	20
Diamètre du cône (mm)	61.8	50.5
Plage N de coups/10cm (Nd10)	2 à 30	-
Plage N de coups/20cm (Nd20)	-	1 à 100
Injection de boue	Oui	Non

e) Estimation de la portance du sol

La capacité portante admissible à partir de la mesure de résistance de pointe R_P du pénétromètre dynamique est donnée par la règle de l'Herminier : $q_{adm} = R_P / 20$.

Limites de l'essai

- Ne permet pas le calcul de valeur de tassement;
- Ne donne qu'une approche de la capacité portante et doit être complété par des essais pressiométriques;
- Doit être interprété avec prudence (implique une sécurité dans le dimensionnement des fondations);
- Pas de valeur de tassement (autrement que corrélation avec essai pressiométrique);
- Risque de refus rapide sur une couche dure laissant incertain le sol sous la fondation.

II.3.2.Essai de pénétromètre statique**II.3.2.1.Cône pénétration test - CPT (NF P 94-113)****II.3.2.1.1.Principe de l'essai**

L'essai de pénétration statique s'applique à tous les sols fins et les sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20mm. La longueur de pénétration est limitée à la force de réaction de l'appareillage. Il est surtout utilisé pour le dimensionnement des pieux mais peut également servir à la classification des sols.

Il consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse constante et à l'aide d'un vérin hydraulique, une pointe terminée par un cône. Un dispositif particulier permet de mesurer la résistance à la pénétration du cône, ainsi qu'éventuellement, le frottement latéral mobilisé sur une longueur donnée.

Pendant le fonçage, des mesures de la résistance à la pénétration du cône, de la résistance totale à la pénétration et/ou du frottement sur le manchon peuvent être enregistrées soit mécaniquement (CPTM pour mécanique), soit électriquement (CPT électrique et piézocône ou CPTU) [27].

II.3.2.1.2. Appareillage

La structure de réaction transmet au train de tiges un effort de fonçage qui, pour les pénétromètres statiques classiques, est de 100kN. La pointe a un diamètre égal à celui des tiges et est enfoncée dans le sol à une vitesse constante généralement de 20 mm/s. Les systèmes de mesure enregistrent au moins la longueur de pénétration et la résistance à la pénétration du cône et éventuellement le frottement latéral local.

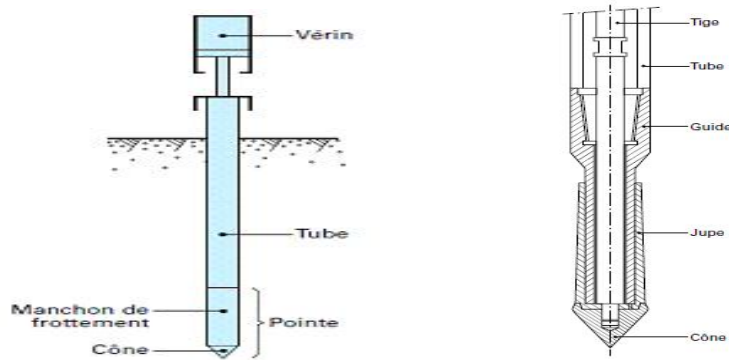


Figure II.27. Schéma du CPT et de sa pointe mécanique statique[27].

a. Les différents cônes CPT

La photo ci-après montre quelques modèles de pointes. Plusieurs sections sont possibles comportant une partie conique surmontée d'une partie cylindrique. Il y a plusieurs diamètres de cône : 15 mm, 35,7 mm, 55 mm, ... mais seul le cône de $\varnothing = 35.7$ mm (section droite de 10 cm^2) est normalisé (cône Gouda).



Figure II.28. Photographie de cônes CPT [27].

b. Les cônes CPTU ($\varnothing 35.7 \text{ mm}$)

Il existe deux types de pointes piézocône qui dépendent de la position du filtre. Si le filtre est sur la pointe du cône la position est dite u_1 . Si le filtre se trouve juste derrière la pointe du cône la position est dite u_2 (la plus commune).

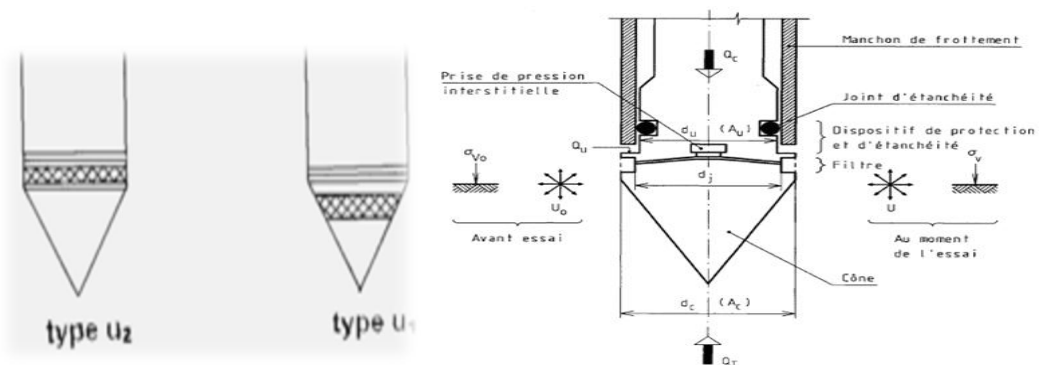


Figure II.29. Schéma des deux types de cônes CPTU et principe de l'extrémité d'une pointe [27].

II.3.2.1.3. Réalisation de l'essai

La norme impose de respecter un certain nombre de conditions et fixe notamment la vitesse de pénétration dans le terrain, qui doit être de 2 cm/s. Les pénétromètres normalisés diffèrent par les modalités de fonçage de l'appareil et par le mode de mesure de la résistance de pointe. Tous les types de sondes sont utilisés selon les terrains et selon les nécessités des études : pointe mécanique, pointe électrique et piézocône [28].

a. Fonçage dans le terrain: Il est nécessaire de disposer d'une réaction d'au moins 100kN, mais il existe des appareils prévus pour 250 kN. Cette réaction est obtenue généralement à l'aide d'un camion lesté. Le camion contient un abri de mesure et un ensemble d'appareils pouvant inclure un ordinateur et un traceur reproduisant en temps réel la courbe de pénétration.

b. Mesure de la résistance de pointe:

- **Pointe mécanique:** l'effort de pointe est mesuré par l'intermédiaire d'un train de tiges centrales au train de tubes et poussant sur le cône. La mesure est discontinue.
- **Pointe électrique :** l'effort de pointe est mesuré par un peson à jauges de contraintes ou à corde vibrante incorporé à cette pointe. Du point de vue opérationnel, cela implique l'utilisation de tiges de fonçage creuses, à l'intérieur desquelles on doit faire passer le câble électrique conducteur des informations. La mesure est continue.



Figure II.30. Cône pénétration test - CPT.

II.3.2.1.4. Expression ces résultats

- **Effort total de pénétration Q_t :** Force totale nécessaire pour enfoncer dans le sol, sans choc, ni vibration, ni rotation le train de tiges avec à sa base une pointe terminée par un cône, exprimée en kN. L'effort total est donné pour la profondeur atteinte à la base du cône.
- **Effort apparent sur le cône Q_c et résistance apparente à la pénétration du cône q_c :** L'effort total apparent sur le cône est la force nécessaire pour enfoncer

dans le sol, sans choc ni vibration, ni rotation, le cône seul de la pointe pénétrométrique. La résistance apparente à la pénétration du cône est obtenue en divisant l'effort total apparent sur le cône par la surface A_c de la base du cône:

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \text{ (MPa)}$$

Q_t : effort total de pénétration (KN);

Q_c : effort apparent sur le cône (KN);

q_c : la résistance apparente à la pénétration du cône (MPa).

- **Effort total de pénétration Q_{st}** : force obtenue par différence entre l'effort total de pénétration du train de tige Q_t et l'effort total apparent Q_c sur le seul cône :

$$Q_{st} = Q_t - Q_c$$

Q_{st} : effort total de pénétration (KN).

Ces valeurs sont affectées à la profondeur atteinte par la base du cône.

- **Effort de frottement latéral local Q_s et frottement latéral unitaire local f_s** : le frottement latéral unitaire local f_s est obtenu conventionnellement en divisant la force Q_s nécessaire à l'enfoncement du manchon de frottement par sa surface latérale:

$$f_s = \frac{Q_s}{A_s}$$

Q_s : effort de frottement latéral local (KN);

f_s : frottement latéral unitaire local (MPa);

A_s : la surface latérale du manchon de frottement (m^2).

Cette valeur attribuée à la profondeur correspond au milieu du manchon de frottement.

Le diamètre du manchon (d_s) est supérieur ou égal au diamètre de la partie cylindrique du cône (d_c).

- **Rapport de frottement R_f** : Le rapport R_f est le quotient du frottement latéral unitaire local f_s par la résistance apparente à la pénétration du cône q_c mesurée à la même profondeur (et non au même instant).

$$R_f = \frac{f_s}{q_c}$$

R_f : Rapport de frottement (sans unité).

- **Indice de frottement I_f** : est le quotient de la résistance apparente à la pénétration du cône q_c par le frottement latéral unitaire local f_s mesuré à la même profondeur (et non au même instant).

$$I_f = \frac{q_c}{f_s}$$

I_f : Indice de frottement (sans unité).

Remarque : Les résultats sont présentés sous forme de graphiques, avec au moins la courbe de résistance à la pénétration du cône q_c en fonction de la profondeur. La figure II.36 donne la variation de q_c et de R_f en fonction de la profondeur.

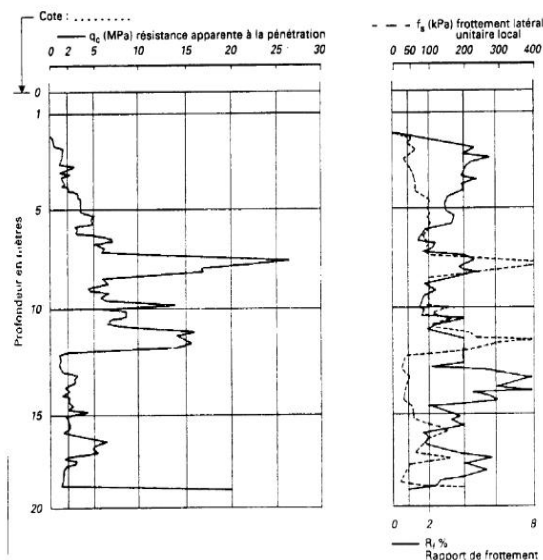


Figure II.31. Courbe de l'essai de pénétration statique CPT.

II.3.2.1.5. Identification des sols

Certains auteurs ont proposé des abaques de classification des sols développés à partir des mesures effectuées au pénétromètre statique, q_c et R_f . Cette approche nécessite une bonne connaissance de la géologie du site ou l'exécution préalable d'un sondage carotté proche des essais de pénétration statique. Un des abaques souvent utilisé est celui de Robertson et Campanella (la figure II.31).

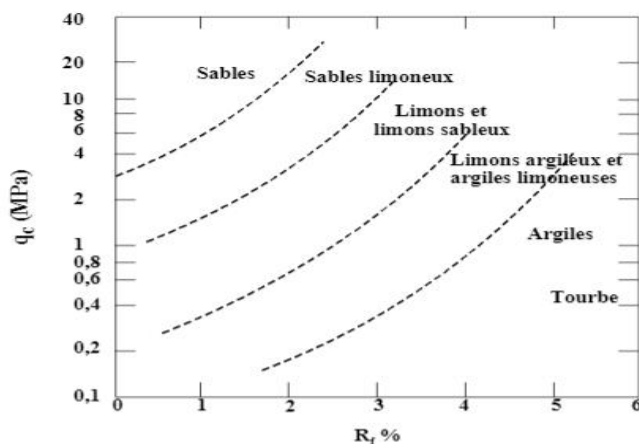


Figure II.32. Abaque d'identification des sols d'après Robertson & Campanella [28].

II.3.2.1.6. Ordre de grandeur des résistances de pointe q_c

Le tableau II.4 (fasc. 62 titre V : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil) donne un classement des sols en fonction de q_c en vue du dimensionnement des fondations d'ouvrages de génie civil.

Tableau II.4. Classification des sols d'après q_c .

Classe de sol		DESCRIPTION	PENETROMETRE q_c (MPa)
Argiles limons	A	Argiles et limons mous	< 3
	C	Argiles et limons fermes	3 - 6
	C	Argiles très fermes à dures	> 6
Sables, graves	A	Lâches	< 5
	B	Moyennement compacts	8.5 - 15
	C	Compacts	> 20
Craies	A	Molles	< 5
	B	Altérée	> 5
	C	Compactes	-
Marne MARNO- CALCAIRES	A	Tendres	-
	B	Compacts	-

II.3.2.1.7. Les avantages et les inconvénients de CPT

Le CPT convient en général très bien pour les sols pulvérulents et les sols cohérents mous à moyennement raides. De ce fait, il est important de connaître le contexte géologique du site afin d'estimer les possibilités d'utilisation. Pour les ouvrages courants, le CPT pourra être couplé à des reconnaissances usuelles (pelles, tarières ...). Pour des ouvrages plus complexes, on ajoutera d'autres essais (pressiomètre, carottage, laboratoire, ...).

Les avantages du CPT sur les autres méthodes de reconnaissance in situ sont [29] :

- La production d'un profil continu de paramètres de sols sur toute la hauteur d'investigation;
- Pas d'incertitudes liées au remaniement du sol;
- L'élimination des incertitudes liées à l'opérateur (l'essai étant parfaitement répétitif);
- La rapidité d'exécution (jusqu'à 80m/jour environ voire plus dans les sols peu résistants);
- Le coût très compétitif par rapport aux sondages pressiométriques.

Les inconvénients :

- Le risque de refus sur les couches relativement dures même si elles sont minces;
- Pas de prélèvement du sol;
- La difficulté d'accès pour les camions CPT pour certains types de sols, ou sites;
- La difficulté d'ancrage pour les machines dites « légères ».

Ces inconvénients peuvent être gérés en préconisant le CPT dans les zones où il est bien adapté. Globalement, le CPT peut être utilisé dans les zones telles que les Flandres, la Champagne, les zones alluvionnaires, les zones compressibles [29].

II.3.2.1.8. Domaines d'application

D'une manière générale, le CPT est bien adapté pour [29]:

- Les ouvrages présentant des charges relativement faibles ou relativement réparties, tels que les maisons, les petits immeubles, les surfaces commerciales, les entrepôts... ;
- La capacité portante des fondations superficielles et profondes;
- La recherche de couches compressibles;
- Les problèmes spécifiques liés à la liquéfaction;
- La stratigraphie fine.

II.3.3. Essai de pénétration au carottier (Standard penetration test) S.P.T**II.3.3.1. Principe de l'essai**

L'essai consiste à déterminer la résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalisé battu en fond d'un forage préalable [30].

II.3.3.2. Domaine d'application

L'essai de pénétration au carottier s'applique aux sols fins et grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20 mm.

II.3.3.3. Appareillage

L'appareillage est composé:

- D'un équipement de forage et de tenue de la paroi;
- D'un dispositif de battage;
- D'un train de tiges;
- D'un carottier et d'un système de mesures.

L'équipement de forage doit permettre de réaliser un trou de forage nettoyé avant l'insertion du carottier (Figure II.33) et doit garantir que l'essai de pénétration sera réalisé dans un sol relativement peu remanié.

- Le mouton a une masse de 63,5 kg et une hauteur de chute de 0,76 m ; il tombe à une cadence de battage de 15 à 30 coups par minute. Le tube central du carottier est fendu pour faciliter l'extraction de l'échantillon de sol.

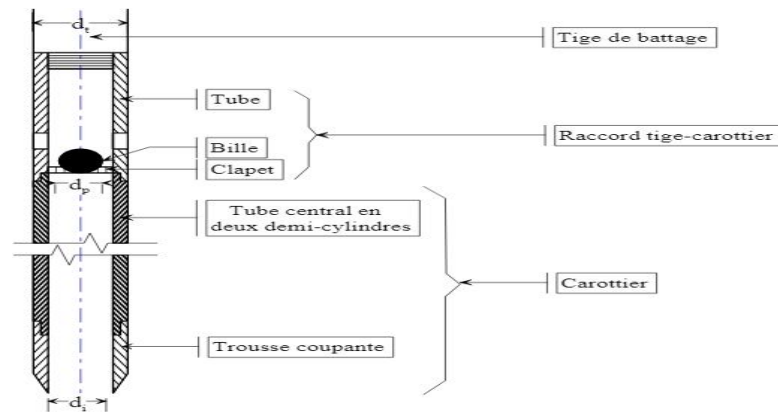


Figure II.33. Coupe du carottier SPT [30].

II.3.3.4. Réalisation de l'essai

Après la pénétration initiale du carottier solidaire de l'ensemble du train de tiges, l'essai est exécuté en deux phases[30]:

- **Enfoncement d'amorçage:** on note le nombre de coups de mouton pour enfoncer le carottier de 15 cm.
- **Enfoncement d'essai:** on note le nombre N de coups de mouton pour enfoncer le carottier de 30 cm supplémentaires. Ce nombre N caractérise la résistance à la pénétration. Après chaque essai, le carottier est remonté à la surface pour récupérer l'échantillon de sol remanié.

II.3.3.5. Expression des résultats

En fonction de la profondeur, on donne l'enfoncement sous le poids mort et le nombre de coups de mouton nécessaire pour chaque intervalle successif de 15 cm (15 cm + 15 cm) ou le refus pour 50 coups de mouton pour l'un ou l'autre des intervalles. On décrit également les sols qui ont été identifiés.

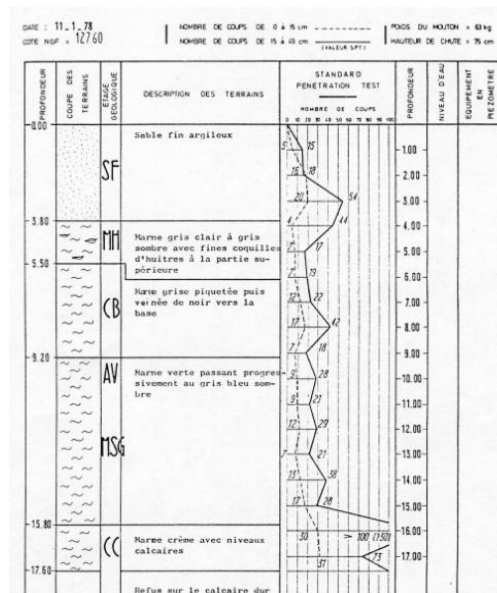


Figure II.34. Sondage effectué au SPT [30].

II.3.3.6. Les avantages

- S'étend sur un test standard, sans dépenses excessives ;
- S'effectue sur tout terrain, tout au plus, en changeant l'échantillonneur cylindrique creux avec une extrémité conique pour les matières grossières ;
- Interprétation sûre du résultat ;
- Essai plus rapide que l'essai pressiométrique;
- Essai donnant des résultats plus satisfaisant que l'essai pénétromètre dynamique;
- Possibilité de multiplier les points de sondages sur un terrain

II.3.3.7. Les inconvénients

- Le test est discontinu et ponctuel ;
- Les résultats ne peuvent être liés qu'empiriquement avec les paramètres géotechniques, car il simule le comportement du sol sous une charge statique ;
- Les résultats peuvent être fortement influencés par le type d'équipement et les modalités d'exécution;
- Non adapté au sols hétérogènes ou dures;
- Aucune identification visuelle du sol. L'identification se fait par abaque;
- Il est préférable de réaliser un sondage carotté en complément;
- Risque de refus sur une couche dure lamellaire.

II.3.4. Essai de préssiométrie

II.3.4.1. Définition

Le pressiomètre est un appareil de mesure in situ des propriétés mécaniques des sols, constitué essentiellement d'une sonde cylindrique, dilatable introduite dans un trou de sondage (selon divers procédés). La sonde suit les déformations radiales du trou en fonction de la pression exercée sur les parois [31].

II.3.4.2. Objectif de l'essai

Cet essai fait l'objet de la norme française NF P 94-110-1. Les informations recueillies grâce au forage ainsi que les caractéristiques mécaniques obtenues lors des essais permettent[32] :

- D'apprécier la succession des couches de sol et éventuellement leur nature ;
- De définir l'aptitude des terrains à recevoir certains types de constructions et d'orienter le choix des fondations d'ouvrages ;
- De dimensionner les fondations ;
- D'évaluer les déplacements des structures en fonction des sollicitations auxquelles elles sont soumises.

II.3.4.3. Principe de l'essai

Le procédé consiste à introduire dans le sol, une sonde cylindrique dilatable. (Cette sonde est reliée à un appareil de mesure pression-volume, appelé Contrôleur Pression Volume (CPV), situé à la surface du sol. L'essai permet d'obtenir une courbe "pression appliquée-volume injecté", représentative de la relation contrainte déformation jusqu'à la rupture du sol en place. Pour cela on injecte de l'eau sous pression dans la sonde de mesure qui vient déformer le sol. Le volume injecté et la pression appliquée sont mesurés. Le volume d'eau injecté nous renseigne sur la déformation du sol, et la pression de l'eau nous renseigne sur la contrainte reprise par le sol [31].

L'exploitation des résultats permettra de connaître deux caractéristiques pressiométriques importantes du sol que l'on utilise pour le dimensionnement des fondations :

- p_l : pression limite du sol (caractéristique de rupture du sol) ;
- E_M : module pressiométrique Ménard (caractéristique de déformabilité du sol).

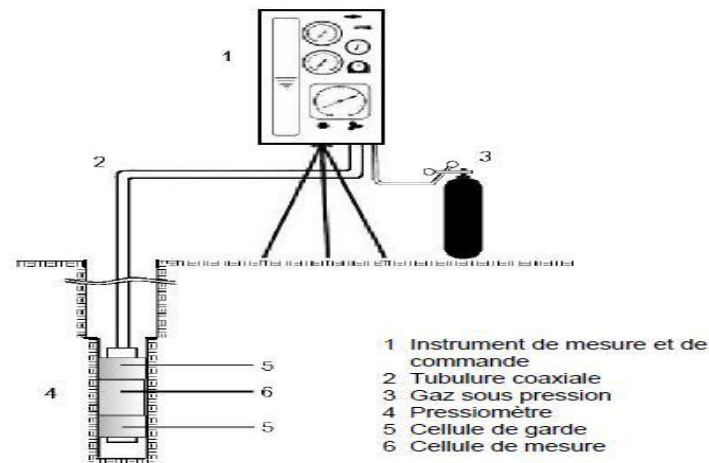


Figure II.35. Schéma de principe de l'essai pressiométrique [32].

II.3.4.4. Types de pressiomètre

Plusieurs générations d'appareils ont été fabriquées en gardant le principe de base. Ces appareils diffèrent selon la géométrie, le nombre de cellules et le mode de la mise en place. Reposant sur le mode de la mise en place, on distingue trois (03) types de pressiomètres [32]:

a. Pressiomètres avec forage préalable (PFP)

La sonde pressiométrique est introduite dans une cavité légèrement surdimensionnée, ces appareils sont utilisables dans tous les types de sols et les roches tendres. Le pressiomètre MENARD est de ce type, il comprend une sonde introduite dans un forage réalisé soit à la main (pré forage) ou par la sonde elle-même (dans le cas des pressiomètres Auto foreurs), elle comporte trois (03) cellules cylindriques dilatables radialement, une (01) cellule centrale dite de mesure, et deux (02) cellules d'extrémité dites de garde.

b. Pressiomètres auto foreurs (PAF)

Pour éviter le remaniement du sol dans le cas du préforage, le LCPC et l'université de Cambridge ont conçu un autre type de pressiomètre, le PAF et le CSPB respectivement. Ces pressiomètres ont l'avantage de réaliser eux même le forage (trou) avec le minimum de remaniement. La sonde est munie d'un outil situé à la base qui fore le trou et broie les éléments qui sont ensuite évacués vers la surface. L'essai pressiométrique au PAF est mené jusqu'à une déformation de 20%.

c. Pressiomètres fonnés

Les pressiomètres fonnés sont vérinés ou battus dans le sol, ils regroupent le pressiopénétrömètre, le pressiomètre à refoulement total et le pressiomètre Stressprobe à sonde creuse. Ils étaient tous conçus à l'origine pour utilisation en mer.

II.3.4.5. Forage pressiométrique

Le forage doit être réalisé à l'aide d'outils de foration adaptés au cas par cas au terrain rencontré, conformément aux prescriptions de la norme, afin que [32] :

- ✓ Le trou de forage soit correctement calibré au diamètre de la sonde pressiométrique,
- ✓ Le sol au bord du trou ne soit pas complètement déstructuré par l'outil et le fluide de forage.

La technique doit être adaptée au type de terrain à sonder. La longueur maximale de forage sera choisie pour que les parois du forage soient les moins altérées possibles. Elles seront d'autant plus faibles que le sol est lâche ou compressible(le tableau 5).

Tableau II.5. Diamètres correspondants aux forages [33].

Code	Diamètre de la sonde Mm	Diamètre du forage mm	
		min	max
EX	32	38	
AX	44	52	
BX	58 - 60	66	
NX	72 - 74	80	

Tableau II.6. Méthodes de réalisation des forages pressiométriques [33].

Nature des terrains	Forage préalable									
	Rotation*					Battage				
	TAM	T.IN°	THC	O.DG.IN	CAR	ROTOP	CARBat	CARVbf	TF EM	
Vase et argile molles	-	R°	-	O°	-	-	O(CPMF)	-	-	
Argiles moyennement compactes	R	R°	R	R°	-	O°	-	-	O	
Argiles compactes et marnes raides			R	R°	R°	O°	-	-	-	
Limons	au-dessus de la nappe	R	O°	R	O°	-	O°	O	O	O
	sous la nappe	-	R°	-	O°	O°	O°	-	-	O**
Sables lâches	au-dessus de la nappe	R	R°	O	O°	-	O°	-	-	O
Sables moyennement compacts et compacts	sous la nappe	-	R°	-	O°	-	O°	-	-	-
	Sols grossiers : graviers, galets....	R	R°	R	R°	-	R°	O	O	O**
Roches	Altérées			O	O°		R°	O	O	O
	Tendres			R	R	O	R°	O	O	

R : Recommandé

O : Toléré

- : Non toléré

BAT : Battage

TF : Tube fendu

TFEM : Tube fendu avec enlèvement simultané des matériaux

■ : Inadapté.

O.DG : Outil désagrégateur

ROTOP : Roto percussion

IN : Avec injection de boue

VBF : Vibrofonçage

** : Avec dispositions particulières

* : Vitesse de rotation < 60 tr/min, et diamètre de l'outil inférieur ou égal à 1,15d

+ : Eventuellement forage préalable en petit diamètre (dt < ds)

° : Injection avec boue (pression < 500kPa - débit < 15 l/min) si rotation = pression sur outil < 200kPa.

Tableau II.7. Longueur maximale d'une passe d'un forage avant essai [33].

Nature des terrains		Longueur maximale de forage fait avant l'essai (m)
Vase et argile molles		1**
Argiles moyennement compactes		3
Argiles compactes et marnes raides		5
Limons	au-dessus de la nappe	5
	sous la nappe	3
Sables lâches	au-dessus de la nappe	3
	sous la nappe	1**
Sables moyennement compacts et compacts		5
Sols grossiers : graviers, galets....		5
Roches	Altérées	5
	saines	*

* longueur maximale correspondant au poste de travail;

** ou intervalle entre deux essais consécutifs.

II.3.4.6. Déroulement de l'essai

II.3.4.6.1. Le pressiomètre avec forage préalable (Pressiomètre de Ménard)

Le C.P.V est rempli d'eau et est mis en relation avec la sonde de mesure par les tubulures de connexion. Le refoulement de l'eau dans la sonde est obtenu par application de pressions croissantes sur la surface supérieure de l'eau au moyen d'un gaz comprimé. La sonde pressiométrique est introduite dans une cavité pré-forée, légèrement surdimensionnée, réalisée soit à la tarière à main, soit de manière mécanique suivant la nature du sol. Elle comporte trois cellules [33] :

- ✓ Une cellule de mesure centrale (d'un diamètre compatible avec les diamètres des outils de forage usuels) constituée d'un tube métallique revêtu d'une membrane en caoutchouc gonflée avec de l'eau, exerçant une pression radiale sur les parois du forage;
- ✓ Deux cellules de garde de même conception, disposées aux extrémités de la cellule centrale et gonflées à l'air, tout au moins pour des essais effectués à des profondeurs <15m.

Pour des profondeurs supérieures, il est recommandé de gonfler également à l'eau les cellules de garde, de façon à annuler la différence de pression en cellules due à la pression hydrostatique interne. L'intérêt des cellules de garde est d'assurer une répartition cylindrique uniforme des contraintes et des déformations au niveau de la cellule de mesure et ainsi de neutraliser les perturbations d'extrémité.

Le chargement se fait par paliers de pression, chacun durant 60 secondes. L'essai continue jusqu'à attendre la pression limite, définie ci-après.

Cependant, la norme stipule de finir l'essai s'il comporte au moins 8 paliers de pression et si une des conditions suivantes est vérifiée [31] :

- ✓ Le volume d'eau injectée a atteint le double de celui du début de la phase pseudo élastique;
- ✓ En fin trois paliers ont été appliqués après la pression de fluage et quatre avant palies ou est la huitième. En fin d'essai le déchargement se fait sans palier. Pour un niveau de pression donné, on lit au CPV le volume d'eau descendue dans la cellule de mesure, ce qui correspond à l'augmentation du volume de la cavité, la lecture se fait après 15, 30 et 60 secondes du début de palier.

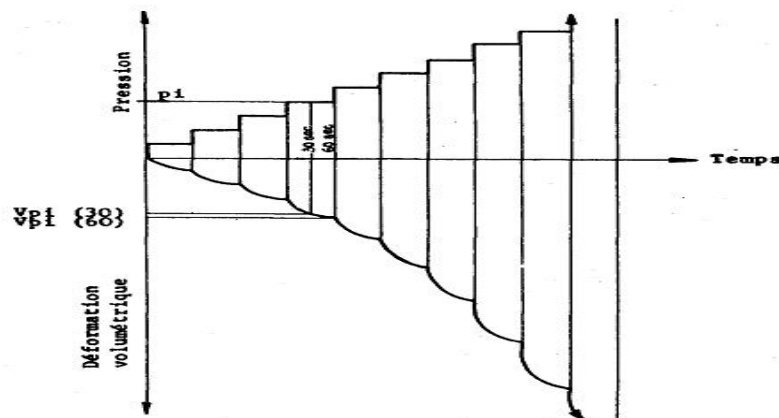


Figure II.36. Chargement par palier en fonction du temps [31].

L'essai étant rapide, donc en conditions non drainées, il s'interprète en contraintes totales. Une courbe d'expansion type, représentée sur la (figure II.37), permet d'obtenir le module pressiométrique E_M , la pression limite pressiométrique P_l , la pression de fluage P_f et la pression de contact avec le terrain P_0 . Se décompose habituellement en trois phases [29]:

- **Une première phase de recompactage du sol autour de la sonde pressiométrique** : ($0 \leq P \leq P_0$; $0 \leq V \leq V_0$) elle résulte de l'expansion de la membrane jusqu'au moment où celle ci vient épouser le contour du trou foré préalablement. D'après Fawaz, Baguelin et al définissent P_0 , la pression lue sur la courbe pressiométrique qui correspond au volume V_0 comme le début de la partie linéaire sur cette courbe. Théoriquement la pression P_0 dans la sonde est alors la pression naturelle de terre .
- **Une deuxième phase dite pseudo-élastique** : ($P_0 \leq P \leq P_f$; $V_0 \leq V \leq V_f$), caractérisée par une réponse approximativement linéaire du sol. La pression atteinte à la fin de cette phase est la pression de fluage P_f . Cette partie de la courbe permet de définir le module pressiométrique Ménard E_M donné par une expression . Un module pressiométrique G_M est également déduit à partir de E_M .

$$G_m = \frac{E_m}{2(1+\nu)}$$

G_m : module pressiométrique (MPa);

E_m : module pressiométrique Ménard (MPa).

ν : Le coefficient de poisson (sans unité).

- **Une troisième phase:** ($P_f \leq P$; $V_f \leq V$), correspond à l'apparition d'une forte non-linéarité de la courbe d'expansion due à la mise en plasticité du sol. Pour les très grandes déformations, la pression tend vers une valeur limite. C'est la pression limite, notée définie comme l'asymptote de la courbe pressiométrique quand le volume tend vers l'infini. En pratique il est difficile, voire impossible, d'accéder à cette valeur de la pression ; la pression limite est alors définie comme la pression provoquant le doublement du volume initial de la sonde ($V_{lc} = 2V_0$), c'est la pression limite conventionnelle, notée P_{lc} .

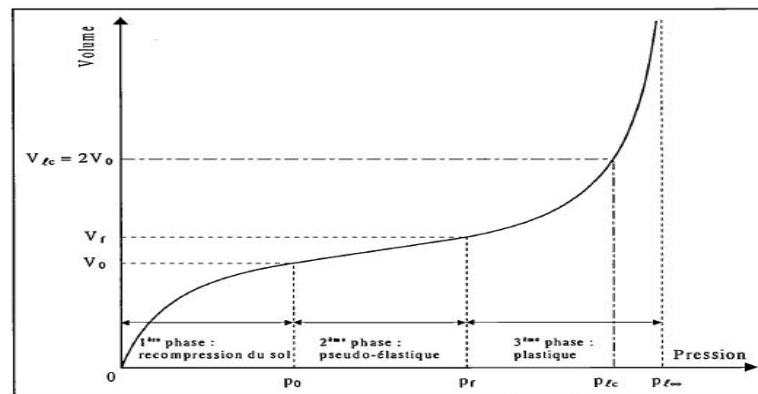


Figure II.37. Pressiomètre avec forage préalable - Courbe d'expansion type [33].

L'exploitation de cet essai est essentiellement basée sur une interprétation directe, et repose sur des formulations empiriques. Le rapport E_m/P_{lc} permet notamment de classer les sols en différentes catégories.

α : Étant un paramètre représentatif du sol, fonction du rapport E_m/P_l .

II.3.4.6.2. Le Pressiomètre auto foreur

Les pressiomètres auto foreurs sont équipés d'un système de forage et sont donc mis en place directement, avec le minimum de remaniement du sol testé. Les courbes pressiométriques obtenues à partir du PAF ne présentent pas la phase de rechargement observée sur les courbes issues du pressiomètre Ménard (Figure II.38). La pression de départ est donc la pression totale horizontale des terres au repos (P_0), et la concavité de la courbe est monotone. Le chargement peut se faire à pression ou à déformation contrôlée. Pour une utilisation pratique de la courbe pressiométrique, Baguelin et al ont été amenés à définir plusieurs modules :

- ✓ un module initial tangent G_{p0} , deux modules de cisaillement sécants G_{p2} et G_{p5} définis entre la pression P_0 et les pressions P_2 et P_5 (P_i est la pression correspondant à la déformation $\frac{\Delta V}{V_0} = i\%$).

- ✓ Le module d'Young est alors donné par l'expression de Lamé :

$$E = 2(1+\nu) G$$

E : Module de Young (kN/m²);

G : le module de cisaillement (KPa)..

- ✓ Baguelin et al. ont également défini un coefficient d'identification des sols, noté B , qui caractérise l'allure des courbes $\frac{\Delta V}{V_0} = f(P)$.
- ✓ Le coefficient d'identification β caractérisant le type de sol est défini en fonction des pressions P_0 , P_5 et P_{20} par la relation suivante:

$$\beta = \frac{P_{20} - P_5}{P_{20} - P_0}$$

Le comportement du sol au cisaillement affecte la forme de la courbe pressiométrique, le coefficient B dépend donc de la nature du sol. Baguelin et al donnent la classification présentée au tableau suivant :

Tableau II.8. Valeur de β suivant la nature du sol .

	Argilessensibles	Argiles	Sables compressibles	Sablesdilatants	Sables trèsdilatants
β	< 25	[25 - 40]	[35 - 50]	[25 - 40]	> 60

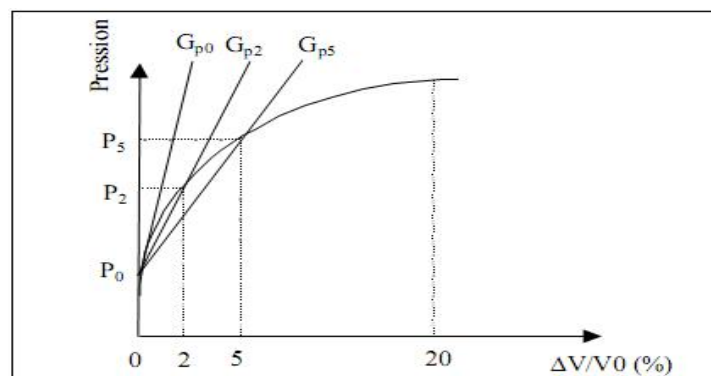


Figure II.38. Pressiomètre auto foreur - Interprétation de la courbe d'expansion[31].

II.3.4.7.Expression des résultats

II.3.4.7.1. Détermination du module pressiométrique Ménard EM

Partant de la formule fondamentale de l'expansion Δr d'une cavité cylindrique de diamètre r sous l'action d'un accroissement de pression ΔP , on a [30]:

$$\frac{\Delta r}{r} = \Delta P (1+\nu) / E$$

A partir de pente de la droite pseudo-élastique voire la figure II.36 . On calcule le module pressiométrique, noté E_M comme suit :

$$E_M = \frac{2(1+\nu) \left[V_s + \frac{V_0 + V_f}{2} \right] (P_f - P_0)}{V_f - V_0}$$

Avec:

V_s : volume de la cellule centrale (m^3) (de l'ordre de 535 cm^3 pour les cellules standard) selon les normes françaises NF P94-110-1;

(P_0, V_0) et (P_f, V_f) : sont respectivement les points du début et la fin de la phase pseudo élastique. La fin de cette phase correspond à une pression de fluage P_f .

La détermination du module E_M est l'opération la plus délicate dans l'essai pressiométrique. Du fait du remaniement du trou de forage, le module pressiométrique E_M sera toujours plus faible que le module réel du sol.

L'expression précédant est obtenue à partir de l'analyse théorique de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique isotrope et homogène.

II.3.4.7.2. Détermination de la pression de fluage P_f

La pression de fluage P_f est obtenue par exploitation graphique du diagramme $(P, \Delta V_{60/30})$, voir (Figure II.39).

$\Delta V_{60/30}$: est la variation de volume du liquide injecté dans la cellule centrale de mesure entre les temps $t = 30 \text{ s}$ et $t = 60 \text{ s}$ après le début du palier de pression P .

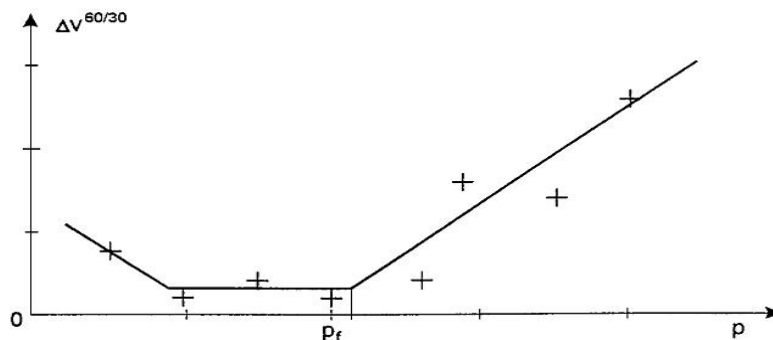


Figure II.39. Courbe de fluage pressiométrique [31].

II.3.4.7.3. Détermination de la pression limite P_l

Lorsque la pression appliquée sur les parois du forage par la sonde dépasse la pression de fluage P_f le sol entre en plastification et par convention, la pression limite est la pression qui entraîne le doublement de la cellule centrale de mesure après la pression P_0 . Elle correspond à un volume injecté.

$$V_l = V_s + 2 V_0$$

La pression limite est la pression qui correspond à la plastification de tout le massif. Dans la pratique, cette pression est difficile à atteindre, c'est pourquoi on adopte la pression limite conventionnelle correspondant au doublement du volume de la sonde.

II.3.4.7.4. Pression limite nette, pression de fluage pressiométrique nette

Les pressions nettes p^* sont comptées par rapport à la contrainte totale horizontale qui régnait dans le sol avant introduction de la sonde pressiométrique.

$$P_l^* = P_l - \sigma_{h0}$$

$$P_f^* = P_f - \sigma_{h0}$$

$$\sigma_{h0} = K_0(\sigma_{v0} - \mu_0) + \mu_0$$

P_{le}^* : Pression limite nette équivalente (MPa);

σ_{h0} : Contrainte horizontale initiale (kN/m²);

σ_{v0} : Contrainte verticale initiale (kN/m²);

K_0 : est le coefficient des terres au repos, par rapport aux contraintes effectives horizontale et verticale.

Cette Pression introduit dans le calcul de la capacité portante du sol de fondation, d'après la méthode pressiométrique.

$$P_{le}^* = P_l^* \left(D + 2 \cdot \frac{B}{3} \right)$$

$$q_l' = q_0' + k_p \cdot P_{le}^*$$

q_0' : est la contrainte verticale effective au niveau de la fondation après travaux (kN/m²);

k_p : est le facteur de portance pressiométrique, déterminé en fonction de la forme de la fondation, de la nature et des caractéristiques pressiométriques du terrain en place;

D : l'encastrement de la fondation (m);

B : la largeur de la fondation (m).

II.3.4.7.5. Profile pressiométrique

Les valeurs du module pressiométrique, de la pression de fluage, et de la pression limite obtenues au pressiomètre sont systématiquement représentées en fonction de la profondeur sur des tableaux synoptiques, en parallèle avec les résultats géologique, les courbes d'avancement de l'outil et les courbes de battage, le niveau de la nappe, etc. La présentation simultanée de ces divers résultats permet de définir des profils géotechniques comme par exemple celui représenté à (la figure II.40).

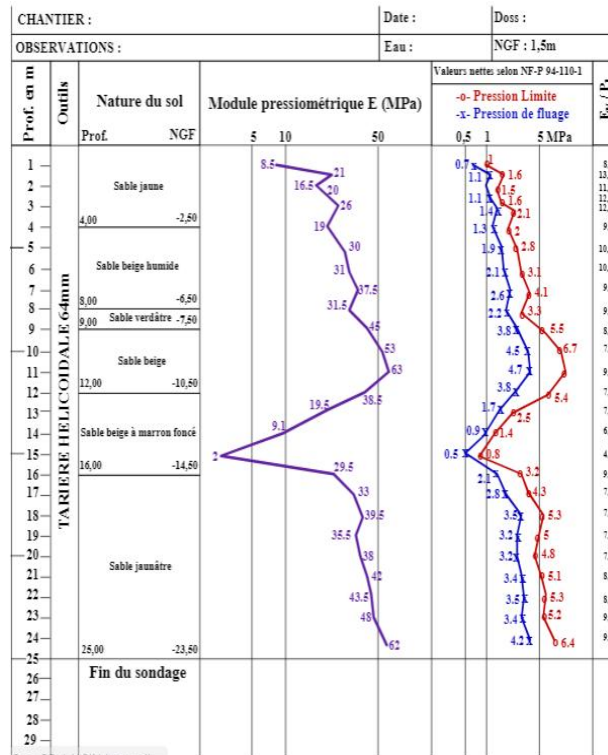


Figure II.40. Profil pressiométrique [31].

II.3.4.7.6. Courbe pressiométrique corrigée

Les valeurs de pression P_r lues au manomètre et de volume V_r lues au CPV sont corrigées et permettent de tracer la courbe pressiométrique corrigée (Figure II.40). Pour les pressions, la pression réelle P appliquée par la cellule centrale au sol est égale à :

$$P = P_r + P_h - P_e$$

P_h : la pression hydrostatique au niveau de la cellule centrale (MPa);

P_e : résistance propre de l'ensemble membrane-gaine et éventuellement du tube lanterné, pour un volume donné (le volume V_r peut être corrigé de la dilatation propre des tubulures pour les pressions importantes $> 2,5$ MPa)

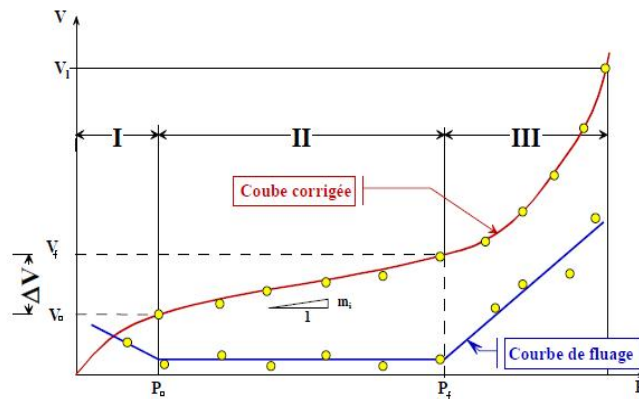


Figure II.41. Courbe pressiométrique corrigée [33].

II.3.4.7.7. Relation entre P_1 et E_M

Le rapport E_m/P_1 bien qu'il regroupe deux caractéristiques très différentes, du fait que l'une correspond aux petits déplacements du forage et l'autre aux grands, l'expérience a montré que celui-ci peut être un critère pratique pour apprécier et classer la raideur des matériaux étudiés. On admet selon Ménard la classification suivante :

Tableau II.9. Classification selon le rapport E_m/P_1 [31].

Argiles	$(E_M / P_1) < 5$	Argiles remaniées ou triturées
	$5 < (E_M / P_1) < 8$	Argiles sous-consolidées
	$8 < (E_M / P_1) < 12$	Argiles normalement consolidées
	$12 < (E_M / P_1) < 15$	Argiles légèrement surconsolidées
	$(E_M / P_1) > 15$	Argiles fortement surconsolidées
Sables	$(E_M / P_1) < 5$	Sables remaniés
	$6 < (E_M / P_1) < 8$	Sables et graviers immergés
	$(E_M / P_1) > 10$	Sables, sables et graviers secs et serrés

II.3.4.7.8. Ordre de grandeur des pressions limites

Tableau II.10. Classification des sols d'après P_1 [31].

CLASSE DE SOL		DESCRIPTION	PRESSIOMETRE P_1 (MPa)
ARGILES, LIMONS	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 – 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5
SABLES, GRAVES	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0-2,0
	C	Compacts	> 2,5
CRAIES	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 - 2,5
	C	Compacte	> 3,0
MARNES MARNO-CALCAIRES	A	Tendres	1,5 - 4,0
	B	Compacts	> 4,5

II.3.4.7.9. Les avantages et les inconvénients

❖ Les avantages

- Peut être réalisé dans tous les types de sols, saturés ou non;
- Peut être réalisé dans les remblais;
- Recommandé dans les calculs de tassements et capacité portante;
- Adaptable à tous types de sols précision de l'essai Optimisation des valeurs de capacité portante;
- Seul essai qui sollicite le sol in situ des petites aux grandes déformations pour permettre un véritable calcul de tassements.

❖ Les inconvénients

- Essai long à réaliser et ne pouvant pas être multiplié sur le site sans un coût élevé;
- Valeur de l'essai dépendant de la qualité du forage.

II.4. Conclusion

Pour conclure ce chapitre consacré aux moyens de reconnaissance à mettre en œuvre pour compléter l'étude géologique de surface, nous insisterons sur le fait qu'une campagne de reconnaissance doit toujours être menée avec méthode et précision.

Toute reconnaissance géotechnique d'un site nécessite la réalisation d'essais. Ces essais peuvent être soit des essais de laboratoire ou des essais in-situ. Ces derniers ont connu un développement très important, du à leur aspect pratique.

L'avantage de ces essais (essais in situ) est qu'ils permettent une reconnaissance sur un grand volume de terrain, dans des conditions économiques, contrairement aux essais de laboratoire, où des échantillons prélevés sont soumis aux essais, ce qui induit à une non représentativité des résultats. A ce problème s'ajoute le problème du remaniement de l'échantillon et celui de coût (prélèvement difficile, transport des sols).



Chapitre III

III.1. Introduction

La géophysique appliquée est la discipline qui consiste à étudier (observer, mesurer) un champ physique à la surface du sol ou dans des cavités creusées dans le sol. Ce champ physique, dont l'origine peut être naturelle ou provoquée, dépend d'un ou plusieurs paramètres caractéristiques des matériaux dont on cherche à déterminer la répartition dans le terrain.

III.2. Les méthodes géophysiques

- ✚ Les méthodes passives : appelées aussi naturelles, (elles mesurent un phénomène naturel) dont font partie la gravimétrie, la magnétométrie, la méthode tellurique, la scintillomètre, des méthodes électromagnétiques...
- ✚ Les méthodes actives: appelées aussi provoquées, (elles créent un phénomène pour en mesurer les effets et répercussions) dont font partie les méthodes acoustiques et sismiques, les méthodes électriques et des méthodes électromagnétiques.

Chaque méthode mesure un paramètre différent:

- Sismique (vitesse des ondes sismiques, m/s);
- Electrique (résistivité électrique , $\Omega.m$) ;
- Radar géologique (vitesse des ondes EM, m/ns) ;
- EM basse fréquence (conductivité électrique, ms/m) ;
- Magnétométrie (champs magnétique, nT) ;
- Gravimétrie (variation de densité, μGal).

III.2.1. Anomalie et choix des méthodes

Les variations des propriétés physiques doivent être suffisamment importantes pour que leurs effets puissent être mesurés par les instruments disponibles sur le marché. Ainsi quelque soit le type de structure recherchée et quelle que soit la méthode employée, il s'agit de mettre en évidence des structures anormales. C'est à dire des structures différant du milieu environnant par l'une ou l'autre de leurs caractéristiques physiques. Une anomalie ne peut être définie que par rapport à une norme [34].

La première question que se pose le géophysicien est donc: La structure géologique peut elle provoquer une anomalie par rapport à la norme qui est son environnement. Le contraste est-il suffisamment important pour provoquer une anomalie mesurable. Cette notion conduit tout naturellement au problème du choix des méthodes. La meilleure méthode est celle qui fournit [34] :

- ✓ Une norme aussi stable que possible ;

- ✓ Une anomalie bien marquée .

Il est important d'avoir plusieurs méthodes à disposition pour pouvoir faire des essais comparatifs. D'autre part les différentes méthodes géophysiques sont souvent complémentaires et il est généralement très utile d'en employer plusieurs conjointement. La qualité du contraste entre l'anomalie et la norme varie aussi avec [34]:

- ✓ La nature des structures ;
- ✓ La nature du terrain environnant ;
- ✓ La méthode employée .

Le choix de la méthode la mieux adaptée dépend en définitive de [34]:

- ✓ La nature des structures enfouies et leur possibilité de provoquer une anomalie sur la ou les grandeurs mesurées , donc l'existence d'un contraste entre la structure et son environnement.
- ✓ Le but des travaux de prospection et la superficie de l'aire à explorer. Il est évident que les méthodes employées ne seront pas les mêmes pour une campagne de reconnaissance générale ou pour une étude de détail portant sur un problème spécifique.
- ✓ La précision demandée. Chaque méthode et chaque technique mise en œuvre se caractérise par un certain pouvoir de résolution. Parfois la limite de résolution peut être augmentée mais en accroissant le coût assez considérablement.

Il importe donc avant de faire intervenir une prospection géophysique dans l'étude de son projet que le maître d'œuvre essaie d'en évaluer les chances de réussites, il doit donc avoir son objectif bien en tête et le définir aussi explicitement que possible. Il doit bien savoir ce qui peut être accompli et qui ne le peut pas, savoir ce qui est important et ce qui n'est pas essentiel. En définitive, le choix d'une méthode géophysique et du programme technique ne peut être établi qu'après examen du problème posé, des données géologiques et des conditions d'environnement. Ce choix conduit à retenir le ou les paramètres physiques susceptibles de présenter un contraste suffisant pour répondre à l'objectif.

III.2.2. Prospection électriques

III.2.2.1. Résistivité des matériaux

Les méthodes électriques ont pour but la détermination de la résistivité électrique ρ (en Ωm) des structures étudiées. Dans ce qui suit, le terme de résistivité électrique sera remplacé par les termes de résistivité. La résistivité est la capacité d'un milieu à s'opposer au passage d'un courant électrique. Cette résistivité dépend de différents facteurs tels que la salinité du fluide, la saturation, la porosité ou encore la

température du milieu étudié. Dans le cas de la prospection électrique en courant continu, le courant électrique est principalement transporté par les ions (conduction électrolytique dans les fluides) ou plus rarement par les électrons (conduction électronique dans les métaux). La résistivité des différents matériaux, inerts ou vivants, est donc une propriété physique variant dans de grandes proportions, ce qui constitue un atout majeur des méthodes électriques. Dans la nature, la gamme des résistivités est très étendue, variant de moins de 1 Ωm à plusieurs milliers d' Ωm (figure III.1).

Les méthodes fondées sur la mesure du paramètre « résistivité » sont très répandues pour les applications archéologiques. Ces méthodes ont été imaginées en 1912 par les frères Schlumberger [34].

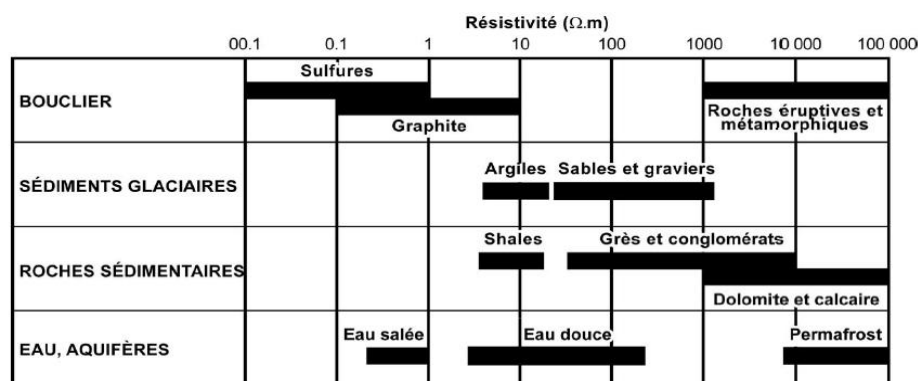


Figure III.1. Gamme des valeurs de résistivité électrique pour différents matériaux géologiques [34].

III.2.2.2. Technique de mesure :

La résistance entre deux prises conduit à une impasse (on ne mesure alors que la résistance de contact). Il est donc nécessaire de séparer le circuit d'injection du circuit de mesure. On utilise pour cela quatre électrodes AMNB dans la pratique. Si l'on ferme un circuit d'intensité I à l'aide de deux électrodes A et B, on peut entre M et N mesurer la différence de potentiel ΔV créé par le passage du courant. Un circuit complet de mesure se compose alors de [35] :

- **La source de courant :** On utilise généralement des piles sèches de 90 volts en série. Plus rarement une génératrice à essence couplée avec un redresseur ou une batterie de voiture.
- **Les électrodes d'émission A et B :** Ces électrodes sont généralement constituées par des piquets d'acier.
- **La mesure du courant I :** est effectuée à l'aide d'un ampèremètre.
- **Le circuit de courant :** Ce sont des câbles en acier isolés.
- **Les électrodes de mesure de potentiel M et N :** La mesure de I ne pose pas en fait de réels problèmes, la mesure de ΔV est plus délicate. En effet, dans le sol,

M et N s'oxydent de façon différente et sont polarisées. On parle de polarisation spontanée des électrodes. Pour limiter le plus efficacement possible le phénomène de polarisation des électrodes, on choisit des métaux chimiquement assez stables (cuivre, plomb). Cependant du fait de l'état d'oxydation différent sur la surface des deux électrodes une différence de potentiel apparaît entre M et N en l'absence de tout courant extérieur. Cette différence doit être éliminée. On utilise par exemple des électrodes impolarisables, mais le plus souvent on compense ce potentiel parasite à l'aide d'une petite source de tension auxiliaire ajustable.

- **La mesure de la différence de potentiel ΔV :** Une fois cette compensation effectuée, on peut mesurer le ΔV dû au passage du courant que l'on envoie entre A et B. Dans certains cas, le ΔV devient trop petit pour être mesuré convenablement, on remédie à cette difficulté de la façon suivante:
 - ✓ On augmente la sensibilité de l'appareil;
 - ✓ On augmente la distance entre M et N. En effet, sur le graphique de l'évolution du champ et du potentiel, on remarque qu'agrandir MN correspond à augmenter ΔV .

Cependant, un MN très grand devient très réceptif à toutes sortes de courants parasites (bruit) tels que:

- ✓ Une composante variable du réseau 50 hertz ;
- ✓ Une autre composant 16 hertz provenant des lignes de chemin de fer ;
- ✓ Des courants très variables dans le temps, non périodiques, dus à l'enclenchement de machines diverses ;
- ✓ Des courants dus à des phénomènes naturels, telluriques, foudre, etc...

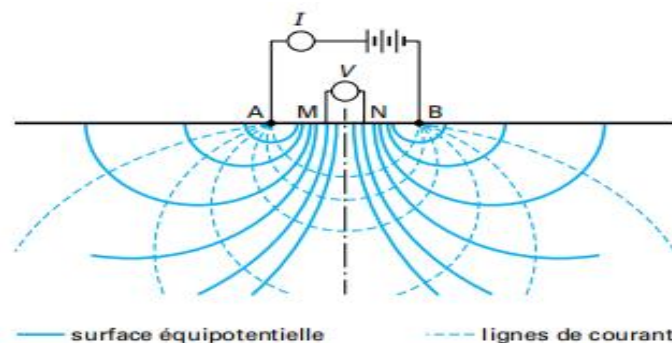


Figure III.2. Schéma de principe de prospection électrique par courant continu [34].

III.2.2.3. Le calcul de la résistivité et résistivité apparente

Ayant mesuré ΔV et I , il ne reste qu'à calculer la résistivité. Dans un milieu homogène de résistivité ρ avec deux pôles A et B, l'action conjuguée de A et B donnera:

Potentiel en M :

$$V_M = \frac{\rho I}{2\pi} \left(\frac{1}{AM} - \frac{1}{BM} \right)$$

Potentiel en N :

$$V_N = \frac{\rho I}{2\pi} \left(\frac{1}{AN} - \frac{1}{BN} \right)$$

ΔV entre M et N :

$$V_M - V_N = \frac{\rho I}{2\pi} \left(\frac{1}{AM} - \frac{1}{BM} - \frac{1}{AN} + \frac{1}{BN} \right)$$

$$\rho_a = K \frac{\Delta V}{I} \quad \text{avec} \quad k = 2\pi \left(\frac{1}{AM} - \frac{1}{BM} - \frac{1}{AN} + \frac{1}{BN} \right)^{-1}$$

ΔV : la différence de potentiel (V);

I : intensité de courant (mA);

ρ : la résistivité (Ωm),

K :facteur géométrique qui dépend de l'espace entre les électrodes.

Pour un dispositif symétrique par rapport à O milieu de AB : $K = \pi(AM \cdot AN) / MN$ si le sous-sol est homogène et isotrope, avec un dispositif de ce type on obtiendra la résistivité vraie. Si par contre, le sous-sol est hétérogène, on mesurera la résistivité apparente, qui est fonction de la nature du sous-sol et de la dimension du dispositif utilisé.

III.2.2.4. Mise en œuvre de la prospection électrique:

Les résultats que l'on obtient en maintenant constante la distance entre A, B, M, et N, l'ensemble se déplaçant le long d'un profil, servent à établir les profils et cartes de résistivités apparentes. Comme on « traîne » un câble sur le terrain, on parle aussi de traîner électrique.

Une carte de résistivité apparente dessinée à partir de plusieurs profils est une carte des anomalies relatives qui se rapporte à une longueur et une orientation sensiblement constante de tout le dispositif de mesure. En effet, à une longueur déterminée de AMNB correspond une profondeur d'investigation à peu près constante, donc à l'étude d'une tranche de terrain d'épaisseur et de largeur déterminé. On sera sensibles à des variations horizontales de la résistivité. Les dimensions du dispositif seront donc choisies en fonction du problème à traiter. Il est souvent nécessaire de dresser des cartes avec plusieurs longueurs de ligne pour pouvoir interpréter correctement les résultats [35].



Figure III.3. Matériel et mise en œuvre de la prospection électrique.

III.2.2.4.1. Quelques dispositifs

Pour l'établissement d'une carte de résistivité apparente les dispositifs les plus variés peuvent être envisagés. Tout dispositif de mesure comporte en fait quatre électrodes, deux A et B, pour l'envoi de courant (circuit d'émission) et deux M et N, pour la mesure du potentiel ΔV (circuit de mesure) [35].

- **Les dipôles ou pôle – pôle:** Les électrodes B et N sont placées à « l'infini » (en théorie), on ne s'occupe que de A et M. Ce dispositif est théoriquement simple puisque le potentiel mesuré en M est dû à A seul. Dans la Pratique cependant ce dispositif est encombrant à cause de la longueur des câbles nécessaires pour rendre négligeable l'effet des électrodes placées à « l'infini » (en réalité très loin du site de mesure).

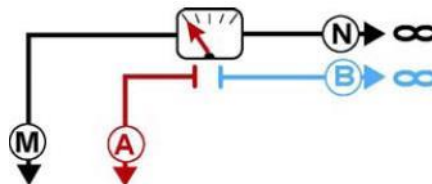


Figure III.4. Dispositif dipôles ou pôle – pôle [35] .

- **Les tripôles ou pôle-dipôle:** On ne rejette à « l'infini » qu'une des quatre électrodes, on obtient un tripôle AMN ou ABM. En vertu du principe de réciprocité, on peut théoriquement utiliser ABM ou AMN. En fait le dispositif avec MN très écarté est peu commode car l'influence des courants vagabonds et des telluriques devient prépondérante.

Le tripôle le plus courant est celui où les trois électrodes sont disposées sur une même ligne droite, A étant à l'extérieur de MN. De plus généralement, ou bien ces trois électrodes sont équidistantes, ou bien la distance MN est petite par rapport à AN. On peut aussi, au lieu de rejeter B assez loin pour que son influence soit négligeable, le placer de manière qu'il crée le même potentiel en M et N. En milieu homogène, il suffit de le placer sur la médiatrice de MN. Ainsi, l'effet de B s'élimine des ΔV

mesurés. En pratique, il faut éloigner B suffisamment pour que les dissymétries introduites par la non-homogénéité du sous-sol puissent être négligées.

Les tripôles présentent l'intérêt de n'exiger que le déplacement de trois électrodes et moins de câble ce qui peut présenter parfois un certain avantage, cependant leur caractère dissymétrique leur fait en général préférer les quadripôles complets.

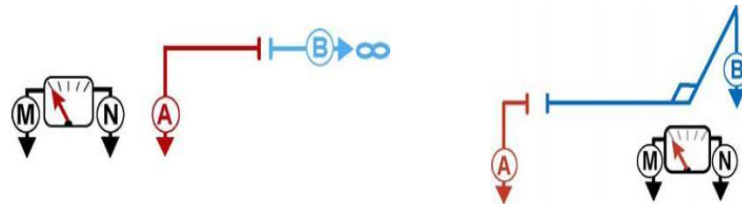


Figure III.5. Dispositif tripôles ou pôle-dipôle [35].

• **Les quadripôles complets:** Dans la plupart des quadripôles utilisés, les quatre électrodes sont disposées sur un même alignement. Les deux électrodes de mesure M et N sont le plus souvent, à l'intérieur de l'intervalle AB et en général symétriques par rapport au milieu O de cet intervalle. Parfois il peut être intéressant d'utiliser un dispositif dissymétrique, M et N étant beaucoup plus près de l'un des pôles d'envoi, l'influence du second pôle est alors très faible. Les deux quadripôles les plus utilisés sont:

- **Le Wenner alpha:** toutes les électrodes sont équidistantes, $AM = MN = NB = AB/3$.

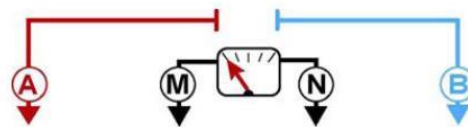


Figure III.6. Dispositif Wenner alpha[35].

- **Le Schlumberger:** La distance MN est petite par rapport à AB. En général $MN < AB/5$.

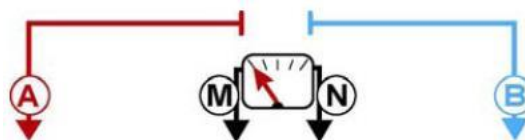


Figure III.7. Dispositif Schlumberger [35].

- **Le dipôle-dipôle:** Le dipôle MN est en dehors du dipôle AB.



Figure III.8. Dispositif dipôle-dipôle[35].

Le dispositif Wenner présente l'avantage d'avoir une plus grande ligne MN ce qui facilite la mesure de ΔV ; avec les voltmètres modernes cet avantage a perdu de son importance. De plus un grand MN est toujours beaucoup plus affectée par les courants parasites. Il existe aussi un dispositif où MN est à l'extérieur de AB. Ce dispositif est appelé "dipôle-dipôle".

L'avantage de celui-ci est de n'exiger que des longueurs de câble beaucoup faibles pour une profondeur d'investigation donnée. Il nécessite cependant un appareillage très sensible, car si la profondeur d'investigation croît avec la distance entre A et B, le ΔV que l'on mesure entre M et N décroît avec le cube de cette distance (dans un Schlumberger le ΔV décroît avec le carré de cette distance).

Une des variantes des quadripôles alignés consiste à placer une des électrodes à l'intérieur de l'intervalle AB. Pratiquement, on utilise ce branchement avec un dispositif Wenner. La comparaison obtenue avec les trois branchements, Wenner alpha, beta et gamma, permet de se rendre compte de l'influence de la zone proche de chacune des électrodes et peut faciliter l'interprétation [35].



Figure III.9. Différents dispositifs de la prospection électrique [34].

III.2.2.5. Les techniques de prospection électrique

III.2.2.5.1. Le sondage électrique vertical (SEV)

Il permet d'obtenir la succession verticale des résistivités. Les géométries sont très variées, la plus connue étant celle de Schlumberger.

Pour mesurer la résistivité des terrains, on injecte un courant électrique dans le sol avec une intensité (I) connue comprise entre 1 et 5 A entre deux électrodes A, B. On mesure la différence de potentiel créée entre deux électrodes M, N.

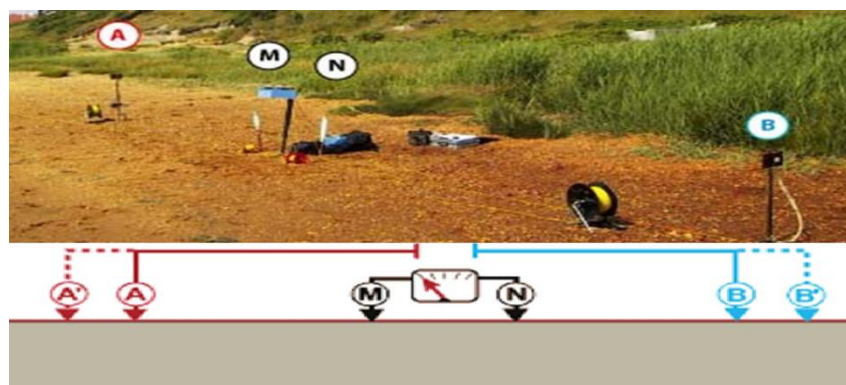


Figure III.10. Mise en œuvre du sondage électrique vertical [36].

En principe, tous les dispositifs (dipôles, tripôles, quadripôles, ... etc.) peuvent être utilisés pour exécuter des sondages électriques. Mais dans la pratique on n'utilise que les quadripôles symétriques, et le plus souvent le dispositif Schlumberger [36].

La distance MN est maintenue fixe et aussi petite que possible pendant un certain nombre de mesures. Cela allège le travail manuel et évite le nombre des « à coups de prise ». Mais à un certain moment, le voltage entre M et N devient faible et de l'ordre de la précision du résistivimètre. Dans ce cas, Il faut augmenter la distance MN en respectant la condition $MN < AB$ (généralement $MN \leq AB/5$). Cette dernière étape effectuée est appelée débrayage ou aussi embrayage (Figure III.11).

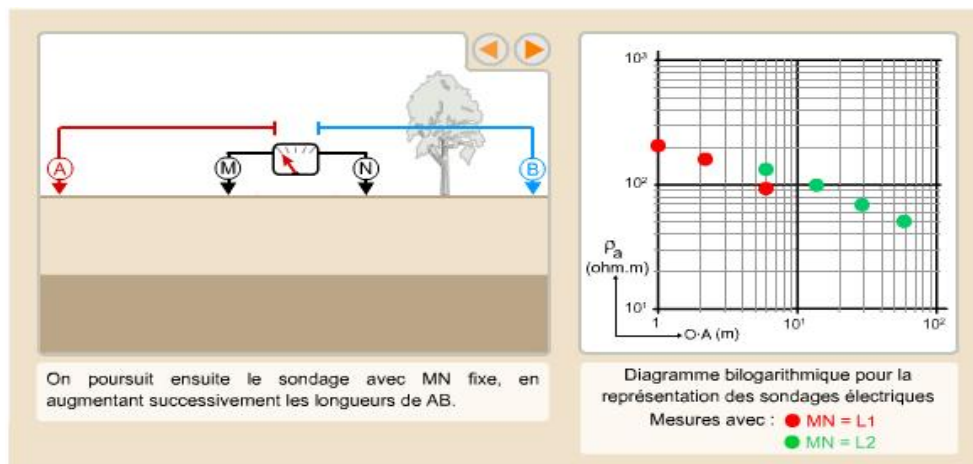


Figure III.11. Explication de débrayage (embrayage) et leurs représentations [36].

a. Le matériel utilisé

- Une batterie (pour l'alimentation de tout le système),
- Un émetteur (pour contrôler les paramètres de l'injection de courant),
- Un récepteur ou résistivimètre (pour enregistrer les données),
- Un système de 4 électrodes (deux pour l'intensité et deux pour le potentiel ou réception),
- L'ensemble est complété par un réseau important de câbles électriques reliant les éléments.

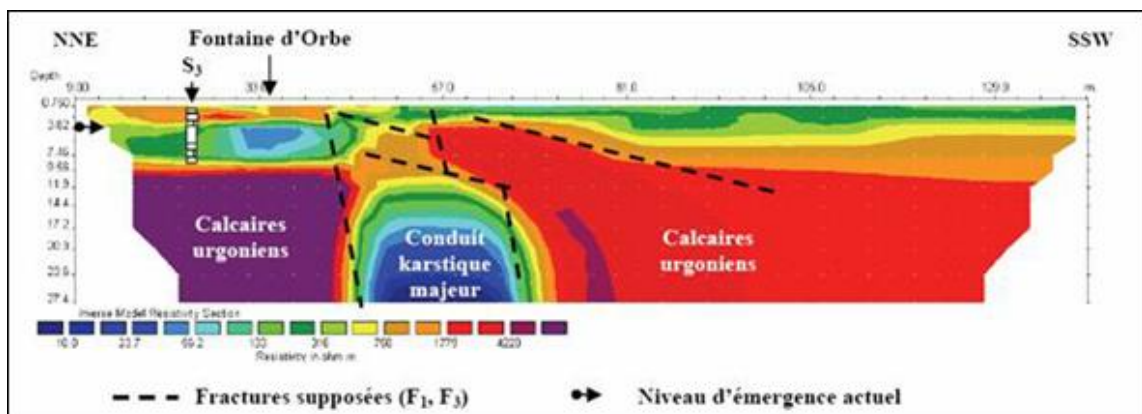


Figure III.12. Modèle de résistivité en 2 dimensions [37].

b. Domaines d'applications

- Détermination de l'épaisseur des couches sédimentaires de sables, de graviers et de gisements de minerais;
- Localisation de failles;
- Détermination de la profondeur d'une nappe phréatique.

c. Avantages

- Flexibilité des géométries possibles.
- Bonne résolution des terrains superficiels.

d. Limites

- Mise en œuvre assez lourde;
- Difficulté d'injection des courants dans les terrains très secs;
- Influence importante des hétérogénéités des résistivités en surface;
- Temps de mesure important si grande longueur de ligne;
- Interprétation délicate sans données de puits ou de forage.

III.2.2.5.2. Trainée électrique

Avec le même matériel, si l'opérateur se fixe un espacement des électrodes A et B constant et qu'il déplace l'appareil et les électrodes selon une maille de points, il réalise une trainée électrique qui permet de caractériser une zone pour une profondeur à peu près constante. Il permet une exploration horizontale du sol.

C'est en fait le même principe que la méthode précédente sauf qu'ici les sondages sont faits de manière géométrique autour des deux électrodes fixes A et B induisant un courant électrique d'intensité I connue. Plus la distance entre A et B sera grande, plus la profondeur d'investigation augmentera.

A partir des valeurs de résistivités et du contexte géologique local, le géologue peut ensuite construire une coupe géologique interprétative, il est ensuite possible de détecter des anomalies et après interprétation des données, ces anomalies peuvent révéler, par recoupement, l'existence de structures. Le dispositif le mieux utilisé en trainé électrique est celui de Wenner.

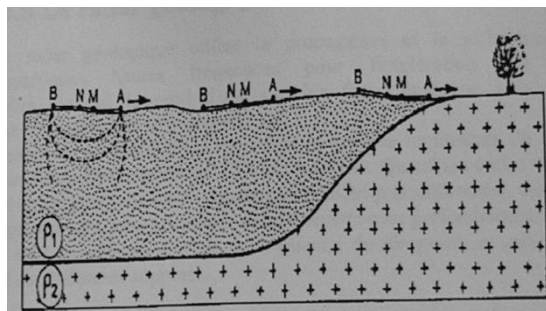


Figure III.13. Principe de mesure par la méthode de la trainée électrique [36].

a. Domaines d'applications

- Cartographie des résistivités apparentes;
- Quantification des volumes des différentes roches d'un terrain;
- Etude des intrusions salées.

b. Avantages

- Rapide à mettre en œuvre;
- Ne nécessite aucun sondage mécanique.

c. Limites

- manque de précision;
- comprend des risques d'erreur d'interprétation non négligeables.

III.2.2.5.3. Tomographie de résistivité électrique

C'est une acquisition directe d'une surface en 2D effectuée en utilisant un équipement multi électrodes (Figure III.14). Avec ce dispositif on peut cartographier les variations de résistivité en fonction de profondeur.

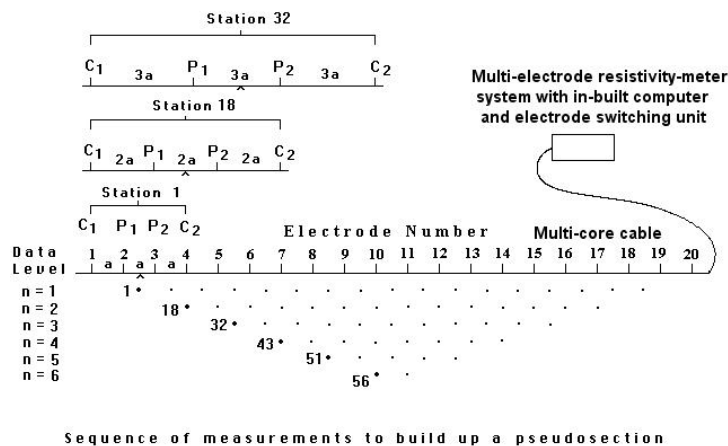


Figure III.14. Représentation d'un panneau électrique 2D pour les mesures en surface [38].

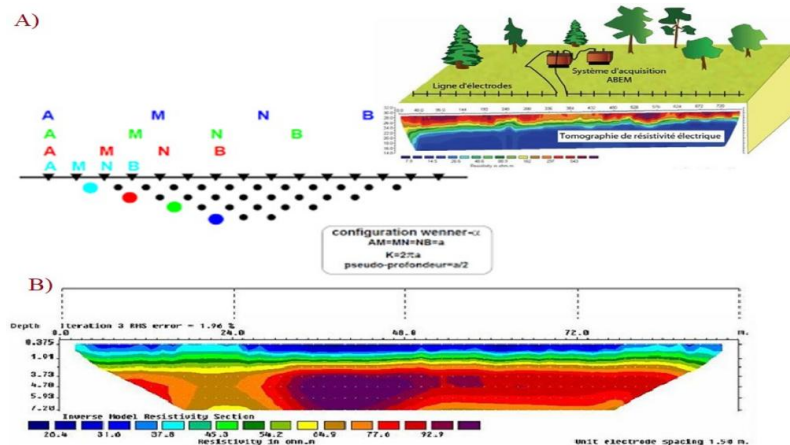


Figure III.15. A) Mise en œuvre du dispositif de tomographie électrique. B) exemple d'une section de tomographie électrique (Résistivité vs. Profondeur).

III.2.2.6. Interprétation des données

L'interprétation des données se fait en suivant deux manières successives et complémentaires à savoir interprétation qualitative et quantitative [39]:

III.2.2.6.1. Interprétation qualitative

L'analyse qualitative peut nous fournir des indications sur la nature des terrains à explorer. C'est pour cette raison qu'on doit avoir recours à une approche qui peut nous indiquer sur les zones d'anomalies tout en précisant leur nature et leur géométrie.

D'abord, après avoir recueilli les données brutes (SEV ou TE), on doit avoir recours à une interprétation qualitative en vue d'isoler les zones d'anomalies.

Ensuite, l'établissement des cartes d'iso-résistivités apparentes pour des AB/2 croissantes.

Enfin, des indications sur l'évolution verticale et latérale des résistivités peuvent être fournies. L'interprétation qualitative est fiable dans le cas de terrains homogènes et subhorizontaux. La tranche de sol concernée par cette interprétation est généralement comprise entre AB/10 et AB/4. De telles approximations doivent être considérées avec prudence car la résistivité apparente dépend de plusieurs facteurs tels que le quadripôle utilisé (le dispositif) et la nature de terrains.

. Cette manière d'interprétation peut nous renseigner sur les variations latérales et verticales. Les changements latéraux de faciès et les accidents sont facilement détectés (Figure III.15).

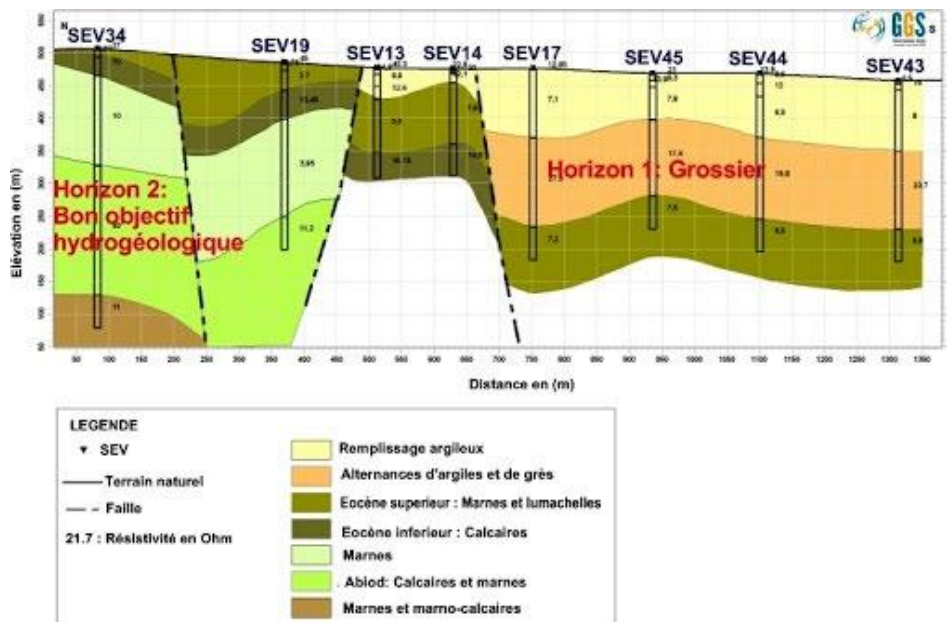


Figure III.16: Exemple d'interprétation qualitative et corrélation géo-électrique entre les différents SEV [37].

III.2.2.6.2. Interprétation quantitative

Le but de l'interprétation quantitative est de déterminer les résistivités vraies des différents terrains traversés par le courant. Les résultats d'un SEV sont portés sous forme d'un diagramme où l'on porte en abscisses les de $AB/2$ et en ordonnées les valeurs des résistivités apparentes ρ_a correspondantes, avec une échelle bi-logarithmique (Figure III.17).

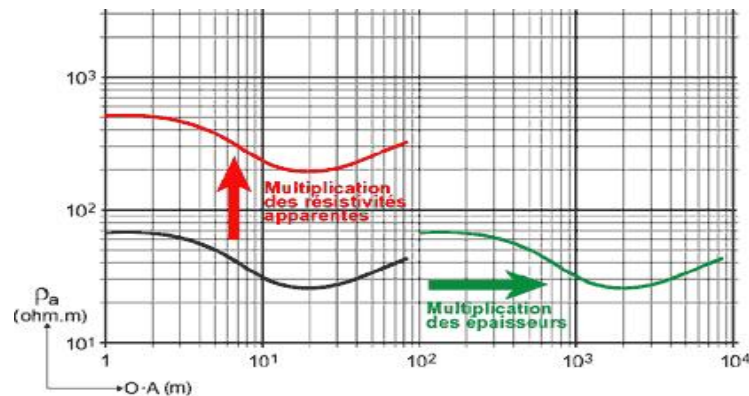


Figure III.17 : Diagramme bi-logarithmique pour la représentation des sondages électriques [34].

➤ Cas de deux couches

1- On superpose le sondage effectué aux abaques à deux couches disponibles, les axes doivent être de même dimension (Figure III.18).

2- On déplace la courbe sur les abaques jusqu'à ce qu'elle se superpose à une des courbes des abaques (ou à une courbe imaginaire puisque tous les ρ_2/ρ_1 ne sont pas indiqués).

NB: Il faut garder les axes des deux graphiques bien parallèles.

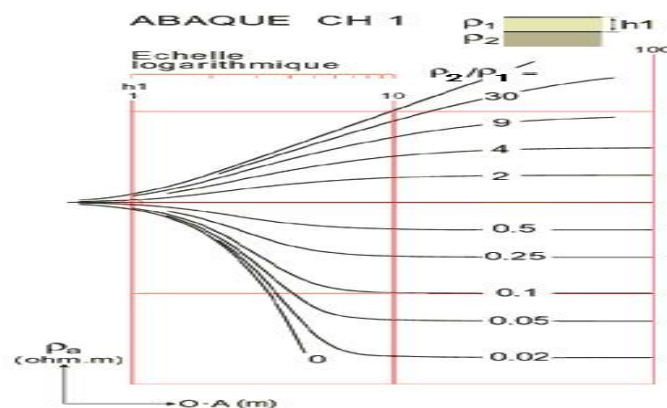


Figure III.18. Abaque utilisé pour calculer manuellement la résistivité vraie dans le cas de deux couches.

➤ Cas de trois couches:

L'interprétation devient un peu plus compliquée, puisque aux deux courbes possibles qu'on aurait dans le cas de deux couches, on passe à quatre cas possibles (Figure III.19).

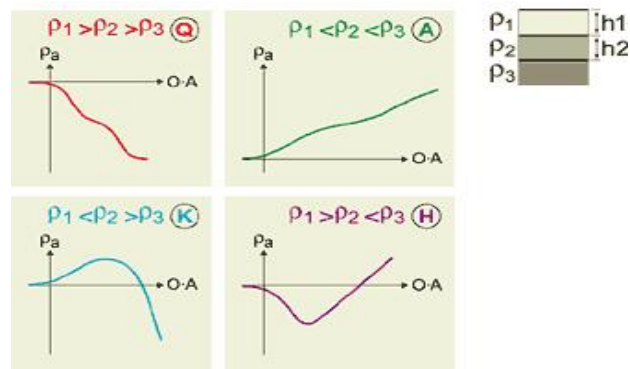


Figure III.19. Les différents cas possibles dans le cas d'un modèle de trois couches [40].

III.2.3. La méthode sismique

III.2.3.1. Définition

La méthode sismique est l'étude de la propagation d'ondes sismiques (vibrations) dans le sol. Le paramètre qui nous intéresse est la vitesse de propagation de ces ondes dans le sous-sol (en mètres / secondes, m/s).

La propagation des ondes sismiques dépend des propriétés élastiques des roches composant le sous-sol. Les roches peuvent être considérées comme élastiques lorsque les déformations sont faibles. Avec cette méthode, on peut distinguer la roche compacte du terrain meuble, la roche compacte et la roche altérée, les zones fracturées dans une roche saine, le niveau de la nappe phréatique.

III.2.3.2. Les différentes ondes sismiques

III.2.3.2.1. des ondes de volume

Dans un milieu isotrope et élastique deux principales sortes d'ondes peuvent se propager [37]:

➤ **Les ondes P (compression):** Le premier type d'ondes est appelé ondes longitudinales, ondes de compression ou ondes primaires P car ce sont elles qui arrivent en premier. Le mouvement des particules se fait selon un mouvement de compression et de dilatation. La déformation se propage selon l'axe OX. La vitesse de telles ondes peut s'exprimer en fonction des différents paramètres d'élasticité (paramètres de Lamé).

$$V_p = \sqrt{(\lambda + 2\mu) / \rho}$$

V_p : La vitesse de propagation d'onde sismique de compression (m/s);

λ : compressibilité ou coefficient de Lamé (Pa);

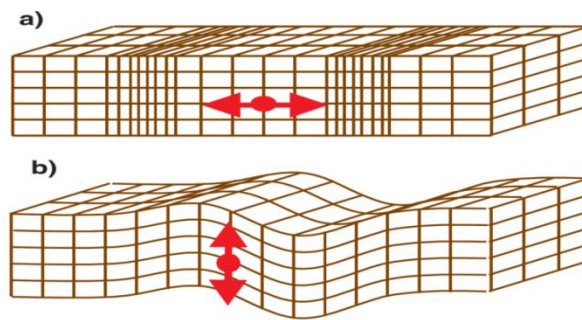
μ : rigidité (Pa).

➤ **Les ondes S (cisaillement):** Le second type d'ondes correspond à un mouvement de cisaillement. On les appelle des ondes transverses, ondes de torsion ou ondes secondaires S car ce sont elles qui arrivent en second. Le mouvement des

particules dans ce cas se fait perpendiculairement à la direction de propagation. La vitesse des ondes secondaires s'exprime en fonction elle aussi des paramètres d'élasticité. Comme il n'existe pas de module de cisaillement dans les liquides, les ondes S ne s'y propagent pas.

$$V_s = \sqrt{(\mu / \rho)}$$

V_s : La vitesse de propagation d'onde sismique de cisaillement (m/s).



a) Ondes de compression – b) Ondes de cisaillement

Figure III.20. Déplacement particulaire des ondes de volume.

En générale, dans les solides, λ et μ sont deux coefficients appelés coefficients de Lamé. Le rapport des vitesses longitudinales et transversales est ainsi de [37] :

$$V_p / V_s = \sqrt{(\lambda + 2\mu) / \rho} * \sqrt{\mu / \rho} = \sqrt{(\lambda + 2\mu) / \mu}$$

Où λ et μ étant positif, ce rapport vaut au moins $\sqrt{2}$.

En générale, dan les solides, λ et μ sont très voisins ; le rapport vaut alors $\sqrt{3}$.

Dans les fluides il n'y a pas de cisaillement, $\mu = 0$.

Dans la pratique, on utilise plus généralement les paramètres suivants:

Module de cisaillement: $G = \mu$

Module d'Young: $E = 2\rho \cdot V_s^2(1 + \nu)$

Coefficient de Poisson: $\nu = (V_p^2 - 2V_s^2) / 2 (V_p^2 - V_s^2)$.

III.2.3.2.2. des ondes de surface

Dans la réalité, le solide où se propage les ondes n'est jamais infini. Il existe alors deux autres types d'ondes qualifiées d'ondes de surface [41]:

➤ **Ondes de Rayleigh:** se déplaçant dans le plan vertical de propagation et possédant à la fois une composante longitudinale et une composante transversale (assimilable à la houle),

➤ **Ondes de Love:** qui n'existent que si le milieu n'est pas homogène mais formé de couches superposées. Le mouvement n'a qu'une composante horizontale. Il faut donc disposer de capteurs horizontaux pour détecter ce type d'ondes.

Ces deux types d'ondes n'existent que près de la surface, leur amplitude

diminuant exponentiellement avec la profondeur. Elles sont parfois exploitées, mais leur utilisation dans les études débord élargement du cadre de cet ouvrage.

III.2.3.3. Principes

Cette technique fait appel à la mesure du temps de propagation des ondes de compression (aussi appelées ondes longitudinales). La vitesse d'un milieu est étroitement liée aux caractéristiques du matériau traversé (densité, dureté, porosité, compacité etc.).

Cette méthode utilise donc la propagation des ondes le long des interfaces entre les niveaux géologiques afin d'estimer un modèle de vitesse et le pendage des couches. Plusieurs types d'ondes sont alors enregistrés par ce dispositifs, comme le montre l'exemple tabulaire à deux couches dans les figures 21 et 22[42].

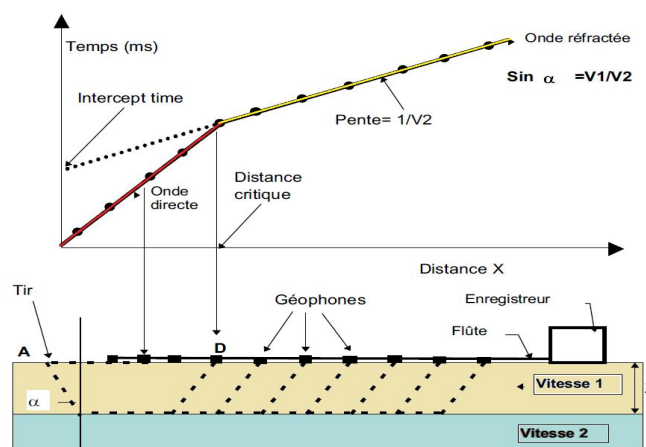
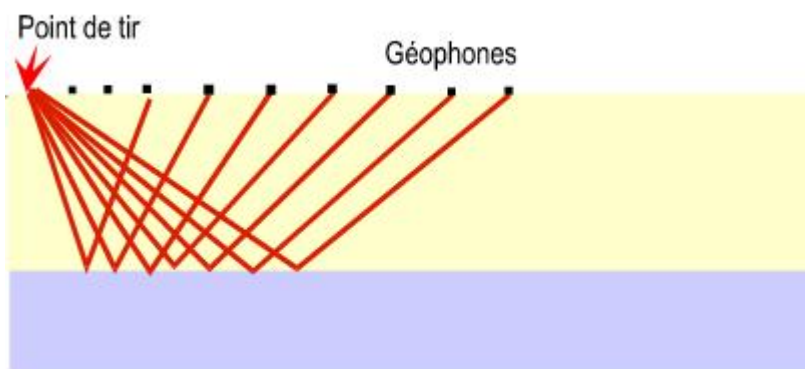


Figure III.21 . Schéma de principe de la méthode sismique réfraction



[42].

Figure III.22. Principe de la sismique réflexion [42].

En présence d'une interface, on enregistre également :

- ✓ une onde réfractée ;
- ✓ une onde réfléchie.

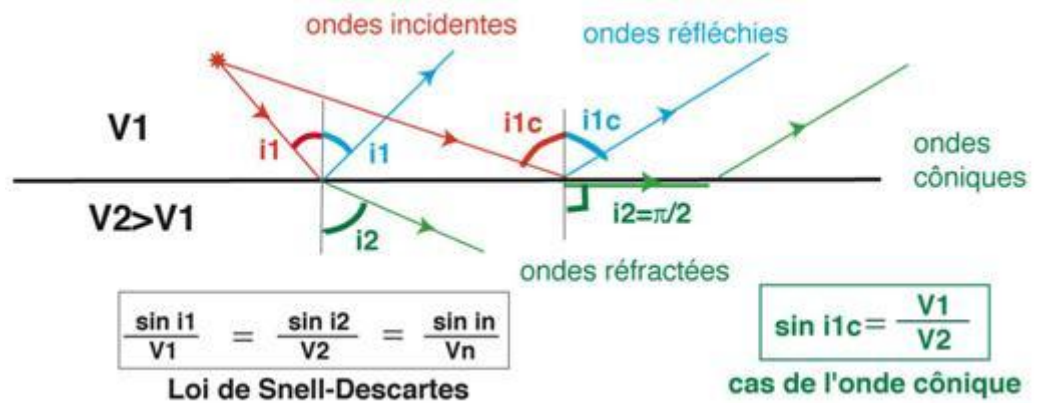


Figure III.23. Géométrie des ondes sismiques [40].

III.2.3.4. Prospection dans les milieu continus

• **Cas d'un bicouche:** Calcul de l'équation donnant le temps d'arrivée de la réfractée première en fonction de la distance X entre le point d'émission et le récepteur dans le cas d'un bicouche composé d'une première couche lente de vitesse V₁ et d'épaisseur finie, reposant sur une couche d'épaisseur infinie de vitesse V₂ > V₁. Le graphique suivant « temps-distance » est appelé hodochrone ou dromochronique [41].

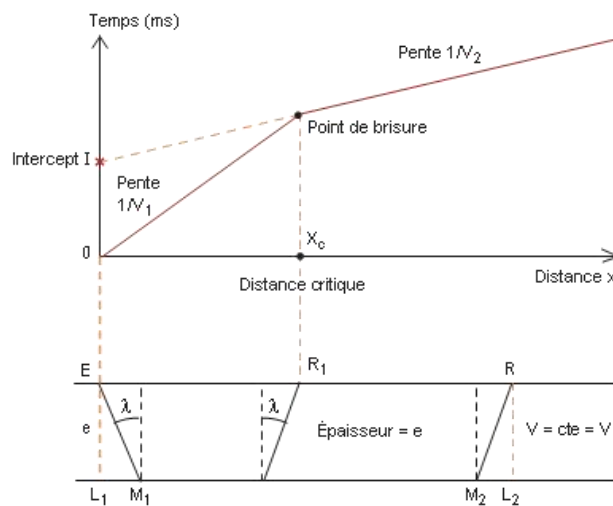


Figure III.24. Prospection dans un cas bicouche [41].

$$T = \frac{EM_1 + M_1R}{V_1} + \frac{M_1 M_2}{V_2}$$

$$L_1 M_1 = e \cdot \text{tg} \cdot \lambda = M_2 L_2 \implies \frac{M_1 M_2}{V_2} = \frac{X}{V_2} - \frac{2L_1 M_1}{V_2}$$

$$T = \frac{2e}{V_2 \cos \lambda} + \frac{X - 2e \cdot \text{tg} \lambda}{V_2} \quad \text{et} \quad V_2 = \frac{V_1}{\sin \lambda}$$

$$T = \frac{2e}{V_1 \cos \lambda} + \frac{X}{V_2} - \frac{2e \cdot \text{tg} \lambda}{V_1} \sin \lambda \implies T = \frac{X}{V_2} + \frac{2e}{V_1} \left(\frac{1}{\cos \lambda} - \text{tg} \lambda \sin \lambda \right)$$

$$T = \frac{X}{V_2} + \frac{2e}{V_1} \left(\frac{1 - \sin^2 \lambda}{\cos \lambda} \right) \quad \text{avec} \quad \cos^2 \lambda = 1 - \sin^2 \lambda$$

alors:
$$T = \frac{x}{V_2} + \frac{2e}{V_1} \cos \lambda$$

Cette dernière expression est l'équation d'une droite de pente $1/V_2$ et d'ordonnée à l'origine, ou intercept:

$$I = \frac{2e}{V_1} \cos \lambda$$

Sur le graphique « temps-distance », les droites de pente $1/V_1$ et $1/V_2$ se croisent en un point appelé point de brisure. Pour les réceptions à gauche de ce point de brisure, le temps du trajet direct est inférieur au temps du trajet réfracté et inversement pour les réceptions situées à droite du point de brisure.

La branche de dromochronique permet de définir les vitesses V_1 et V_2 , inverses des pentes des droites, et par conséquent la valeur de e , tel que $\sin \lambda = V_1/V_2$. L'intercept I permet alors de calculer l'épaisseur de la couche.

$$e = \frac{IV_1}{2 \cos \lambda}$$

On peut calculer également l'épaisseur de la couche à partir de l'abscisse du point de brisure X_c ou distance critique.

$$e = \frac{X_c}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}}$$

• **Cas de plusieurs couches planes horizontales:** En exprimant de proche en proche, comme pour le cas de deux couches horizontales, les temps de trajets réfractés totalement à la surface des 2^o, 3^o, 4^o, n^o couche, on obtient autant d'équations de droites dont les paramètres sont les suivants [41] :

- ✓ les inverses des pentes des diverses droites sont égales aux vitesses des réfracteurs correspondants;
- ✓ les ordonnées à l'origine ou intercepts sont des fonctions des vitesses et des épaisseurs des diverses couches.

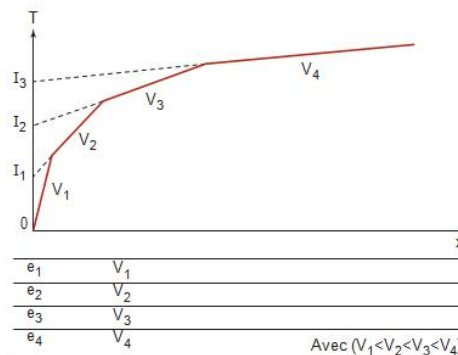


Figure III.25. Prospection dans un cas de plusieurs couches planes [41] .

Si on admet les notations suivantes:

$$\sin i_{pn} = V_p / V_n,$$

les expressions des intercepts sont les suivantes:

Connaissant les vitesses $V_1, V_2, \dots, V_{n-1}, V_n$, les angles i sont par conséquent connus par leurs sinus et on calcule les épaisseurs $e_1, e_2, e_3, e_p, \dots$ de proche en proche.

$$I_1 = 2 \frac{e_1 \cos i_{1,2}}{V_1}$$

$$I_2 = 2 \frac{e_1 \cos i_{1,3}}{V_1} + 2 \frac{e_2 \cos i_{2,3}}{V_2}$$

$$I_3 = 2 \frac{e_1 \cos i_{1,4}}{V_1} + 2 \frac{e_2 \cos i_{2,4}}{V_2} + 2 \frac{e_3 \cos i_{3,4}}{V_3}$$

$$I_{n-1} = 2 \frac{e_1 \cos i_{1,n}}{V_1} + 2 \frac{e_2 \cos i_{2,n}}{V_2} + \dots + 2 \frac{e_p \cos i_{p,n}}{V_p} + \dots + 2 \frac{e_{n-1} \cos i_{n-1,n}}{V_{n-1}} = 2$$

$$\sum_{p=1}^{n-1} \frac{e_p \cos i_{p,n}}{V_p}$$

Les épaisseurs de terrain e_1, e_2, e_3 pourront aussi être obtenues à l'aide des formules aux tangentes suivantes:

De façon générale, i_{pn} = angle qui a pour sinus la valeur V_p / V_n .

$$e_1 = \frac{I_1}{2} V_2 \operatorname{tg} i_{12}$$

$$e_2 = \frac{I_2}{2} V_3 \operatorname{tg} i_{23} - e_1 \frac{\operatorname{tg} i_{23}}{\operatorname{tg} i_{13}}$$

$$e_3 = \frac{I_3}{2} V_4 \operatorname{tg} i_{34} - e_2 \frac{\operatorname{tg} i_{34}}{\operatorname{tg} i_{24}} - e_1 \frac{\operatorname{tg} i_{34}}{\operatorname{tg} i_{14}}$$

III.2.3.5. Sismique de réfraction

III.2.3.5.1. Principe de la méthode

Le principe des méthodes sismiques consiste à générer un ébranlement à la surface du sol et à analyser la propagation des différents types d'ondes émises, ainsi que la mesure de leur vitesse.

Chaque type d'onde est le support d'une méthode particulière. La sismique réfraction fait partie des méthodes de propagation d'ondes sismiques au même titre que la sismique réflexion, la sismique par ondes de surface et la sismique en forages.

La sismique réfraction repose sur l'analyse des ondes de compression, P, réfractées au toit des couches. Les vitesses (V_p) sont calculées par la mesure du temps d'arrivée des premières ondes réfractées (au-delà des arrivées directes). Suivant les objectifs du projet et la restitution souhaitée, La sismique réfraction peut se décliner en «conventionnelle» ou «tomographie sismique». Mise en œuvre, traitement, interprétation et livrables sont définis ci-dessous [43].

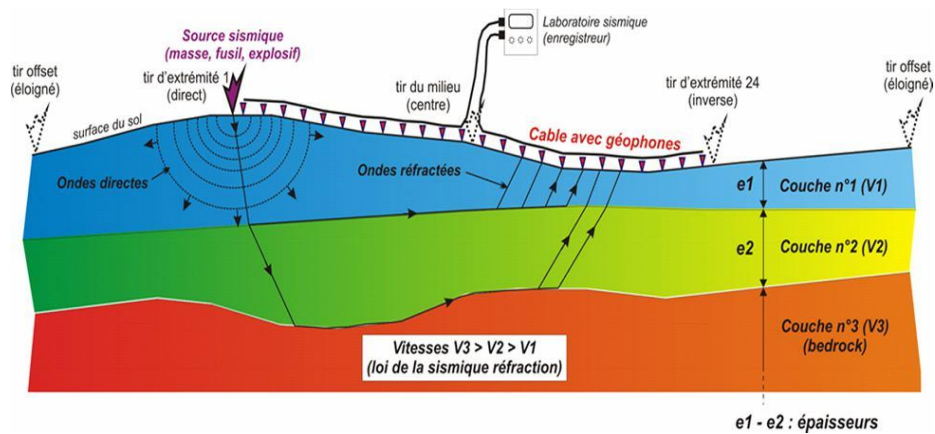


Figure III.26. Schéma de principe de sismique de réfraction.

III.2.3.5.2. Applications

Bien que la méthode soit plus particulièrement adaptée aux milieux tabulaires, les domaines d'application sont nombreux [44]:

- **Type de problèmes traités**

- Détermination des épaisseurs et vitesses sismiques des différents horizons sismiques;
- Suivi de la position d'un substratum sismique sous une couverture meuble;
- Recherche de zones d'évolution du « facies sismique » :
 - ✓ Fracturation : Passage de failles, zones décompressées;
 - ✓ Surépaisseur de sédiments : Surcreusement, épaisseur d'altération;
 - ✓ Variation de la qualité du matériau : Gisement de granulats, matériaux d'emprunts.

- **Domaines d'emploi usuels**

- Géologie structurale, recherche de matériaux, recherche minière.
- Etudes de fondations, optimisation d'implantation de structures, préfaisabilité
- Hydrogéologie : Position de la nappe, structure du réservoir, limite fracturation...
- Milieu aquatique : Dragages, ensouillage de câbles/pipelines, fondations, matériaux.
- La cohérence entre profils terrestres et aquatiques est un avantage de la méthode.

III.2.3.5.3. Moyens nécessaires à l'acquisition

- **Équipements** : Capteurs de vibrations (géophones), câbles de connexion (flûte), enregistreur sismique (amplification du signal, numérisation, visualisation, stockage des données), source sismique (explosif, masse, fusil sismique, chute de poids). Les équipements sont vérifiés (maintenance, étalonnage) périodiquement.

- **Véhicules** : 2 véhicules de transport léger (camionnette, break), de préférence tout-terrains/tout chemins, permettant le transport du personnel et des équipements.

➤ **Personnel et compétences** : 1 opérateur qualifié pour la mise en œuvre, 1 géophysicien qualifié pour l'interprétation, environ 4 aides non qualifiés.



Figure III.27. Matériel nécessaires à l'acquisition.

III.2.3.5.4. Mise en œuvre sur le terrain

➤ **Dispositif de mesures** : Appelé également « base », il est dimensionné aux objectifs de l'étude, la profondeur de cible et la résolution. Constitué de N géophones (généralement 12, 24 ou 48), régulièrement espacés (S généralement de 2 à 10m), la longueur d'un dispositif standard est de l'ordre de 48 à 480m. La profondeur de pénétration de la méthode est d'environ $\frac{1}{4}$ de la longueur du dispositif ($L = N \times S$).

La source sismique doit être dimensionnée pour un rapport signal/bruit optimal sur l'ensemble du dispositif et pour un contenu fréquentiel adapté. L'explosif (forte énergie mais nuisances et autorisations contraignantes), la masse et le fusil sismique (pratiques mais de faible énergie), et la chute de poids accélérée ou non (bon compromis énergie/encombrement) sont les plus utilisées. Masse, fusil sismique et chute de poids sont réservées aux dispositifs courts.



Tir à l'explosif

Tir à la masse

Figure III.28. La source sismique.

➤ **Installation** : Les capteurs sont fermement plantés dans le sol, le long d'un profil rectiligne. Ils sont connectés sur la flûte et la flûte à l'enregistreur.

- **Test**: La continuité électrique et la réponse des capteurs sont vérifiées, ainsi que le circuit de « temps zéro » (ou time break, TB). Les bruits électroniques et

naturels sont atténués. Les sources d'énergie et les approvisionnements sont contrôlés.

- **Tirs** : En sismique réfraction «conventionnelle», un dispositif sismique est investigué par 5 tirs minimum : 2 tirs en bout (à chaque extrémité), 1 tir au centre, 2 tirs offset (déportés d'une distance minimale d'environ $\frac{1}{2}$ dispositif à l'extérieur). Tous les tirs sont strictement alignés sur le dispositif. Le nombre de tirs, leur espacement et l'éloignement des tirs offset est fonction de l'objectif de l'étude et de la résolution attendue. Si l'objectif de l'interprétation est une «tomographie sismique», les tirs seront implantés tous les 2 ou 3 géophones.
- **Contrôle Qualité** : Après chaque tir, l'opérateur contrôle la qualité des enregistrements, le niveau de bruit, le bon état fonctionnel des traces (capteurs + connections). L'enregistrement doit autoriser un dépouillement sans ambiguïtés des mesures. Le dispositif ne doit pas être démobilisé avant validation du tir.

III.2.3.5.5. Traitement et interprétation des données

- Pointé des arrivées premières et tracé des dromochroniques (courbes temps/distances);
- Contrôle de la cohérence entre tirs (fermeture des trajets directs et inverses);
- Calcul des courbes de délais (« Plus ») et des vitesses de fond (« Minus »);
- Calcul des vitesses intermédiaires et des épaisseurs de chaque couche individualisée, par la méthode des intercepts, au droit de chaque tir;
- Interpolation des épaisseurs entre tirs par la méthode des délais;
- Eventuellement, par l'application d'un logiciel de tomographie sismique, à des fins de contrôle et/ou de validation. Le passage préalable par la phase d'interprétation «conventionnelle» est recommandé pour définir un modèle a priori, optimisé par le logiciel de tomographie;
- Un des intérêts de la tomographie sismique est de restituer les variations progressives de vitesses avec un code couleur, au droit du profil.

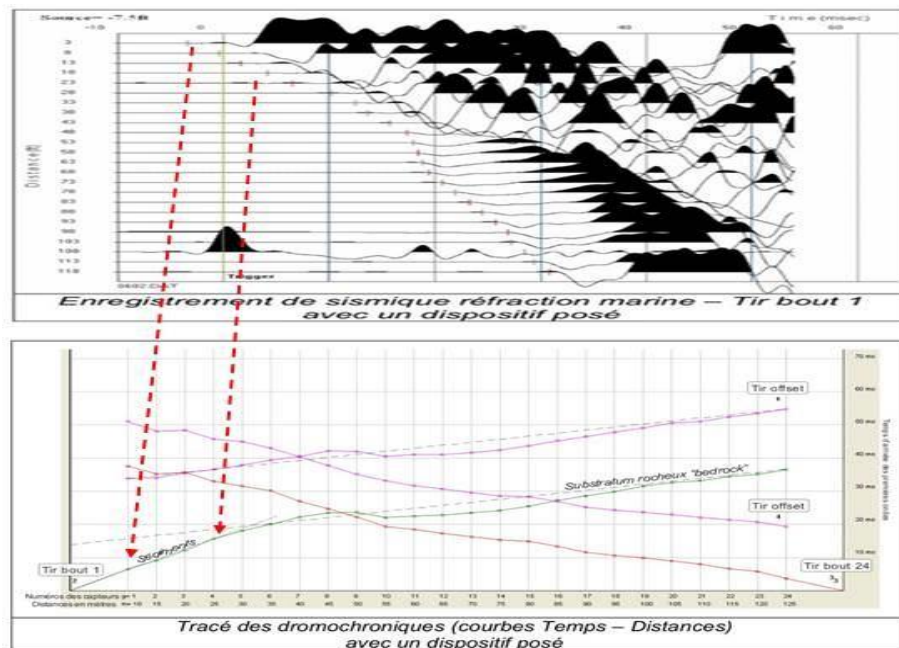


Figure III.29. Exemple de enregistrement et dromochroniques [44].

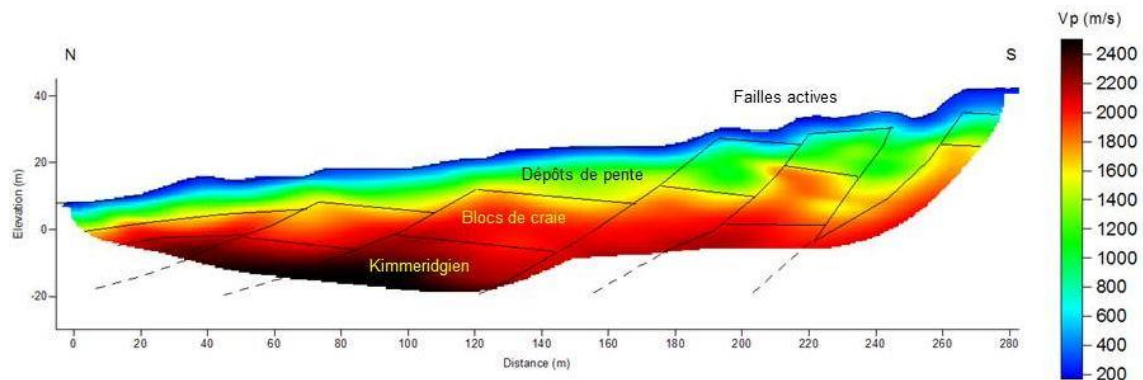


Figure III.30. Coupe sismique interprétée [44].

III.2.3.5.6. Apport à l'étude géotechnique

- Profil de compacité, interpolation entre forages;
- Calcul des modules géotechniques par intégration de la vitesse V_p à la vitesse des ondes de cisaillement (V_s) après acquisition spécifique des V_s ;
- Corrélations entre la vitesse des ondes P et la vitesse des ondes S, entre la vitesse des ondes P et la compacité des sols, entre la vitesse des ondes P et la résistance de pointe du pénétromètre (q_c);
- Appréciation de la rippabilité des matériaux en fonction de leurs vitesses sismique V_p (figure III.31) [45].

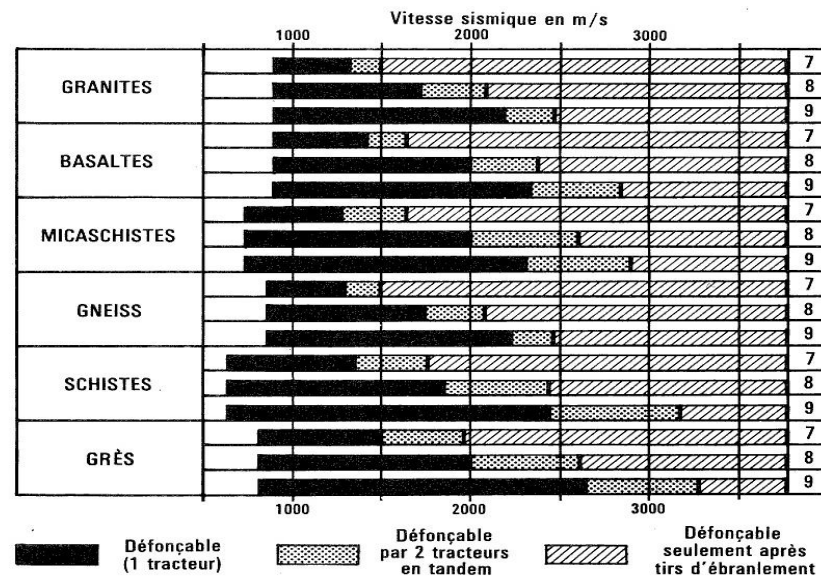


figure III.31. Table de Rippabilité Caterpillar [45].

➤ Quelques vitesses V_P hors nappe

- ✚ Air : 300 m/s ;
- ✚ Terre végétale : 100m/s-350m/s ;
- ✚ Sables fins : 300m/s-700m/s ;
- ✚ Graves : 500m/s-900m/s ;
- ✚ Argile : 500m/s-1400m/s ;
- ✚ Marnes : 1800m/s-2100m/s ;
- ✚ Craie fracturée : 800m/s-1500m/s ;
- ✚ Substratum fracturé (calcaire, granite, basalte) : 1000m/s-3000m/s ;
- ✚ Substratum sain (calcaire, granite, basalte) : 3000m/s- 6000m/s ;
- ✚ Nappe d'eau libre, eau de mer : 1450m/s-1500m/s [45].

III.2.3.5.7. Limites de la méthode sismique de réfraction

- La principale limitation est l'obligation d'avoir une augmentation de la vitesse avec la profondeur. Ainsi, lorsqu'une couche dure surmonte une couche tendre, la pénétration se limite au toit de la couche dure et la couche tendre est invisible. L'interprétation en est affectée;
- Une couche fine et peu contrastée, intercalée, est en général peu visible;
- Le phénomène de la disparition d'une couche sur les enregistrements («couche cachée») est due à 1) une vitesse inférieure aux deux couches encaissantes et/ou 2) une épaisseur relativement faible par rapport aux couches supérieures;
- La méthode est globale. L'interprétation intègre un volume de terrain lié à la géométrie du dispositif. Les anomalies ponctuelles (cavités, filons, objets enfouis, blocs) sont difficilement discernables;

- La réfraction est significative uniquement s'il existe des contrastes de V_p entre les formations lithologiques;
- Des lithologies différentes peuvent présenter des vitesses identiques ou proches. Un horizon sismique ne correspondra pas nécessairement à une couche géologique;
- L'interprétation est donnée sous le profil. Il n'y a pas (ou peu) de vue latérale;
- La réfraction nécessite un étalonnage sur des forages géotechniques;
- L'acquisition est perturbée par les vibrations d'origine humaines (industries, routes, bétail) et naturelles (vent, ruissellement, proximité d'arbres).

III.2.3.6. La sismique de réflexion

III.2.3.6.1. Principe de la méthode

La sismique réflexion fait partie des méthodes de propagation d'ondes sismiques au même titre que la sismique réfraction, la sismique par ondes de surface et la sismique en forages. Elle repose principalement sur l'analyse des ondes de compression, P, réfléchies aux interfaces des couches.

Suivant les objectifs du projet et la restitution souhaitée, La sismique réflexion peut se décliner en « Conventionnelle » ou « Haute Résolution » voire « Très Haute Résolution » en 2 ou 3 voire 4D (il s'agit dans ce dernier cas d'acquisition 3D répétées dans le temps). Mise en œuvre, traitement, interprétation et livrables sont définis ci-dessous [46].

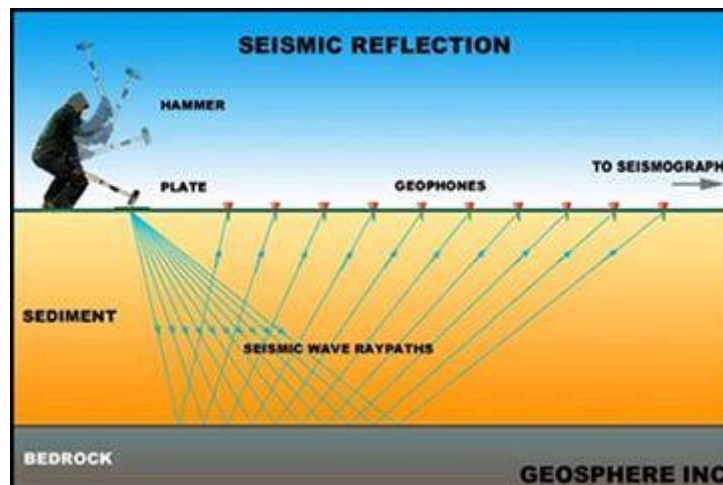


Figure III.32. Schéma de principe de la méthode sismique de réflexion [46].

III.2.3.6.2. Applications

Bien que la méthode soit plus particulièrement adaptée aux milieux sédimentaires, les domaines d'application sont nombreux :

- Exploration pétrolière on-shore et offshore, exploration minière;
- Etudes de fondations, optimisation d'implantation de structures, préféabilité;

- Hydrogéologie : Position de la nappe, structure du réservoir, limite fracturation ;
- Milieu aquatique : Dragages, ensouillage de câbles/pipelines, fondations, matériaux.
- La cohérence entre profils terrestres et aquatiques est un avantage de la méthode.

III.2.3.6.3. Mise en œuvre sur le terrain

Dispositif de mesures est dimensionné aux objectifs de l'étude, la profondeur de cible et la résolution. Constitué de N traces en ligne (en 2D), sur plusieurs lignes parallèles (en 3D), chaque ligne comprenant 1, 6, 12, 24, 48 voire 96 géophones. Les barycentres des capteurs sont régulièrement espacés. Ainsi, la longueur d'un dispositif standard est de l'ordre de 48 à 480m. La profondeur de pénétration de la méthode est d'environ 1/2 de la longueur du dispositif.

Les capteurs sont fermement plantés dans le sol, le long d'un profil rectiligne. Ils sont connectés sur la flûte et la flûte à l'enregistreur. La source en sismique réflexion « conventionnelle » : Explosif ; En vibro-sismique : Camion vibrateur .



Camion vibrateur Nomad

Pattern de vibrateurs

Figure III.33. La source en sismique réflexion [46].

III.2.3.6.4. Traitement des données

Il s'agit d'un métier à part entière. Le traitement consiste à récupérer l'ensemble des données brutes du terrain et à restituer au client une ou plusieurs images « compréhensibles » et utilisables en vue d'interprétation. Une succession de procédés élémentaires sont appliqués aux data.

Interprétation par méthode conventionnelle est une coupe interprétative 2D (distance X-temps T, ou distance X-profondeur Z) ou 3D X,Y,T ou X,Y,Z ou « Time slices » Interprétation structurale est une inversion acoustique par migration après sommation et pour inversion élastique par migration avant sommation permet de retrouver les propriétés pétro-physiques grâce à des calages aux forages [46].

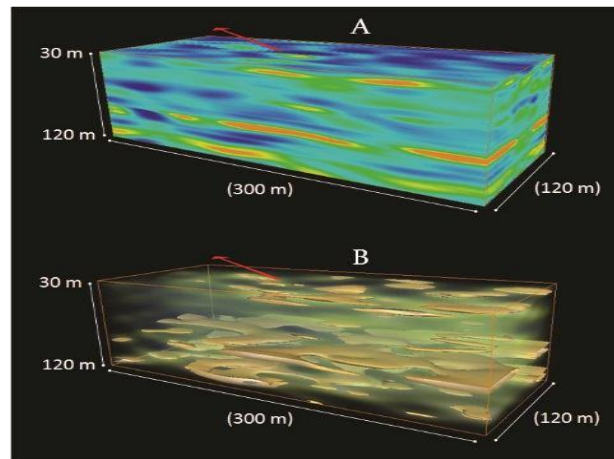


Figure III.34. Bloc sismique 3D interprété [46].

III.2.3.6.5. Apport à l'étude géotechnique

- Détermination de la géométrie des couches;
- Intégration géophysique / géotechnique : Profil de compacité, interpolation entre forages;
- Intégration géophysique / géologie / gisement : quantification des paramètres pétro-physiques ;
- Calcul des modules géotechniques par intégration de la vitesse V_P à la vitesse des ondes de cisaillement (V_S) après acquisition spécifique des V_S .
- Corrélations : entre la vitesse des ondes P et la vitesse des ondes S, entre la vitesse des ondes P et la compacité des sols, entre la vitesse des ondes P et la résistance de pointe du pénétromètre (q_c).

III.2.3.6.6. Limitations / Contraintes / Interdits

- ✓ La principale limitation est l'obligation d'avoir une augmentation de la vitesse avec la profondeur. Ainsi, lorsqu'une couche dure surmonte une couche tendre, la pénétration se limite au toit de la couche dure et la couche tendre est invisible. L'interprétation en est affectée.
- ✓ Une couche fine et peu contrastée, intercalée, est en général peu visible.
- ✓ Le phénomène de la disparition d'une couche sur les enregistrements («couche cachée») est due à 1) une vitesse inférieure aux deux couches encaissantes et/ou 2) une épaisseur relativement faible par rapport aux couches supérieures.
- ✓ La méthode est globale. L'interprétation intègre un volume de terrain lié à la géométrie du dispositif. Les anomalies ponctuelles (cavités, filons, objets enfouis, blocs) sont difficilement discernables.
- ✓ La réfraction est significative uniquement s'il existe des contrastes de V_P entre les formations lithologiques.

- ✓ Des lithologies différentes peuvent présenter des vitesses identiques ou proches. Un horizon sismique ne correspondra pas nécessairement à une couche géologique.
- ✓ L'interprétation est donnée sous le profil. Il n'y a pas (ou peu) de vue latérale.
- ✓ La réfraction nécessite un étalonnage sur des forages géotechniques.
- ✓ L'acquisition est perturbée par les vibrations d'origine humaines (industries, routes, bétail) et naturelles (vent, ruissellement, proximité d'arbres).

III.2.4. Radar géologique

III.2.4.1. Définition

Le Radar Géophysique (GPR) aussi appelé fréquemment radar géologique, est un appareil utilisé pour la détermination des couches de terrain ou des hétérogénéités du sous-sol grâce à la réflexion d'ondes électromagnétiques [47].

III.2.4.2. Principes

Le GPR fonctionne en transmettant une petite impulsion d'énergie électromagnétique à bande ultra large (UWB) dans le matériau à l'étude, puis enregistre le temps nécessaire pour que tout ou partie de cette énergie soit renvoyée, ainsi qu'une mesure de la force de son signal.

Une antenne GPR, qui contient à la fois des éléments émetteurs et récepteurs, est placée sur ou très près de la surface du sol (ou du matériau à l'étude) et déplacée à travers celle-ci pour balayer la zone .

Les fréquences émises par les antennes peuvent varier entre 25 MHz et 2-3 GHz, permettant de travailler avec différentes résolutions et à des profondeurs pouvant atteindre 2 à 10 mètres, dans les conditions les plus favorables [48].

En émettant en continu des impulsions et en enregistrant les retours associés, une image radar gramma du sous-sol peut être générée et visualisée en temps réel sur un écran adapté (pc/tablette).

Les changements dans la composition du sous-sol peuvent être observés en fonction de la teneur en air, en minéraux et en eau, de la présence de substratum rocheux ou d'autres caractéristiques géologiques et d'objets tels que des lignes de services publics enterrées.

Remarque: Plus un matériau est humide, plus la vitesse de propagation est lente (différentes valeurs sont présentées dans Cariou et al. [1997]) ; cela peut influencer la précision des mesures lorsqu'il existe un gradient d'humidité au sein de ce milieu (comme pour le béton par exemple).

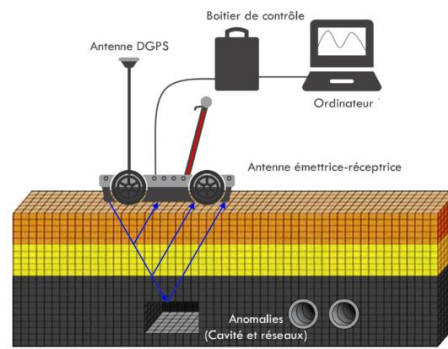


Figure III.35. Principe de fonctionnement du géoradar ou radar géologique [47].

III.2.4.3. Le matériel de mesures

- Une unité centrale qui génère, émet et reçoit l'impulsion électromagnétique
- Une antenne qui sert à transmettre l'impulsion à la structure à reconnaître ; celle-ci peut être traînée par terre, fixée sur une remorque ou bien sur un véhicule ;
- Une roue codeuse, pour le calcul de la distance parcourue et du pas d'échantillonnage (pour les profils courts, les distances sont enregistrées par l'opérateur) ;
- Une électronique de contrôle, de visualisation et de stockage des données.

Cet ensemble peut être tracté par un véhicule. Il est possible de réaliser, quand les conditions sont idéales (chemin carrossable...), plusieurs dizaines de kilomètres de profil par jour.

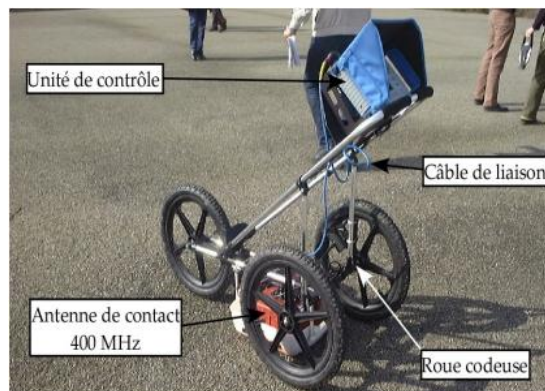


Figure III.36. Mise en œuvre du radar [48].

III.2.4.4. Résultats et interprétation

Le premier résultat attendu s'appelle un radargramme brut ou coupe temps. Il est similaire aux représentations obtenues en sismique: l'amplitude de chaque signal est graduée en niveaux de couleurs, et les signaux sont juxtaposés en fonction de leur position en surface [49].

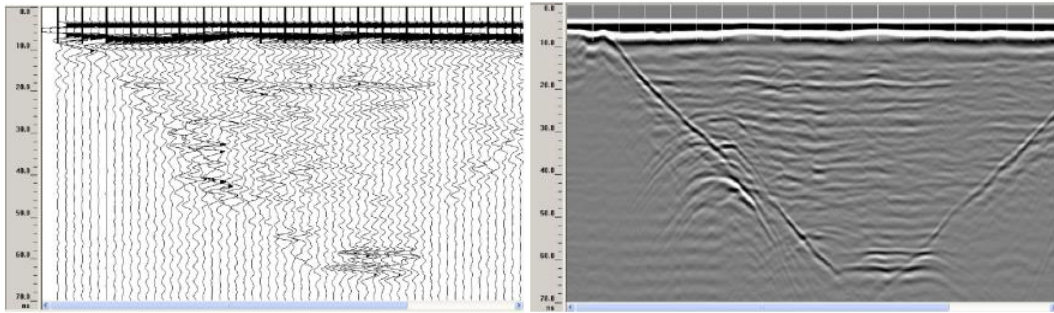


Figure III.37. Profil radar acquis sur la fosse d'essai du LCPC à Nantes [48].

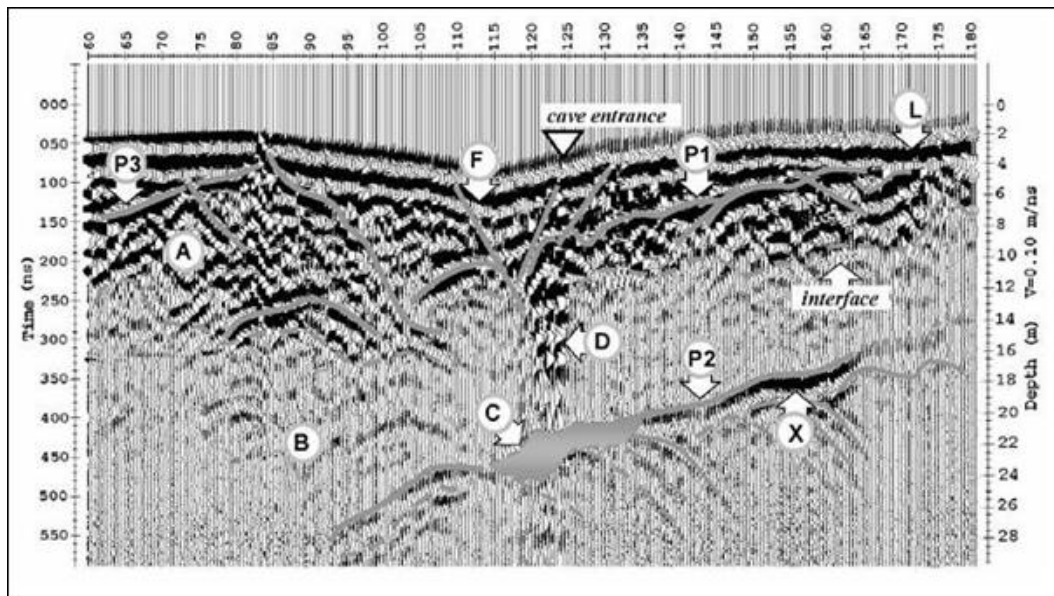


Figure III.38. Coupe radar interprétée [50].

P1, P2, P3 sont des interfaces. C est la cavité connue et X une extension de la cavité inconnue. Les autres symboles sont de petites anomalies.

Le deuxième résultat attendu est le radargramme interprété : la connaissance des vitesses dans le milieu et la mesure du temps de propagation des ondes permet de représenter les signaux en fonction de la profondeur (m).

La vitesse de l'onde radar et la profondeur de l'anomalie sont généralement approchée par les expressions suivantes

$$v = \frac{c}{\sqrt{\epsilon_r}} \quad \text{et} \quad P = V.T/2$$

v : vitesse de l'onde radar, en m / μ s;

c : vitesse de la lumière dans le vide (300m/ μ s);

ϵ_r : Permittivité relative du matériau;

P: Profondeur (m) ;

V : Vitesse moyenne (m/ns) ;

T : Temps double (ns).

La signature d'une cavité est un contraste plus ou moins prononcé sur le radargramme brut, proportionnel au rapport des permittivités effectives de l'encaissant et de la cavité et fonction de l'atténuation intrinsèque du sol.

Ce contraste est relativement fort pour une cavité vide. Il est très élevé pour une cavité ennoyée. En revanche le signal est fortement atténué lorsqu'il traverse un milieu encaissant conducteur.

III.2.4.5. Domaines d'application

Cette méthode géophysique nouvellement adaptée, d'une technologie intégrée, répond bien aux préoccupations des géologues, géophysiciens et explorateurs en générale qui s'intéressent à de faibles profondeurs, que se soit dans le domaine [49]:

- ✓ Des travaux publics (Pose et suivi de canalisations eau, gaz, égouts, câblages d'électricité, de téléphone, câble de télécommunication fibre optique) ;
- ✓ Génie civil (auscultation des structures béton armé et armatures métalliques),
- ✓ En aménagement du territoire (Recherche de nappes, détection des zones polluées par des hydrocarbures ou d'autres traces de pollution) ;
- ✓ Dans le domaine de l'exploration des hydrocarbures (sondage de diagrapie), suivi du tubage en forage et de son environnement, fuite des hydrocarbures, également dans le domaine de la recherche archéologique.

C'est un outil nouvellement introduit en Algérie qui contribue parallèlement aux autres méthodes géophysiques à résoudre les difficultés d'accès rencontrés jadis en zone urbaines ou dans les forages pétroliers.

III.2.4.6. Les avantages du Radar Géophysique (ou géologique)

Il s'agit d'une méthode particulièrement facile de mise en oeuvre et qui est relativement économique. Très mobile, elle est facilement applicable en milieu urbain (bien que l'interprétation peut être alors plus difficile).

III.2.4.7. Principales limites de la méthode

Cette technique est principalement utilisée pour étudier les sédiments meubles formant le fond des cours d'eau. En fonction de leurs caractéristiques électriques (leur capacité à laisser passer le courant), les couches de sédiments analysées par cette méthode peuvent avoir une épaisseur maximale de 20 m environ avec une flûte de longueur utile 100 m (et 40 m avec la flûte de 200 m).

Des contraintes limitent les domaines d'application de la méthode [49] :

- La bathymétrie doit être assez régulière. Les accidents de la topographie doivent avoir une longueur d'onde supérieure à la longueur de ligne du dispositif de mesure;

- La hauteur d'eau doit rester faible, en tous les cas toujours inférieure à une dizaine de mètres;
- La couche d'eau recouvrant le sédiment doit présenter une résistivité homogène pendant la durée de la mesure;
- La méthode s'appuie au départ sur une hypothèse de terrains relativement tabulaires, sans pendage général excessif de la structure.

III.3. conclusion

Dans le processus de reconnaissance, la géophysique intervient donc à plusieurs stades. Elle sert à améliorer le premier modèle géologique en donnant une vision d'abord approximative de la structure du sous-sol en volume (en complétant en profondeur les observations de surface), puis elle est utilisée pour optimiser l'implantation des sondages mécaniques qui, à leur tour, permettent de préciser les interprétations géophysiques.

À un stade plus avancé de la reconnaissance, la géophysique sert à valoriser les forages au moyen des diagraphies et des techniques géophysiques de forage. Avec la géologie, la géophysique permet d'évaluer le caractère représentatif des informations ponctuelles tirées des sondages mécaniques et des essais géotechniques en place et elle contribue à la cohérence du modèle géologique. Elle aide à la résolution de problèmes spécifiques comme les problèmes de terrassement, la détection de cavités souterraines ou d'autres types d'hétérogénéités, la détermination des masses volumiques ou des teneurs en eau, l'identification des argiles, l'évaluation de la fracturation, etc.



Chapitre IV

IV.1. Introduction

Dans la pratique actuelle de l'acte de construire, il est indispensable de recourir à la géotechnique lors de l'étude, la construction, la maintenance et la réparation de tout type d'aménagement et d'ouvrage. L'absence de données fiables sur les propriétés des terrains, et la négligence des travaux préliminaires de recherches (sondages, prélèvement, etc.), heurte les constructeurs à plusieurs difficultés lors des constructions civiles ou d'ouvrages d'art ce qui nécessite le recours à l'étude géotechnique.

Les prospections géophysiques sont un complément habituel du levé géologique, et notamment de la reconnaissance géotechnique. Leurs résultats ne peuvent être qu'une image globale sur la prévision de l'épaisseur des zones altérées, la structure du massif, l'appréciation de la qualité des terrains en profondeur, la détermination et la géométrie d'un accident.

Dans ce chapitre nous allons traiter les différentes données obtenues d'après les cartes géologiques, hydrogéologiques, la sismicité et les essais géotechniques et géophysique .

IV.2. Présentation du site

La zone d'étude est située au nord-est de la ville d'Oran, à proximité de Haï Khmisti, et au nord-est de Haï Akid Lotfi dite LA FRANGE MARITIME, localisée par les coordonnées de latitude $35^{\circ}43'56.64''$ N, longitude de $0^{\circ}35'3.07''$ à une altitude de 152m.



Figure IV.1. Situation géographique de site.

IV.3. Présentation du projet

Le projet consiste à la réalisation d'un complexe contenant 03 blocs d'un R+12 avec toutes les commodités.



Figure IV.2. Photos de site.

IV.4. Géologie régionale

La zone d'étude la frange maritime d'Oran rattachée sur le plan géographique au littoral oranais, est liée à des bassins sédimentaires dont l'histoire géologique s'inscrit dans le processus de la géodynamique globale de la tectonique des plaques.

En effet, l'histoire du bassin Nord-Algérien est étroitement liée à celle de la chaîne des Maghrébines. D'après les différentes reconstitutions faites à partir d'anomalies magnétiques de l'Atlantique, la chaîne des Maghrébines s'est formée sur l'emplacement d'un ancien bassin téthysien, le bassin Maghrébin, qui séparait l'Europe de l'Afrique à partir du Jurassique. Elle s'étend du détroit de Gibraltar à la Tunisie, mais se poursuit en Sicile et en Calabre où elle se relie à la chaîne des Apennins qui frange la mer tyrrhénienne. Les études géologiques à terre ont permis de caractériser la chaîne des Maghrébines et d'y reconnaître trois grands domaines (figure IV.3) [51].

a- Domaines géologique régionales

✚ Les zones externes de la chaîne (zones telliennes)

Ces zones sont caractérisées par la présence de séries du Crétacé et du Paléogène à dominance marneuse, en plusieurs endroits décollées de leur substratum jurassique. Ces séries découpées et empilées les unes sur les autres caractérisent les nappes telliennes.

✚ Les nappes de flysch

Ces nappes chevauchent les séries de nappes telliennes.

✚ Les zones internes

Ces zones qui chevauchent à leur tour les nappes de flysch, sont constituées par deux ensembles antérieurs au Miocène : (a) les massifs hercyniens et (b) les écailles de terrains sédimentaires d'âge allant du Trias à l'Eocène.

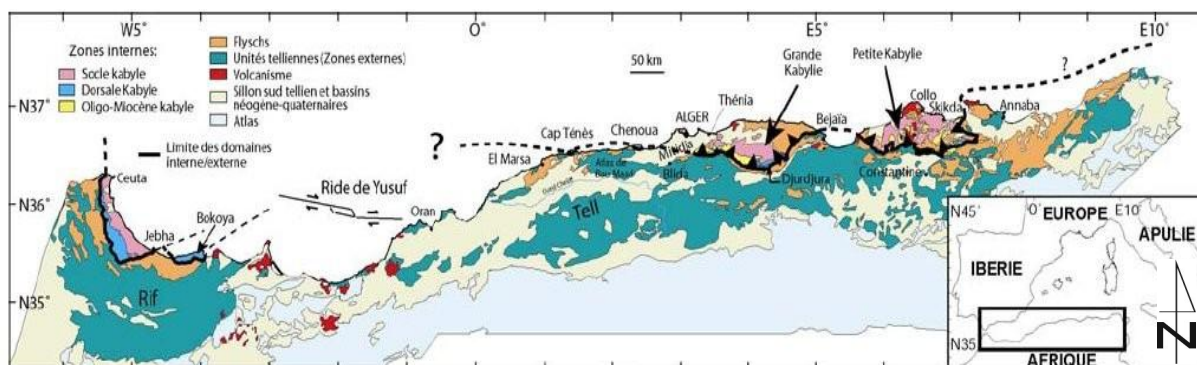


Figure IV.3. Carte géologique du nord de l'Afrique montrant les différentes unités [51].

D'après la carte géologique de l'Algérie Nord Ouest à l'échelle 1/500 000, la région D'ORAN est caractérisée par l'affleurement des formations suivantes :

➤ Le Jurassique

Les formations jurassiques forment l'essentiel des affleurements dans la région de Saida. En rencontre le Groupe Carbonaté Inférieur (Jurassique inférieur et moyen), ce groupe comporte trois formations à dominante calcaire, qui sont de bas en haut ; la Formation carbonatée du Lias inférieur-moyen, la formation des Marnes du Lias supérieur et la formation des Calcaires de l'Aalénien-Bajocien.

➤ Le Paléocène

C'est un ensemble dont les faciès sont discontinus. On y reconnaît des conglomérats polygéniques, dont les éléments sont d'âge triasique à céno-manien, ainsi que des calcaires lacustres à Gastéropodes et des marnes vertes à grises.

➤ Le Quaternaire

Ce sont des dépôts non consolidés, des encroûtements calcaires, des travertins à débris végétaux et des sols rouges, d'épaisseur métrique.

c- Aspect structurale

Ce grand horst, d'une longueur de plus de 50 Km et d'une largeur de 15 à 20 km, a été affecté lors du Plio – Quaternaire par des mouvements brusques et violents, ce qui a entraîné l'aplanissement des différents gradins et a engendré leurs déformations. A la suite de ces déformations, certains terrains mésozoïques ont pu affleurer (Djebel Murdjadjo, Djebel Santon) formant un ensemble morpho structural voûté.

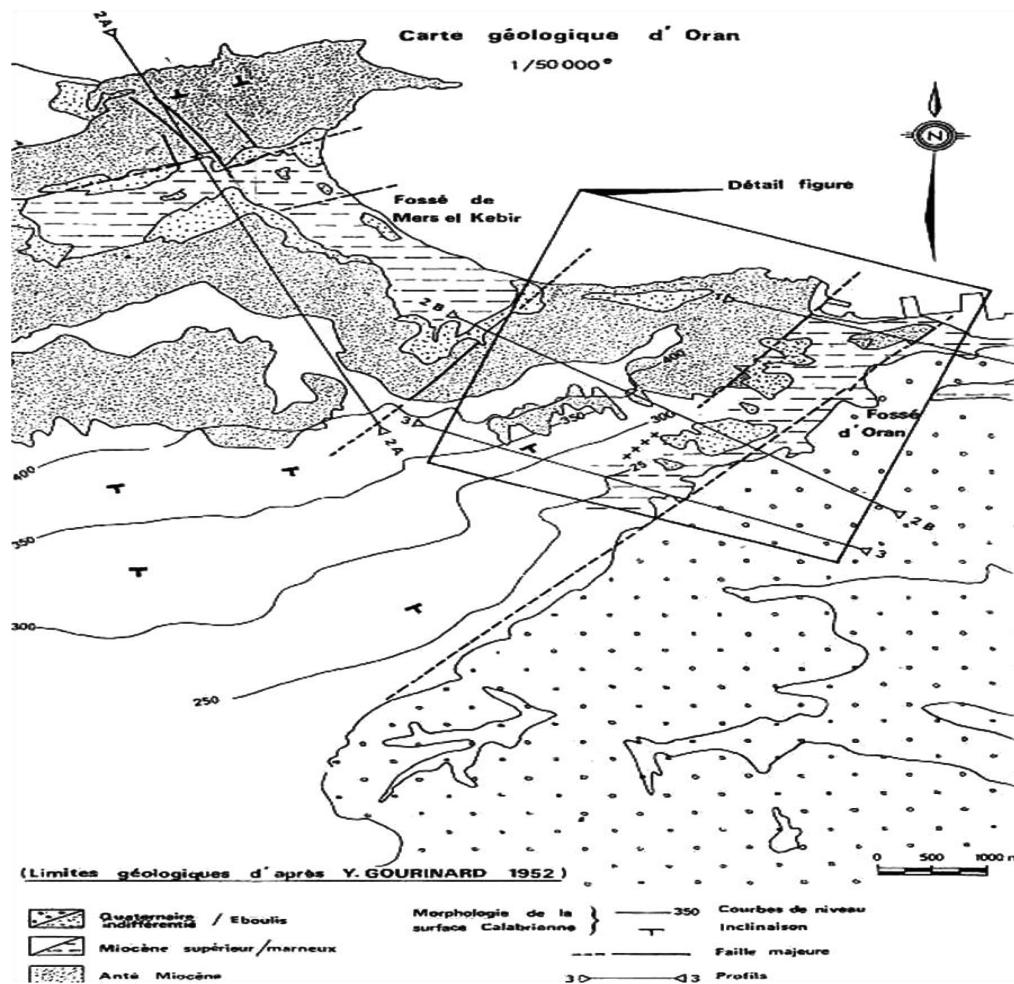


Figure IV.5. Aspect structurale de la région d'étude [53].

II.5. Sismicité de la région

D'après le règlement parasismique algérien, la wilaya d'ORAN est classée zone à sismicité moyenne « Zone IIa ». Le document technique réglementaire, divise le territoire algérien en cinq zones de sismicité croissante, soit [54]:

- Zone 0 : Sismicité négligeable
- Zone I : Sismicité faible
- Zone II a et II b : Sismicité moyenne
- Zone III : Sismicité élevée

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la collectivité. Tout

de plainer dont l'altitude reste peu élevée. Le plateau est légèrement incliné vers le Sud, sa topographie généralement de type endoréique. La cote qui limite le plateau au Nord est formée de falaises abruptes et élevées (falaise de Gambetta) où se développe un complexe de dunes datant de diverses périodes du Quaternaire. L'Ouest du plateau est formé par la bordure orientale du horst du Murdjadjo dont l'ossature est formée de formations à géologie secondaire.

IV.7. Aperçu climatologique

Le climat de la région a une influence directe sur le niveau piézométrique et par conséquent sur la direction de l'écoulement souterrain qui est un facteur déclencheur des glissements et des affaissements. D'une manière générale, la région Oranaise jouit de ce qu'il est convenu de dénommer le climat Méditerranéen. Cette appellation ne constitue cependant qu'une première approche en raison de l'existence de multiples micro-climats locaux régis aussi bien par des conditions atmosphériques que topographiques ou géographiques. La présence de cuvettes endoréiques, dolines, dayas, Sebkhah dans la région d'Oran ne fait que confirmer le caractère aride de la région.

IV.7.1. La Pluviométrie

L'extrait de la carte des précipitations moyennes dressée par l'ANRH sur une période de 50 années (figure IV.7), indique une pluviosité supérieure à 500 mm sur les crêtes et de seulement de 200 à 300 mm/an à proximité de la mer.

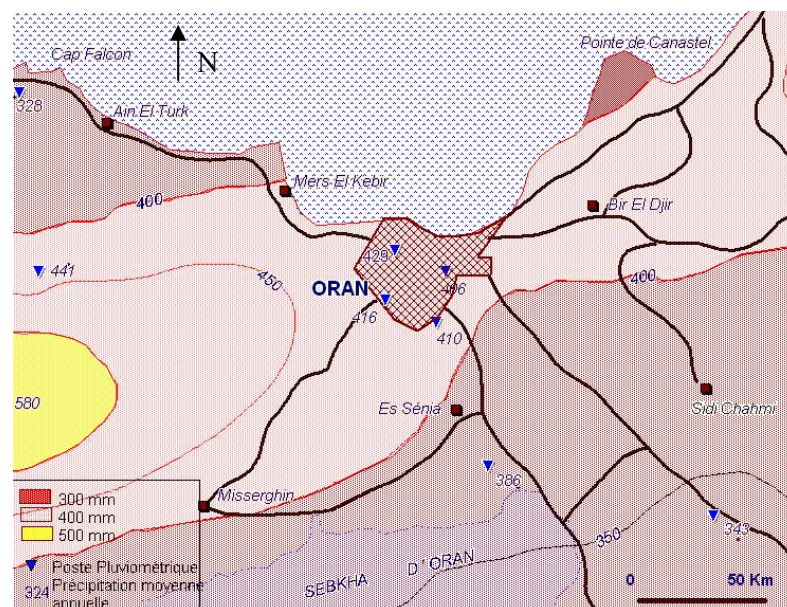


figure IV.7. Carte pluviométrique de la région d'Oran [55].

IV.7.2. Les températures

Notre secteur d'étude se trouve dans une région où domine un climat méditerranéen avec un été chaud et un hiver froid. Les données d'observations ont été effectuées à la station d'Oran -Port 1988- 1997.

Tableau IV.2. Les variations des températures mensuelles.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Moy
M	25.67	22.83	20.23	18.34	16.65	16.91	17.65	19.18	21.53	23.61	26.64	27.66	21.2
m	21.64	17.89	14.46	10.91	9.97	10.77	12.33	13.84	16.72	18.65	22.32	23.84	16.1
(M+m)/2	23.66	20.36	17.35	14.63	13.31	13.84	14.99	16.51	19.13	21.13	24.48	24.75	18.68

M : Température mensuelles maximal (C°);

m. : Température mensuelles minimal (C°);

(M+m)/2 : Température moyenne mensuelles (C°).

Les variations des températures mensuelles représentées sur la figure IV.08 donnent les températures mensuelles moyenne maximal, le maximum se présente en Août (27.66 C°). Les températures décroissent ensuite pour atteindre (16,65 C°) en janvier. Pour les températures moyennes minima, le minimum se présente au mois de janvier (9,97 C°).

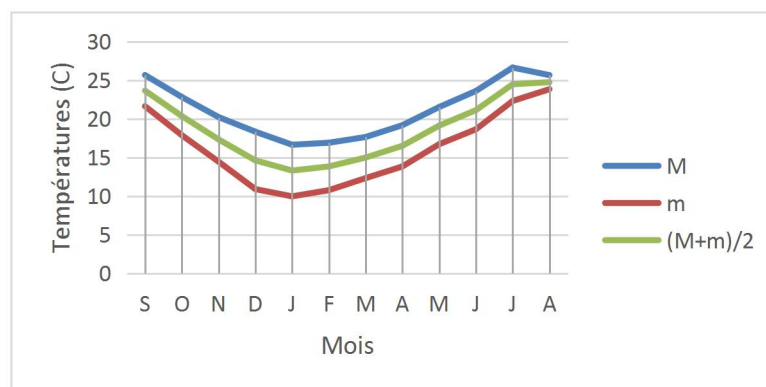


Figure IV.8. Diagramme des températures moyennes mensuelles.

IV.8. Hydrologie

Le plateau d'Oran est loin d'être une surface plane. Il est jalonné de petites cuvettes endoréiques (Daïet) qui drainent les eaux de ruissellement. Sur le flanc Sud du Djebel Murdjadjo (figure IV.9), les oueds limités en amont par la ligne de partage des eaux superficielle, constituent des entailles plus ou moins profondes dans les calcaires du Miocène. Ils présentent généralement un écoulement temporaire au régime très irrégulier, conditionné le plus souvent par la fréquence des précipitations.

L'ossature du réseau hydrographique sur le flanc Sud du Djebel Murdjadjo indique que les Chabet dévalent selon une direction Nord-Sud vers la plaine de Misserghine et la grande Sebkhah d'Oran. Au niveau de la plaine orientale du Djebel Murdjadjo, les écoulements prennent une direction N-W. S-E en se dirigeant vers la partie occidentale du plateau d'Oran, essentiellement représenté par l'oued Chabane qui draine la partie au nord-est de Pont Albin, s'écoule vers Aïn El -Baida et l'ENSEP, pour déboucher à DaïetMorseli. Quant à l'Oued Keffri, il prend une direction E-W. Son

cheminement aval se fait dans le ravin de Ras El Aïn pour rejoindre la nier au niveau du vieux port d'Oran.



Figure IV.9. Vire satellitaire d'Oran et de son réseau hydrographique [55].

IV.9. Topographie

La caractéristique majeure de la zone est la grande dépression du Sud-ouest vers le Nord-est, En général, le littoral est connu pour les larges plains mais aussi ses massifs littoraux comme le cas de Murdjadjo qui culmine à 576m .La hauteur de la ville augmentent de manière une fois passée la zone portuaire. Le front de mer est construit à 40 m au-dessus des flots, les falaises de Gambetta culminent à plus de 50 m. La ville monte en pente douce. Elle atteint 70 m sur le plateau de Kargentah, puis 90 m dans la proche banlieue d'Es Senia.

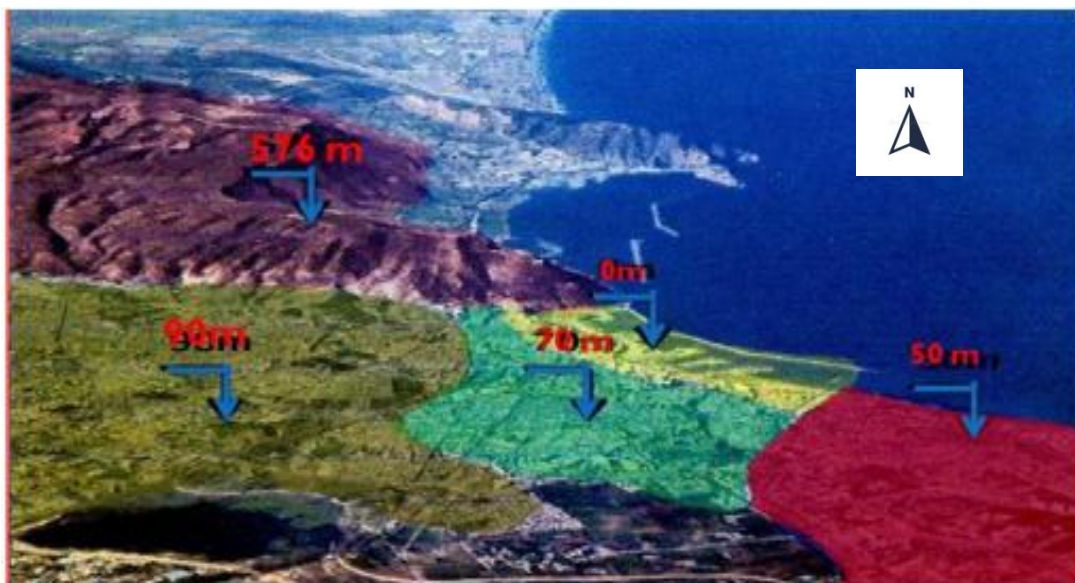


Figure IV.10. Topographie de la région d'Oran [55].

IV.10. Reconnaissance géotechnique in-situ

Les travaux sur le terrain ont consisté en la réalisation des sondage carottés qui permet de prélever un échantillon de sol remanié pour réalisation des essais de laboratoire destinés à l'identification et d'effectuer une visualisation des formations constituantes le sol (stratigraphie), d'un essais de SPT pour déterminer la résistance à la pénétration dans les terrains et d'obtenir des échantillons remaniés du sol pour examen et identification et des essais piézométrique pour mesure de profondeur de la surface de la nappe d'eau souterraine.

IV.10.1. Sondage carotté

5 sondages carottés de 35.00m (S1,S2), 30.00m (S3), et 15.00m (S4,S5) de profondeur ont été réalisés, afin de permettre une reconnaissance détaillée des conditions géologiques du site.



Figure IV.11. Photo d'un sondage carotté.

IV.10.1.1. Principe

Le principe du carottage consiste à descendre un carottier par rotation/translation dans le sol ou dans la roche et à remonter en surface des carottes de matériau correspondant au diamètre du carottier descendu. L'objectif principal étant d'identifier ou de caractériser mécaniquement le matériau tel qu'il se trouve en place. Cinq sondages numérotés S1, S2, S3, S4 et S5 ont été réalisés durant le mois de JANVIER 2021.

La foreuse utilisée est une TECOINSA TP 60/300. L'échantillonnage des sols a été effectué en continu tous les 1.50 m à l'aide d'un carottier double de type T6 de 101 mm de diamètre. Les échantillons remaniés et intacts ont été prélevés à différentes profondeurs avec un taux de récupération acceptable, pour l'exécution des essais géotechniques en laboratoire de type mécanique et physique.

IV.10.1.2. Résultat des sondages carottés

Les échantillons remaniés et intacts ont été prélevés à différentes profondeurs avec un taux de récupération acceptable.

Tableau IV. 3. Les sondages carottés réalisés.

N° de sondage	Profondeur (m)	Date d'exécution
S1	35.00	04 – 01 – 2021
S2	35.00	08 – 01 – 2021
S3	30.00	11 – 01 – 2021
S4	15.00	14 – 01 – 2021
S5	15.00	16 – 01 – 2021

L'analyse des carottes des sondages réalisés ils ont permis l'établissement des logs géologiques montrant la lithologie des terrains traversés en profondeurs ainsi que leurs épaisseurs. La figure suivante montre la caisse de sondage N°01 (les autres sondage sont joints en annexes).



S1 : 0.00 – 12.00 m

S1 : 12.00 – 24.00 m



S1 : 24.00 – 35.00 m

Figure IV.12.Type de la lithologie de la zone d'étude (caisses de sondage N°01).

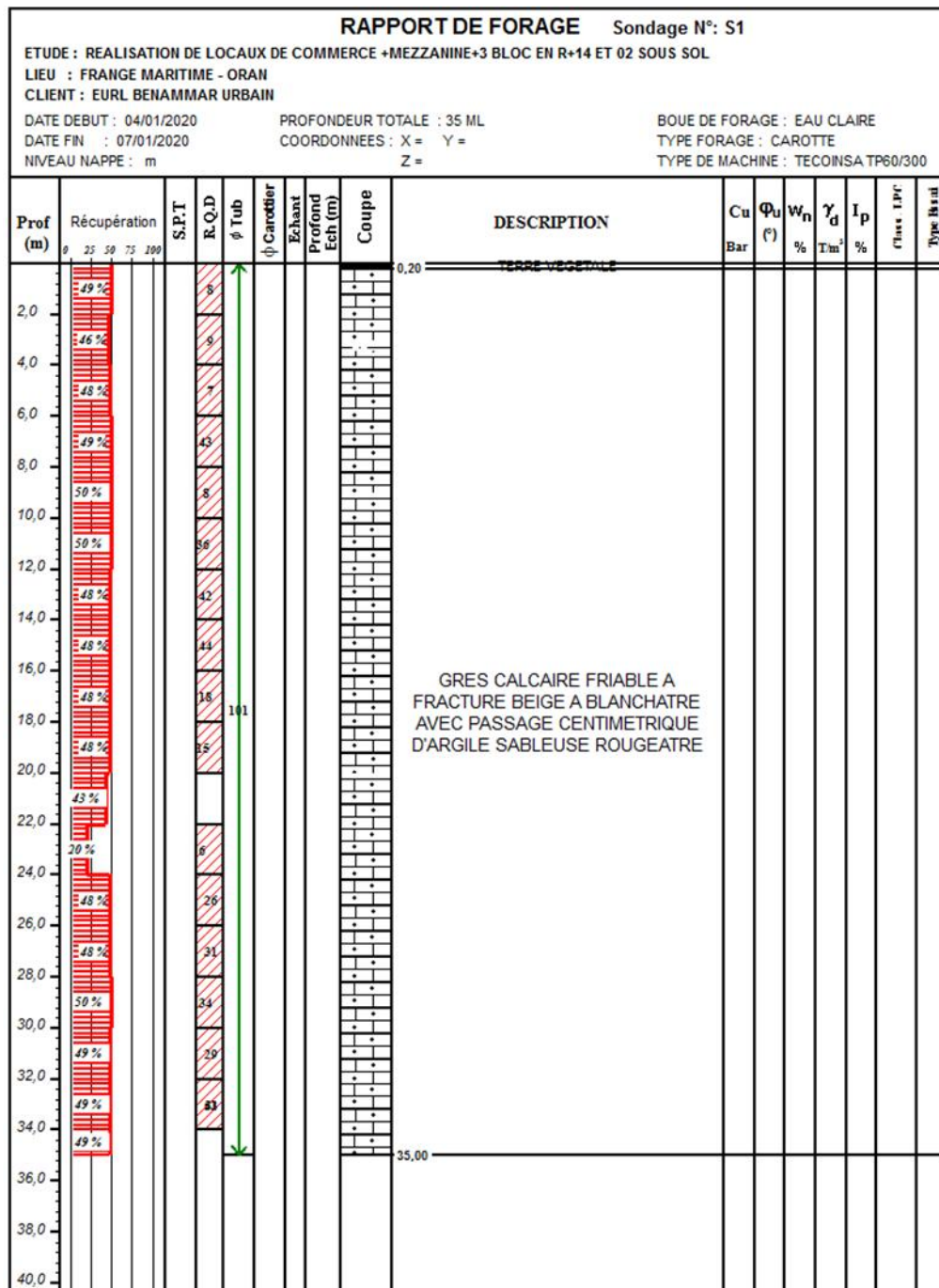


Figure IV.13. Résultat de sondage carotté N°01.

Les autres logs des sondages sont joints en annexes, ainsi établis ont mis en évidence à partir de la surface, la succession lithologique suivante:

Lithologie :

- ✓ Terre végétale.
- ✓ Sable fin siliceux à concrétion calcaire beige à jaunâtre.
- ✓ Calcaire gréseux.

IV.10.1.3. Description géotechniques des formations principales

- ❖ **Terre végétale** : Elle a été reconnue au début des sondages S1, S2 et S4. Son épaisseur est variable comme décrit dans les logs des sondages variant entre 0.10 et 0.40 m. Il s'agit d'argile marron ocre à racines végétaux.
- ❖ **Grès calcaire a calcaire gréseux** : La roche grès calcaire a été rencontrée au niveau de tous les sondages comme il est décrit dans les logs des sondages avec des intercalations de sable fin et passage centimétrique d'argile rougeâtre. C'est un grès calcaire à grains fins poreux friable à fracturé de coloration beige à jaunâtre. La roche grès calcaire dure à friable est caractérisée par une résistance à la compression simple :

$$12.40 \leq R_c \leq 234.39 \text{ kg/cm}^2$$

Et un poids volumique :

$$1.71 \leq \gamma_h \leq 2.40 \text{ g/cm}^3$$

Sa teneur en CaCO_3 est comprise entre 55.00 et 65.00 %.

- ❖ **Sable avec traces de fines et de gravier**: La couche de sable fin siliceux faiblement cimenté est rencontrée dans les sondages S3, S4 et S5. C'est un sable avec traces des fines et traces des graviers de coloration beige à jaunâtre et parfois marron ocre, peu dense. Il est caractérisé par :

L'analyse granulométrique montre les résultats suivants :

- Gravier: $0.00 \leq G \leq 0.77 \%$
- Sable: $88.75 \leq S \leq 95.51 \%$
- Fine: $4.49 \leq F \leq 10.48 \%$

Les valeurs de la teneur en eau mesurées sont comprises entre 22.4 et 28.15 %.

- La densité humide : $1.78 \leq \gamma_h \leq 1.84 \text{ g/cm}^3$
- La densité sèche : $1.43 \leq \gamma_d \leq 1.48 \text{ g/cm}^3$
- Teneur en Carbonates : $15.50 \leq \text{CaCO}_3 \leq 25.00\%$

Ces résultats, classent le matériau dans la catégorie des sols **SP** d'après la classification unifiée USCS.

Les valeurs de RQD

Le Rock Quality Designation (RQD) a été développé afin de donner une estimation quantitative de la fracturation influençant le comportement de la masse rocheuse à partir de l'examen de carottes obtenues par des forages. Le RQD est défini comme le pourcentage de morceaux intacts de longueur supérieure à 10 cm, sur la longueur totale du forage.

$$RQD = \frac{\sum \text{Longueur des morceaux} > 10 \text{ cm}}{\text{Longueur totale du forage}} \times 100 (\%)$$

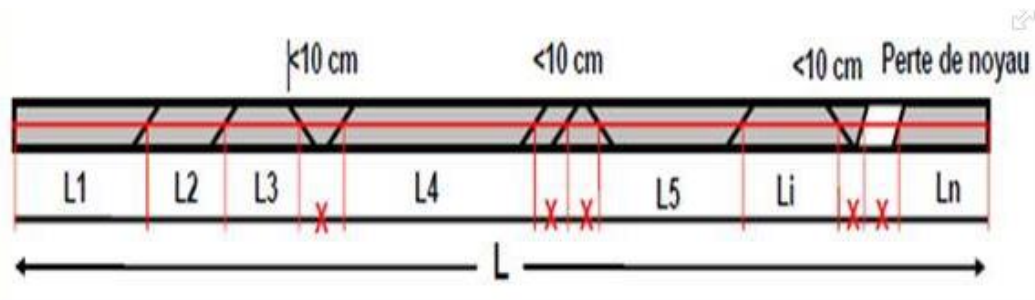


Figure IV.14. Illustration de calcul de RQD.

Ces tableaux résument les valeurs RQD du massif rocheux:

Sondage S1	
Profondeur (m)	RQD (%)
0.00 – 2.00	8.00
2.00 – 4.00	9.00
4.00 – 6.00	7.00
6.00 – 8.00	42.50
8.00 – 10.00	7.50
10.00 – 12.00	36.25
12.00 – 14.00	41.50
14.00 – 16.00	43.50
16.00 – 18.00	17.50
18.00 – 20.00	14.75
20.00 – 22.00	5.75
22.00 – 24.00	26.00
26.00 – 28.00	31.00
28.00 – 30.00	33.50
30.00 – 32.00	29.00
32.00 – 34.00	41.00
34.00 – 35.00	53.00

Sondage S2	
Profondeur (m)	RQD (%)
0.00 – 2.00	13.00
2.00 – 4.00	9.00
4.00 – 6.00	12.00
6.00 – 8.00	12.75
8.00 – 10.00	26.00
10.00 – 12.00	13.50
12.00 – 14.00	18.35
14.00 – 16.00	33.05
18.00 – 20.00	11.00
24.00 – 26.00	18.00
26.00 – 28.00	41.50
28.00 – 30.00	31.50
30.00 – 32.00	20.50
32.00 – 34.00	40.50
34.00 – 35.00	49.00

Sondage S3	
Profondeur (m)	RQD (%)
0.00 – 2.00	27.75
2.00 – 4.00	29.25
4.00 – 6.00	28.75
6.00 – 8.00	26.75
8.00 – 10.00	22.45
10.00 – 12.00	26.75
12.00 – 14.00	29.50
14.00 – 16.00	31.50
16.00 – 18.00	13.00
18.00 – 20.00	18.50
22.00 – 24.00	15.50
24.00 – 26.00	12.00
28.00 – 30.00	5.50

Sondage S4	
Profondeur (m)	RQD (%)
0.00 – 2.00	18.50
2.00 – 4.00	36.00
4.00 – 6.00	20.00
6.00 – 8.00	12.50
8.00 – 10.00	19.00
10.00 – 12.00	18.50
12.00 – 14.00	21.50
14.00 – 15.00	23.50

Sondage S5	
Profondeur (m)	RQD (%)
0.00 – 2.00	27.00
2.00 – 4.00	39.50
4.00 – 6.00	23.00
6.00 – 8.00	8.00
8.00 – 10.00	32.00
10.00 – 12.00	14.50
12.00 – 14.00	40.00
14.00 – 15.00	39.00

alors : $5.50 \leq \text{RQD} \leq 53.00 \%$

Tableau. IV.4. Corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux.

RQD (%)	Qualité du massif rocheux
<25	Très mauvaise
25-50	Mauvaise
50-75	Moyenne
75-90	Bonne
90-100	Excellente

Les valeurs obtenues caractérisent un massif rocheux de qualité mauvaise à moyenne.

IV.10.2. Essai SPT

IV.10.2.1. Principe de l'essai

Des essais SPT ont été réalisés à différentes profondeurs dans le sondage carotté. L'essai de pénétration standard est probablement l'essai le plus utilisé en géotechnique pour la caractérisation des sols granulaires. Il consiste en l'enfoncement par battage d'une cuillère normalisée (cuillère fendue) attachée à l'extrémité inférieure des tiges. Le marteau (63,5 kg) et la hauteur de chute (760 mm) sont aussi normalisés.



Figure IV.15. Réalisation de l'essai SPT.

IV.10.2.2. Procédure de l'essai SPT

- ✚ Nettoyer par lavage jusqu'au fond du trou;
- ✚ Enfoncer par battage la cuillère fendue;
- ✚ Compter le nombre de coups requis pour un enfoncement de 15 cm, répétés 3 fois;
- ✚ La valeur de N est la somme des deux derniers 15 cm.

En plus de procurer une indication sur la résistance du sol, l'essai permet de récupérer un échantillon. Dans le rapport de forage le nombre de coups pour chaque 15 cm de pénétration doit être indiqué.

Les travaux de reconnaissance ont été réalisés durant le mois de JANVIER 2021. Les échantillons remaniés ont été prélevés au moyen d'une cuillère fendue normalisée, battue au fond de forage avec mesure de l'indice de pénétration standard N.

IV.10.2.3. Résultat de l'essai

Six (06) essais SPT sont réalisés dans la formation sableuse à différentes profondeurs dans les sondages (S3, S4 et S5) et ont donné les résultats suivants :

Tableau. IV.5. Résultat de l'essai SPT .

Sondage	Date d'entrée	Profondeur (m)	SPT				Nature du sol	Consistance du sol
			N ₀	N ₁	N ₂	N _{spt}		
S3	13 - 01 - 2021	12.00 - 12.45	19	23	26	49	Sable fin siliceux	Dense à très dense
S4	14 - 01 - 2021	5.55 - 6.00	20	24	28	52		
		7.55 - 8.00	16	19	24	43		
		13.55 - 14.00	15	19	24	43		
S5	17 - 01 - 2021	9.55 - 10.00	18	22	26	48		
		10.00 - 10.45	19	23	26	49		

En vu des résultats des trois essais (S3,S2,S3) le sol montre une bonne compactage où N_{SPT} dépasse les 43 coups ($N_{SPT} = 43$), et cela à partir de 5.55 m de profondeur.

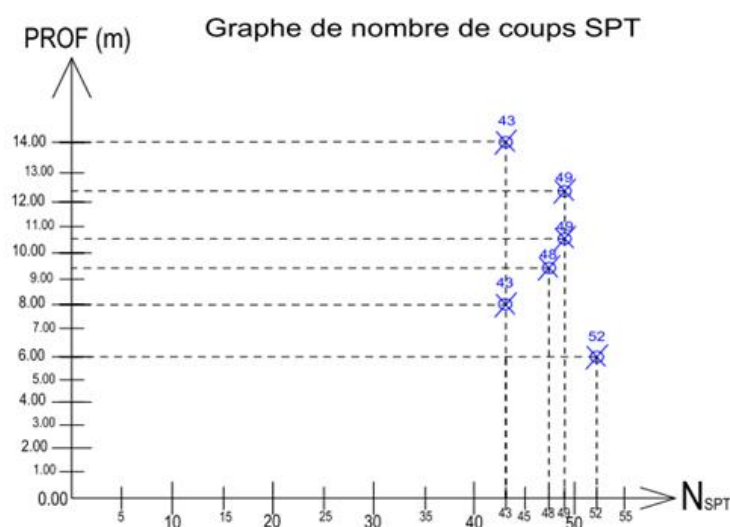


Figure IV.16. Graphe de nombre de coups SPT.

IV.10.3.essais piézométriques

Aucun niveau d'eau n'a été décelé à la profondeur atteinte par les sondages. Toute arrivée d'eau accidentelle ou autre lors de travaux doit être signalée.

IV.11. Reconnaissance géophysique

Parmi les méthodes cités en chapitre 03 le laboratoire des études géotechniques LEG a élaboré le programme de reconnaissance géophysique par la méthode de sismique de réfraction. L'exploration sismique est appliquée, ces dernières années, dans le domaine du génie civil. La plupart des problèmes de fondation, tels que la détermination de la profondeur du substratum rocheux, l'étude du sous-sol des tunnels et des barrages, peuvent être résolus par des méthodes sismiques. Une autre application de la sismique dans le génie civil est la détermination, in situ, des modules élastiques du sous-sol.

IV.11.1. La méthode sismique

IV.11.1.1. Principe

La méthode consiste à provoquer un choc à la surface du sol, l'onde de déformation ainsi induite se propage dans le milieu et soit réfractée ou réfléchi au niveau des interfaces. Un système de capteurs à la surface du sol recueille les impulsions correspondant aux trajets directs et réfractés de l'onde entre le choc et les capteurs. On mesure ainsi des temps de propagation, qui permettent de calculer des vitesses sismiques des différentes couches en présence et leurs épaisseurs.

Les vitesses sont des paramètres qui caractérisent les propriétés élastiques des terrains et en particulier leur compacité. Plus les vitesses sont faibles, plus les terrains sont meubles et peu consolidés (les vitesses varient entre quelques centaines et plusieurs milliers de m/s).

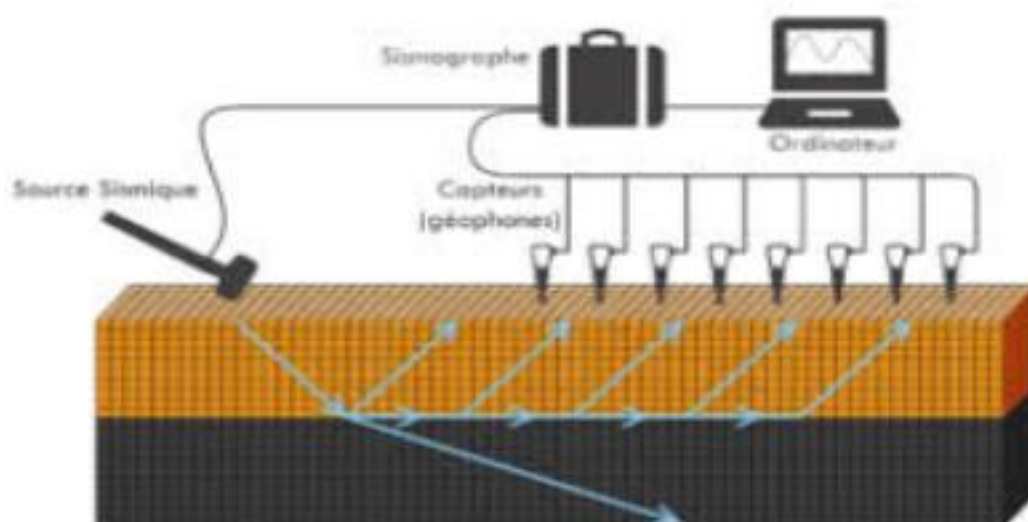


Figure IV.17. Schéma de principe de l'essai.



Figure IV.18. Photos de réalisation de l'essai .

IV.11.1.2. Equipements mis en œuvre

- ✓ Un sismographe "PASI " modèle 16S-12 de 12, 24 ou 48 voies d'acquisition;
- ✓ Géophones verticaux 4,5, 8,10 ou 14 Hz;
- ✓ Flute sismique 12 traces où inter face de 2,3,5 ou 10m;
- ✓ La source sismique utilisée est un choc d'un lourd marteau de 10 kg sur une plaque de caoutchouc ferme, posée au sol;
- ✓ Trigger mécanique ou accéléromètre.



Figure IV.19. Matériels utilisés en méthode sismique.

IV.11.1.3. Déploiement du matériel et enregistrement des ondes

Pour effectuer les mesures, on déploie le sismographe, ensuite on procède aux différentes connexions. Pour cela, il faut brancher le câble réseau, le câble d'alimentation, connecter le trigger et mettre en place les flûtes et les géophones avant de les connecter. Les dispositifs sismiques pour les enregistrements des ondes P et les

ondes de surface sont similaires. Pour la gestion du temps zéro, le « trigger » est relié au marteau par des attaches, de manière à ce que le déclencheur soit le plus proche possible du point d'impact.

NB : Avant toute mesure, il faut vérifier à l'aide du logiciel Vibroscope, le fonctionnement du dispositif.

Dix (10) profils sismiques ont été effectués, la base est constituée par l'arrangement de 12 géophones. Les dispositifs sismiques codifiés PS-01 à PS-10 (VP, VS), ont une longueur de 52.00 m, excepté le PS-10 (32.50 m) et un pas régulier de 4.00 et 2.50 m entre géophones respectivement, avec cinq points de tirs par profil ; à savoir :

- 2 en bouts (TD et TR) positionner la source à 1m des géophones en bouts pour ne pas saturer le signal sur ces derniers. Ce sont les deux tirs les plus importants et ceux qui seront utilisés pour vérifier les temps réciproques.
- 1 milieu (TC).
- Des tirs aux 1/4 et 3/4 du dispositif (entre les géophones G3, G4 et G9 , G10).
- 2 Offsets où la distance des tirs offsets doit être au moins égale 1/5^{ème} à la distance dite critique.

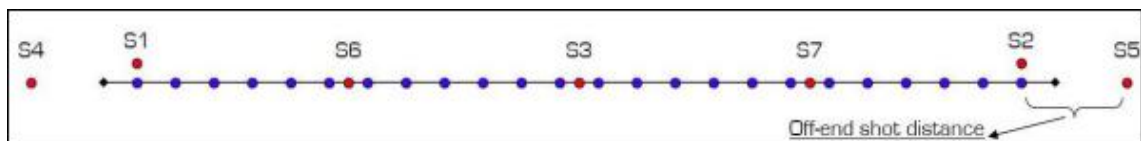


Figure IV.20. Dispositif de capteurs et tirs.

IV.11.1.4. Traitement et résultats des données

Les données acquises sont traitées à l'aide de différentes applications du logiciel SEISIMAGER 2D qui comporte deux modules. Le premier Pickwin permet d'identifier les premières arrivées et d'établir leurs dromochroniques (temps d'arrivées des premières ondes en fonction de la distance sur le profil). Le module Plotrefa permet ensuite d'obtenir un diagramme 2D des vitesses des ondes P par inversions de ces dromochroniques.

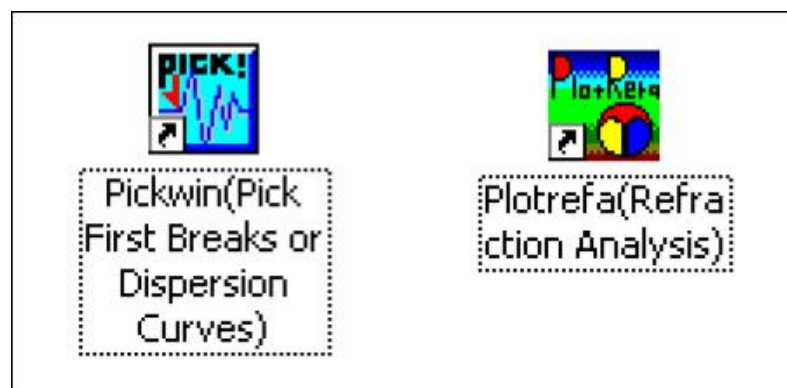


Figure IV.21. Différentes applications du logiciel SEISIMAGER 2D.

Les données obtenues par la sismique réfraction ont été traitées en deux étapes :

- La première étape consiste en cette nécessité de pointer les premières arrivées de tous les tirs à l'aide de l'application PickWin à travers les étapes suivantes
 - ✚ Ouvrez le fichier et renseignez la géométrie ;
 - ✚ S'il y a lieu, adaptez la visualisation des traces ;
 - ✚ Pointez manuellement les premières arrivées du tir chargé (la figure IV.22), après pointage, on construit automatiquement la dromochronique ;
 - ✚ Enfin, enregistrez la dromochronique.
 - ✚ Répétez l'opération avec tous les autres tirs (la figure IV.23). Après pointage, vérifiez les vitesses apparentes..

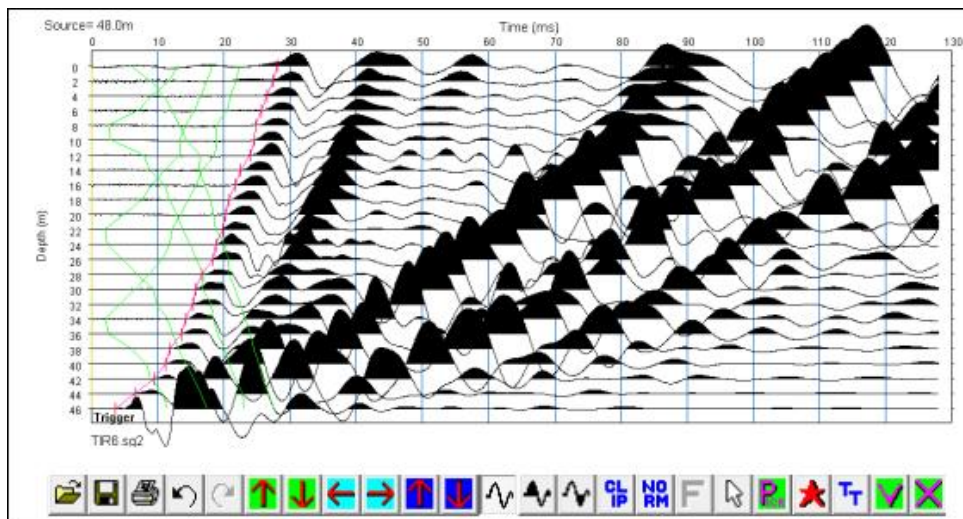


Figure IV.22. Pointage des premières arrivées des tirs à l'aide de PickWin.

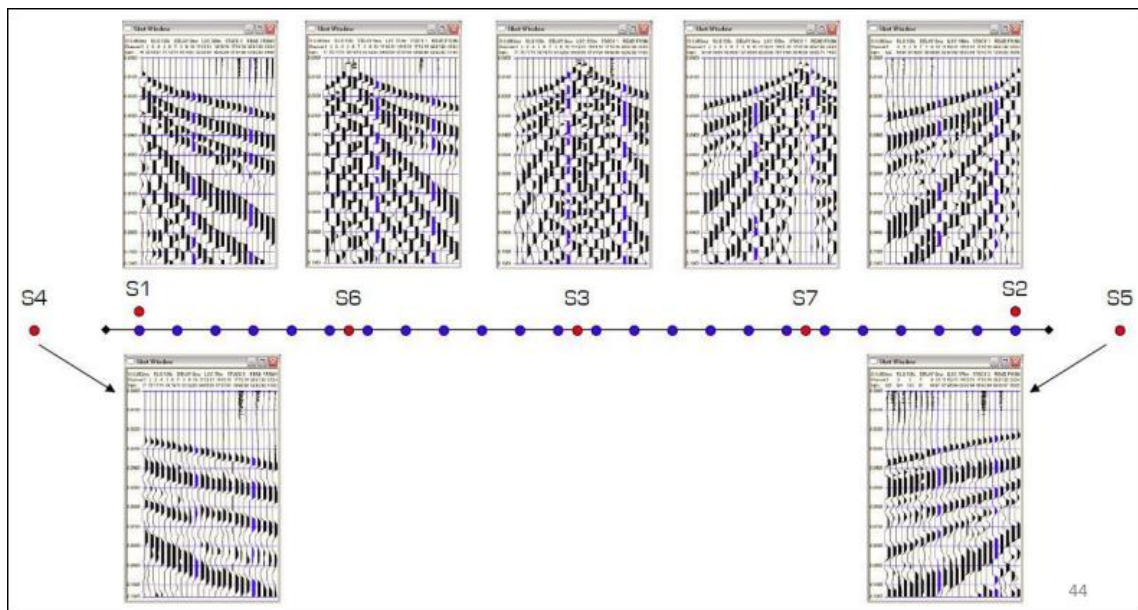


Figure IV.23. Pointage des premières arrivées de tout tirs avec l'application PickWin.

- La seconde étape est l'affichage des courbes distance-temps avec l'application Plotrefa. On obtient les différentes dromochroniques sans les traces.

La figure IV.24 présente toutes les dromochroniques colorées construites automatiquement à partir des différents pointages des premières arrivées des tirs.

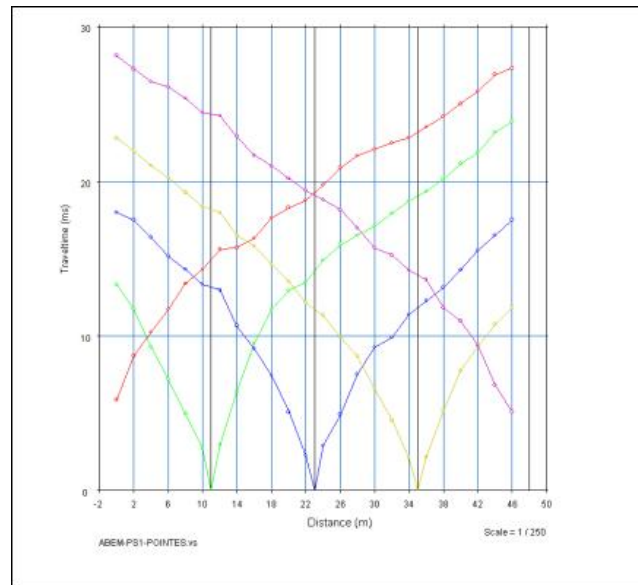


Figure IV.24. Dromochronique obtenues des pointés des premières arrivées.

Toujours avec l'application Plotrefa, on exécute les opérations suivantes :

- Importez de la topographie du profil sismique ;
- Créez d'un modèle initial tabulaire multicouche ;
- Lancez l'inversion ;
- Convertissez en modèle multicouche ;
- Lancez d'une nouvelle inversion ;
- Affichez des raies sismiques synthétiques ;
- Le modèle de vitesse est ensuite ajusté avec les informations géologiques pour obtenir un modèle géologique proche de la réalité (Figure IV.25).

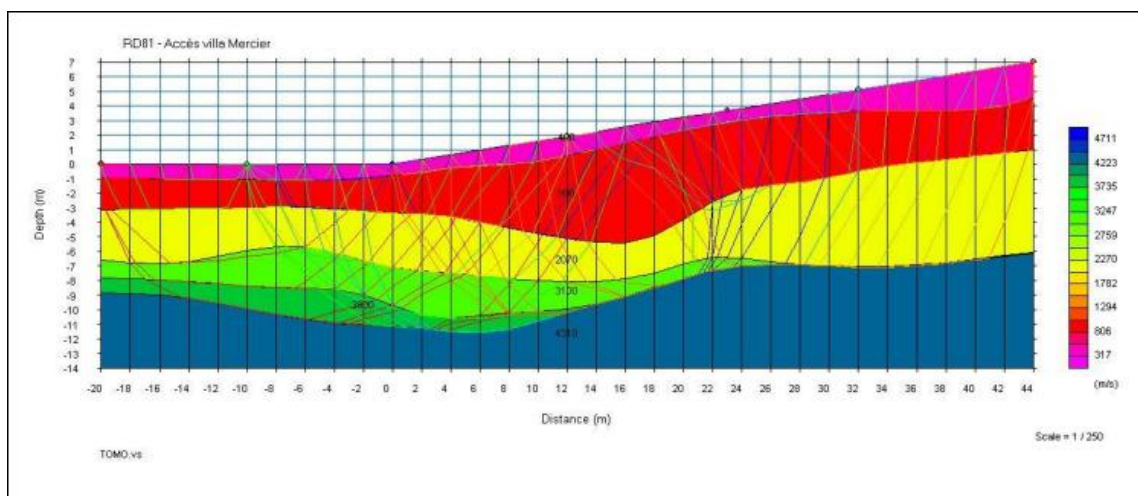


Figure IV.25. modèle de vitesses des couches du sous-sol avec les informations géologiques.

IV.11.1.5. Implantation et topographie

L'implantation des dix profils sismiques a été réalisée comme suit :

- ✚ Cinq (05) profils longitudinaux : PS-01 à PS-05;
- ✚ Cinq (05) profils transversaux : PS-06 à PS-10.



Figure IV.26. implantation des profils sismiques.

L'objectif de ces essais était de déterminer :

- L'épaisseur du recouvrement;
- L'état d'altération et la compacité des terrains;
- La présence d'accident géologique éventuel;
- La rippabilité des terrains pour les terrassements;
- La vulnérabilité sismique du site et sa classification.

IV.11.1.6. Interprétation des résultats sismiques

Les enregistrements obtenus ont permis de tracer la dromochronique suivant le pointage des premières arrivées des trains d'ondes pour les ondes P ; les résultats des enregistrements de profil PS-01 sont au-dessus (pour les autres profils voir les annexes).

- Les modules dynamiques G_{dyn} et E_{dyn} diffèrent des constants élastiques mesurés en laboratoire , ils sont déterminés comme suit :

$$E_{dyn} = \rho V_s^2 \frac{3V_p^2 - 4V_s^2}{V_p^2 - V_s^2} \quad \text{et} \quad G_{dyn} = V_s^2 = \frac{E}{2+2\nu}$$

E_{dyn} : Le module d'élasticité dynamique (kN/m²);

G_{dyn} :le module de cisaillement dynamique (kPa);

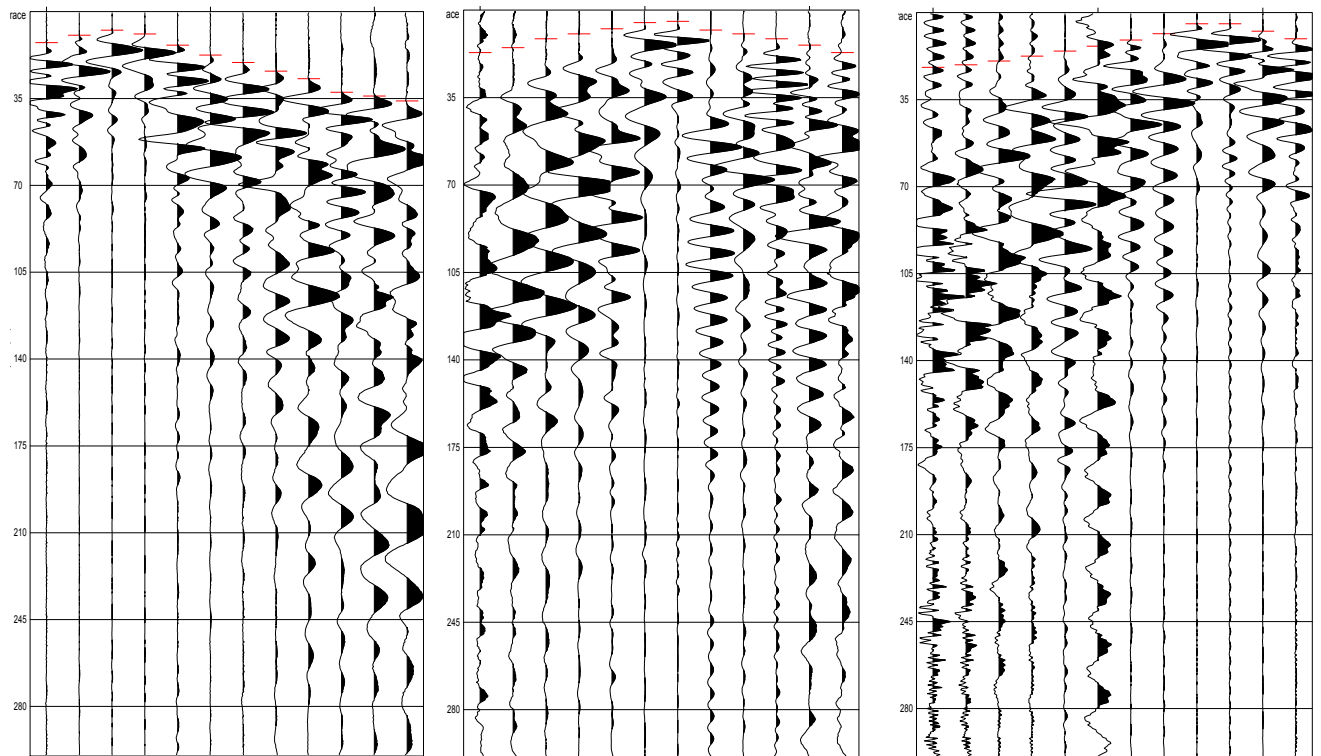
ρ : masse volumique (Kg/m³) ;

V_p : vitesse onde de compression (m/s) ;

V_s : vitesse onde de cisaillement (m/s).

- Les densités ont été établies selon la nature des couches recoupées par les sondages carottés.

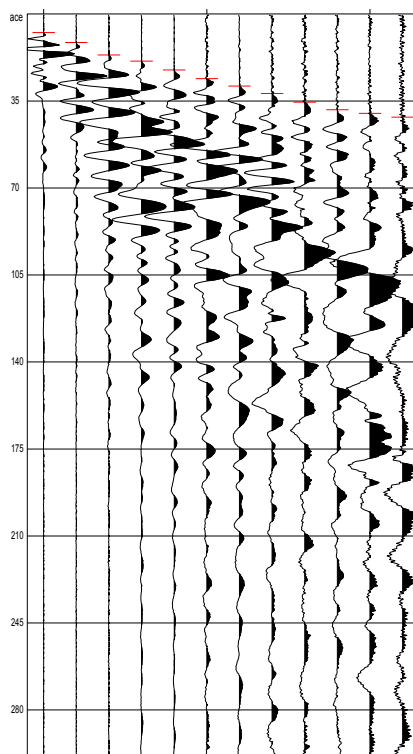
❖ Profil sismique PS-01



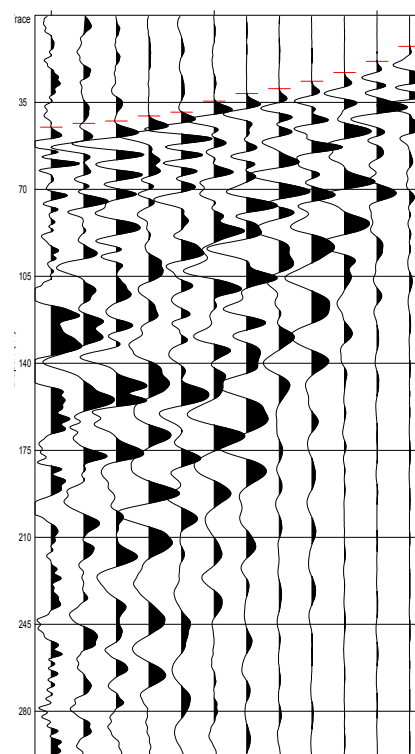
Tir interne

Tir au centre

Tir interne inverse



Tir en bout



Tir en bout reverse

Figure IV.27. Les enregistrements des ondes P de profil PS-01.

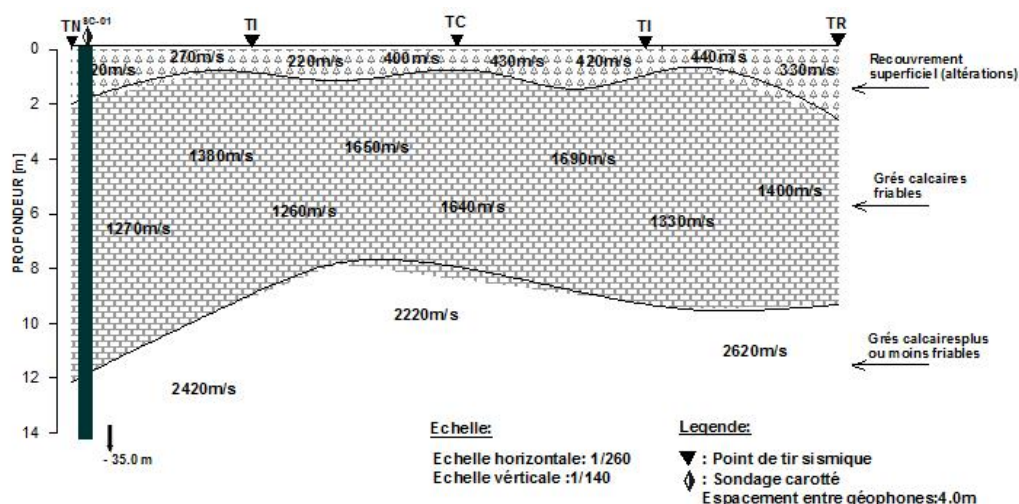


Figure IV.28. Coupe géosismique PS-01.

Tableau IV.5. Récapitulatif des résultats des vitesses V_p du profil PS- 01.

Numéro base	Tir	V_{p1} (m/s)	V_{p2} (m/s)	V_{p3} (m/s)	H_1 (m)	H_2 (m)
PS-01 V_p espacement 4.0 m	TD 4.0 m	520	1270	2420	1.99-2.10	9.43-10.7
	TIR (G3-G4)	270	1380	/	0.72-0.82	/
	TID (G3-G4)	220	1260	2220	1.06-1.25	6.73-6.58
	TC R	400	1650	/	0.78-0.82	/
	TC D	430	1640	/	0.80-0.84	/
	TIR (G9-G10)	420	1690	/	1.36-1.55	/
	TID (G9-G10)	440	1330	/	0.58-0.70	/
	TR 4.0 m	330	1400	2620	2.55-2.63	6.00-7.45

Tableau IV.6. Récapitulatif des résultats des vitesses V_s du profil PS- 01.

Numéro base	Tir	V_{s1} (m/s)	V_{s2} (m/s)	V_{s3} (m/s)
PS-01 V_s	TN 4.0 m	153	421	774
	TR 4.0 m	137	544	800

Le profil PS-01 montre la présence de plusieurs gammes de vitesses à savoir :

- ✓ La première gamme, atteint des vitesses sismiques lentes de l'ordre de 220 – 520 m/s, sur une puissance variant entre 0.60 et 2.60 mètres ; (altérations);
- ✓ La seconde gamme de vitesse, mise en évidence, dont les vitesses des ondes de compression enregistrées sont : $V_p = 1260 – 1690$ m/s et $V_s = 421 – 544$ m/s, dont l'épaisseur $h = 6.0 – 10.70$ mètres. Ce faciès correspond à des grès calcaires friables à fractures ;
- ✓ La dernière gamme, recoupée entre les profondeurs de 7.80 m et 12.14 mètres, dont les vitesses des ondes P deviennent rapides de l'ordre de 2220 – 2620 m/s et de l'ordre de 774 – 800 m/s pour les ondes S, correspondant aux grès friables plus ou moins friables.

Tableau IV.7. des modules dynamiques de sol du profil PS-01.

Prof _{moy} [m]	V _{p moy} [m/s]	V _{s moy} [m/s]	densité	Pois	G _{dyn} [MPa]	E _{dyn} [MPa]
0.00 – 1.30	378.7	145.0	1.60	0.41	33.6	95.1
1.30 – 9.80	1452.5	482.5	1.92	0.43	446.9	1285.5
> 9.80	2420.0	787.0	2.03	0.44	1257.3	3623.2

❖ Profil sismique PS-02

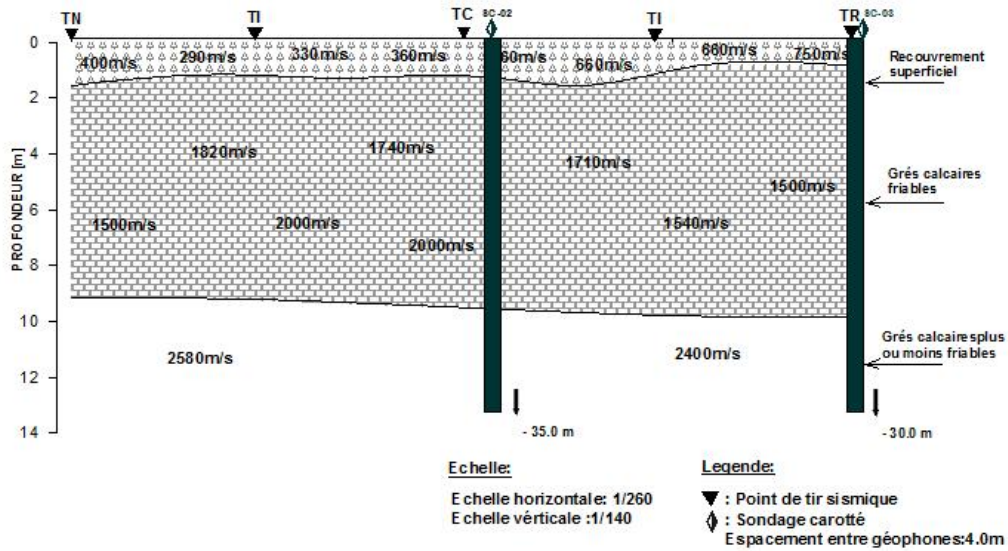


Figure IV.29. Coupe géosismique PS-02.

Tableau IV.8. Récapitulatif des résultats des vitesses V_p du profil PS- 02.

Numéro base	Tir	V _{p1} (m/s)	V _{p2} (m/s)	V _{p3} (m/s)	H ₁ (m)	H ₂ (m)
PS-02 V espacement 4.0 m	TD 4.0 m	400	1500	2580	1.52-1.59	6.91-8.32
	TIR (G3-G4)	290	1820	/	1.14-1.17	/
	TID (G3-G4)	330	2000	/	1.26-1.30	/
	TC R	360	1740	/	1.15-1.21	/
	TC D	360	2000	/	1.25-1.28	/
	TIR (G9-G10)	660	1710	/	1.33-1.78	/
	TID (G9-G10)	660	1540	/	0.80-0.85	/
	TR 4.0 m	750	1500	2400	0.86	8.46-9.47

Tableau IV.9. Récapitulatif des résultats des vitesses V_s du profil PS- 02.

Numéro base	Tir	V _{s1} (m/s)	V _{s2} (m/s)	V _{s3} (m/s)
PS-02	TN 4.0 m	156	570	784
V _s	TR 4.0 m	320	480	730

L'analyse des dromochroniques du PS-02 révèle :

- ✓ Dans le recouvrement superficiel, les vitesses des ondes de compression sont faibles : 290 m/s < V_p < 750 m/s, avec une épaisseur allant de 0.80 à 1.60 mètres;

- ✓ Les grès calcaires friables, caractérisés par des valeurs relativement élevées, les vitesses des ondes de compression sont de l'ordre de 1500 m/s – 2000 m/s et celles de cisaillement de l'ordre de 480 – 570 m/s, avec $h = 6.90 - 9.50$ m ;
- ✓ En profondeur, on recoupe les faciès grésocalcaires plus ou moins friables, les vitesses calculées oscillent autour de : $V_p = 2400 - 2580$ m/s et $V_s = 730 - 784$ m/s, dont le toit est localisé à partir d'une profondeur moyenne de 9.50 mètres.

Tableau IV.10. des modules dynamiques de sol du profil PS-02.

Prof _{moy} [m]	V _{p moy} [m/s]	V _{s moy} [m/s]	densité	Pois	G _{dyn} [MPa]	E _{dyn} [MPa]
0.00 – 1.20	476.2	238.0	1.60	0.33	90.6	241.7
1.20 – 9.50	1726.2	525.0	1.92	0.44	529.2	1533.6
> 9.50	2490.0	757.0	2.03	0.44	1163.2	3371.4

❖ Profil sismique PS-03

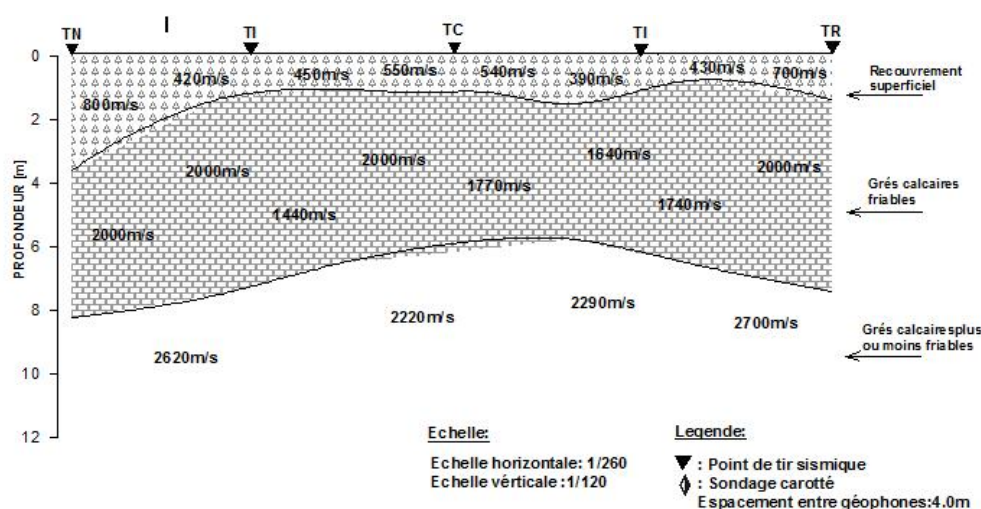


Figure IV.30. Coupe géosismique PS-03.

Tableau IV.11. Récapitulatif des résultats des vitesses V_p du profil PS- 03.

Numéro base	Tir	V _{p1} (m/s)	V _{p2} (m/s)	V _{p3} (m/s)	H ₁ (m)	H ₂ (m)
PS-03 V _p espacement 4.0 m	TD 4.0 m	800	2000	2620	3.27-3.92	3.83-5.40
	TIR (G3-G4)	420	2000	/	1.33-1.35	/
	TID (G3-G4)	450	1440	2220	0.94-1.08	5.20-5.86
	TC R	550	2000	/	1.13-1.14	/
	TC D	540	1770	/	1.09-1.13	/
	TIR (G9-G10)	390	1640	2290	1.42-1.56	3.57-4.95
	TID (G9-G10)	430	1740	/	0.75-0.77	/
	TR 4.0 m	700	2000	2700	1.38-1.41	5.26-6.77

Tableau IV.12. Récapitulatif des résultats des vitesses V_s du profil PS- 03.

Numéro base	Tir	V _{s1} (m/s)	V _{s2} (m/s)	V _{s3} (m/s)
PS-03 V _s	TN 4.0 m	245	645	870
	TR 4.0 m	295	582	890

L'interprétation des dromochroniques est représentée comme suit :

- ✓ Le premier marqueur, la vitesse de l'onde directe est lente de l'ordre de 390 – 800 m/s, sur une puissance comprises entre 0.80 à 3.90 m ; (altérations grésocalcaires)
- ✓ Le second marqueur, mis en évidence, avec des vitesses variant entre 1440 m/s et 2000 m/s pour l'onde de compression, atteignant des valeurs de 582 – 645 m/s pour les ondes de cisaillement et une épaisseur allant de 3.90 à 6.80 mètres, attribués à des formations grésocalcaires friables ;
- ✓ Le troisième marqueur, les vitesses des ondes de compression enregistrées sont rapides de l'ordre de 2220 m/s – 2700 m/s. Ce faciès a été recoupé entre les profondeurs 5.80 à 8.20 m, correspond à des grés calcaires plus ou moins friables.

Tableau IV.12. des modules dynamiques de sol du profil PS-03.

Prof _{moy} [m]	V _{p moy} [m/s]	V _{s moy} [m/s]	densité	Pois	G _{dyn} [MPa]	E _{dyn} [MPa]
0.00 – 1.50	535.0	270.0	1.60	0.33	116.6	310.0
1.50 – 7.00	1823.7	613.5	1.92	0.43	722.6	2075.7
> 7.00	2457.5	880.0	2.03	0.42	1572.0	4484.8

❖ Profil sismique PS-04

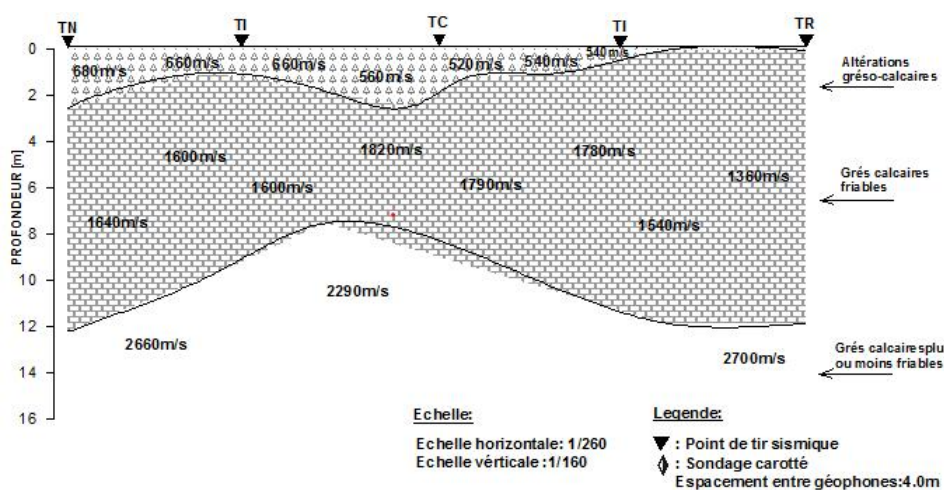


Figure IV.31. Coupe géosismique PS-04.

Tableau IV.13. Récapitulatif des résultats des vitesses V_p du profil PS- 04.

Numéro base	Tir	V _{p1} (m/s)	V _{p2} (m/s)	V _{p3} (m/s)	H ₁ (m)	H ₂ (m)
PS-04 V _p espacement 4.0 m	TD 4.0 m	680	1640	2660	2.50-2.57	9.29-10.1
	TIR (G3-G4)	660	1600	/	0.96-1.08	/
	TID (G3-G4)	660	1600	2290	1.80-1.81	5.46-6.03
	TC R	560	1820	/	2.18-2.85	/
	TC D	520	1790	/	1.14-1.37	/
	TIR (G9-G10)	540	1780	/	0.65-1.42	/
	TID (G9-G10)	540	1540	/	1.04-1.21	/
	TR 4.0 m	/	1360	2700	/	10.3-13.4

Tableau IV.14. Récapitulatif des résultats des vitesses V_s du profil PS- 04.

Numéro base	Tir	Vs ₁ (m/s)	Vs ₂ (m/s)	Vs ₃ (m/s)
PS-04	TN 4.0 m	307	500	781
Vs	TR 4.0 m	/	467	805

Les résultats du profil PS-04 révèle :

- ✓ En surface, les vitesses enregistrées sont faibles : $V_p = 520 - 680$ m/s, dont les épaisseurs calculées $h = 0.60 - 2.60$ mètres ;
- ✓ Les terrains intermédiaires, caractérisés par des vitesses moyennes : $V_p = 1360 - 1820$ m/s et $V_s = 467 - 500$ m/s, les épaisseurs calculées sont comprises entre 5.50 m et 13.40 mètres, représentant les faciès de grès calcaires friables ;
- ✓ Les terrains profonds, recoupés entre les profondeurs 7.50 et 12.20 mètres en moyenne et montrent une progression très rapides dont les valeurs des ondes sismiques $V_p = 2290 - 2700$ m/s et celles de $V_s = 781 - 805$ m/s. Ce faciès correspond aux grès calcaires plus ou moins friables.

Tableau IV.15. Des modules dynamiques de sol du profil PS-04.

Prof _{moy} [m]	V _p _{moy} [m/s]	V _s _{moy} [m/s]	densité	Pois	G _{dyn} [MPa]	E _{dyn} [MPa]
0.00 – 1.60	594.2	307.0	1.60	0.31	150.7	397.4
1.60 – 10.5	1641.2	483.5	1.91	0.45	446.5	1297.0
> 10.50	2550.0	793.0	2.08	0.44	1308.0	3783.9

❖ Profil sismique PS-05

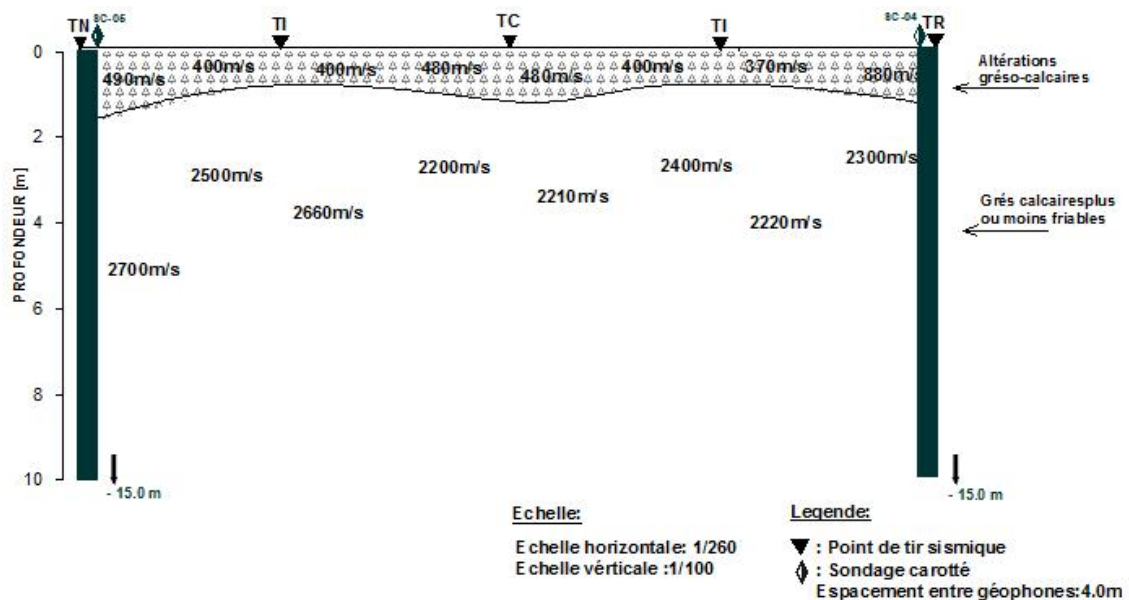


Figure IV.32. Coupe géosismique PS-05.

Tableau IV.16. Récapitulatif des résultats des vitesses V_p du profil PS- 05.

Numéro base	Tir	Vp1 (m/s)	Vp2 (m/s)	Vp3 (m/s)	H1 (m)	H2 (m)
PS-05 Vp espacement 4.0 m	TD 4.0 m	490	/	2700	1.66-1.74	/
	TIR (G3-G4)	400	/	2500	0.81-0.85	/
	TID (G3-G4)	400	/	2660	0.80-0.85	/
	TC R	480	/	2200	0.98-1.17	/
	TC D	480	/	2210	1.11-1.25	/
	TIR (G9-G10)	400	/	2400	0.81-0.88	/
	TID (G9-G10)	370	/	2220	0.75-0.84	/
	TR 4.0 m	880	/	2300	1.19-1.33	/

Tableau IV.17. Récapitulatif des résultats des vitesses Vs du profil PS- 05.

Numéro base	Tir	Vs1 (m/s)	Vs2 (m/s)	Vs3 (m/s)
PS-05 Vs	TN 4.0 m	152	/	820
	TR 4.0 m	384	/	769

Le profil sismique PS-05 montre :

- ✓ Jusqu’à une profondeur moyenne 1.0 mètre environ, les vitesses des ondes de compression varient entre 370 m/s et 880 m/s ;
- ✓ Dans le second terrain, on recoupe les grès calcaires plus ou moins friables, les vitesses deviennent élevées, oscillant autour de 2200 – 2700 m/s pour les ondes P et marquent des valeurs de 769 – 820 m/s.

Tableau IV.18. des modules dynamiques de sol du profil PS-05.

Prof _{moy} [m]	Vp _{moy} [m/s]	Vs _{moy} [m/s]	densité	Pois	G _{dyn} [MPa]	E _{dyn} [MPa]
0.00 – 1.10	487.5	268.0	1.60	0.28	114.9	294.9
> 1.10	2398.7	794.5	2.08	0.43	1213.9	3777.0

❖ Profil sismique PS-06

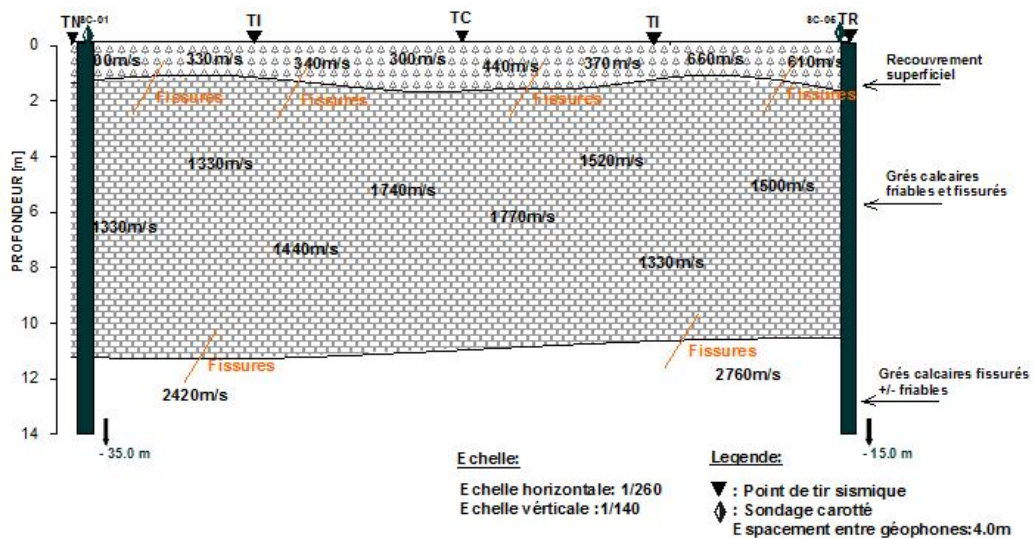


Figure IV.33. Coupe géosismique PS-06.

Tableau IV.19. Récapitulatif des résultats des vitesses Vp du profil PS- 06.

Numéro base	Tir	Vp ₁ (m/s)	Vp ₂ (m/s)	Vp ₃ (m/s)	H ₁ (m)	H ₂ (m)
PS-06 Vp espacement 4.0 m	TD 4.0 m	500	1330	2420	1.34	8.40-11.4
	TIR (G3-G4)	330	1330	/	0.97-1.19	/
	TID (G3-G4)	340	1440	/	1.34-1.57	/
	TC R	300	1740	/	1.67-1.68	/
	TC D	440	1770	/	1.55-1.63	/
	TIR (G9-G10)	370	1520	/	1.52-1.56	/
	TID (G9-G10)	660	1330	/	0.95-1.21	/
	TR 4.0 m	610	1500	2760	1.66-1.78	8.19-9.46

Tableau IV.20. Récapitulatif des résultats des vitesses V_s du profil PS- 06.

Numéro base	Tir	Vs ₁ (m/s)	Vs ₂ (m/s)	Vs ₃ (m/s)
PS-06 Vs	TN 4.0 m	115	444	770
	TR 4.0 m	180	538	825

L'analyse des dromochroniques du PS-06 révèle :

- ✓ Le recouvrement superficiel, marque des vitesses médiocres, atteignent 300 m/s – 660 m/s, sur une puissance moyenne égale à 1.40 mètre ;
- ✓ Le second terrain, présente des célérités moyennes pour les ondes de compression de l'ordre de 1330 – 1770 m/s par ailleurs pour les ondes de cisaillement : 444-538 m/s, atteint une puissance allant de 8.20 à 11.40 mètres, représente les grès calcaires friables fissurés ;
- ✓ Dans le dernier terrain, les célérités deviennent plus élevées, oscillent autour de : Vp=2420 -2760 m/s et Vs=770-825 m/s, ce faciès a été recoupé à une profondeur moyenne de 10.90 mètres environ, correspond a des grès calcaires +/- friables.
- ✓ La présence des décrochements sur les dromochroniques par les tirs : direct, inverse et internes, marquent la présence de fissures dans les grès calcaires friables.

Tableau IV.21. des modules dynamiques de sol du profil PS-06.

Prof _{moy} [m]	Vp _{moy} [m/s]	Vs _{moy} [m/s]	densité	Pois	G _{dyn} [MPa]	E _{dyn} [MPa]
0.00 – 1.40	443.7	147.5	1.60	0.43	34.8	100.1
1.40 – 10.90	1495.0	491.0	1.90	0.44	458.0	1318.7
> 10.90	2590.0	797.5	2.09	0.44	1329.2	3848.5

❖ Profil sismique PS-07

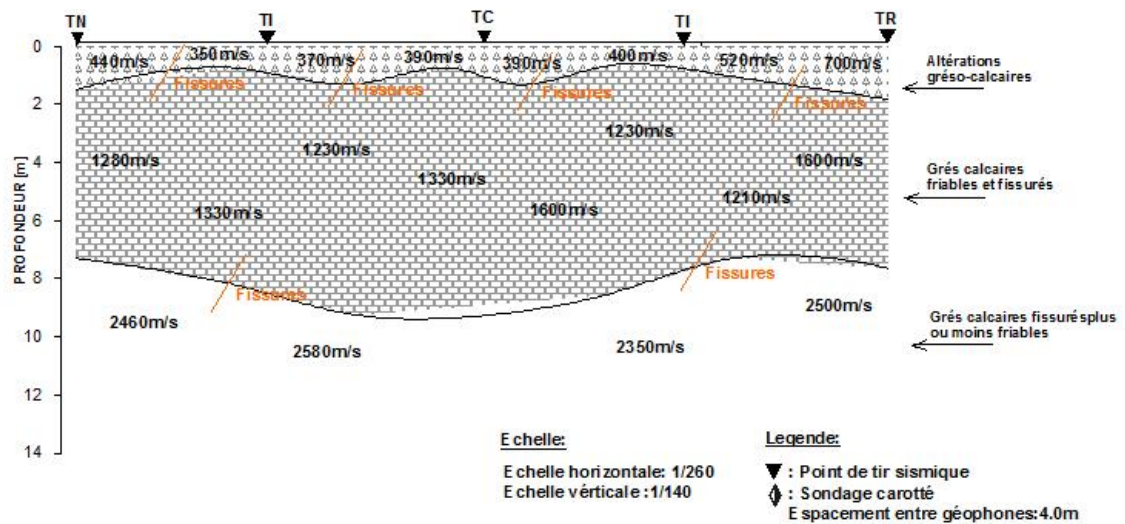


Figure IV.34. Coupe géosismique PS-07.

Tableau IV.22. Récapitulatif des résultats des vitesses V_p du profil PS- 07.

Numéro base	Tir	V_{p1} (m/s)	V_{p2} (m/s)	V_{p3} (m/s)	H_1 (m)	H_2 (m)
PS-07 V_p espacement 4.0 m	TD 4.0 m	440	1280	2460	1.39-1.59	5.12-6.52
	TIR (G3-G4)	350	1330	/	0.72-0.76	/
	TID (G3-G4)	370	1230	2580	1.20-1.39	7.80-8.14
	TC R	390	1330	/	0.73-0.77	/
	TC D	390	1600	/	1.30-1.32	/
	TIR (G9-G10)	400	1230	2350	0.63-0.71	7.72-8.03
	TID (G9-G10)	520	1210	/	0.94-1.15	/
	TR 4.0 m	700	1600	2500	1.82-1.87	5.40-6.21

Tableau IV.23. Récapitulatif des résultats des vitesses V_s du profil PS- 07.

Numéro base	Tir	V_{s1} (m/s)	V_{s2} (m/s)	V_{s3} (m/s)
PS-07 V_s	TN 4.0 m	181	479	784
	TR 4.0 m	279	530	792

L'interprétation des dromochroniques est représentée comme suit :

- ✓ En surface, les vitesses enregistrées sont très lentes $V_p = 350 - 700$ m/s, dont les épaisseurs calculées : $h = 0.60 - 1.90$ mètre ; (altérations grésocalcaires)
- ✓ Les terrains sous-jacents, marqués par des célérités relativement élevées de l'ordre de $1230 - 1600$ m/s, sur une puissance moyenne de 6.80 mètres, représentant les formations de grés calcaires friables et fissurés ;
- ✓ Les faciès gréseux calcaires profonds, sont également plus ou moins friables et fissurés, atteignent des vitesses rapides avec des valeurs : $2350 - 2580$ m/s pour l'onde P et $784 - 792$ m/s pour l'onde S. Ce faciès a été recoupé à 8.20 mètres de profondeur.
- ✓ Les décrochements sur les hodochrones par les tirs tracés, sont dus à la présence de fissurations dans les grés calcaires friables.

Tableau IV.24. des modules dynamiques de sol du profil PS-07.

Prof _{moy} [m]	V _p _{moy} [m/s]	V _s _{moy} [m/s]	densité	Pois	G _{dyn} [MPa]	E _{dyn} [MPa]
0.00 – 1.10	445.0	230.0	1.60	0.31	84.6	223.0
1.10 – 8.20	1351.2	504.5	1.80	0.41	458.1	1300.1
> 8.20	2472.5	788.0	2.04	0.44	1266.7	3656.9

❖ Profil sismique PS-08

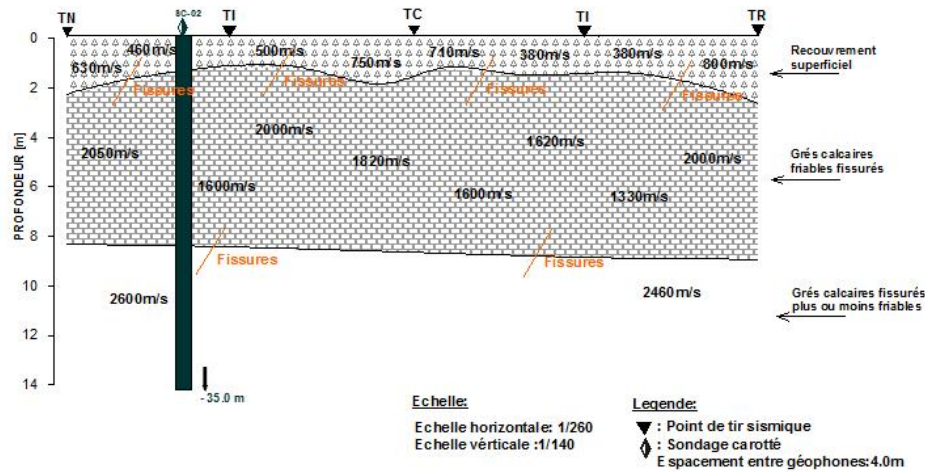


Figure IV.35. Coupe géosismique PS-08.

Tableau IV.25. Récapitulatif des résultats des vitesses V_p du profil PS- 08.

Numéro base	Tir	V _{p1} (m/s)	V _{p2} (m/s)	V _{p3} (m/s)	H ₁ (m)	H ₂ (m)
PS-08 V _p espacement 4.0 m	TD 4.0 m	630	2050	2600	2.18-2.31	5.97-6.19
	TIR (G3-G4)	460	1600	/	1.19-1.24	/
	TID (G3-G4)	500	2000	/	1.16-1.29	/
	TC R	750	1820	/	1.72-1.93	/
	TC D	710	1600	/	1.18-1.24	/
	TIR (G9-G10)	380	1620	/	1.36-1.57	/
	TID (G9-G10)	380	1330	/	1.28-1.49	/
	TR 4.0 m	800	2000	2460	2.61	5.45-7.20

Tableau IV.26. Récapitulatif des résultats des vitesses V_s du profil PS- 08.

Numéro base	Tir	V _{s1} (m/s)	V _{s2} (m/s)	V _{s3} (m/s)
PS-08 V _s	TN 4.0 m	287	670	795
	TR 4.0 m	347	591	720

Ce profil montre la présence de trois gammes de vitesses à savoir :

- ✓ Le premier terrain, les vitesses des ondes directes sont très médiocres, de l'ordre de 380 – 800 m/s, sur une puissance variant entre 1.16 et 2.60 mètres; (altérations gréso-calcaires) ;

- ✓ Dans le second terrain, les célérités des ondes de compression enregistrées progressent avec $V_p = 1330 - 2050$ m/s, $V_s = 591 - 670$ m/s avec : $h_{moy} = 6.20$ mètres. Ce faciès correspond à des formations gréseuses friables et fissurés;
- ✓ Le dernier terrain, les vitesses des ondes P deviennent plus rapides, marquent des valeurs de $2460 - 2600$ m/s pour les ondes P et de l'ordre de $720 - 795$ m/s pour les ondes S, correspondant aux faciès grésocalcaires plus ou moins friables.
- ✓ Des décrochements affectent les branches des hodochrones sur les tirs. Ce qui confirme la présence de fissures dans les grès calcaires.

Tableau IV.27. Des modules dynamiques de sol du profil PS-08.

Prof _{moy} [m]	V _p _{moy} [m/s]	V _s _{moy} [m/s]	densité	Pois	G _{dyn} [MPa]	E _{dyn} [MPa]
0.00 – 1.60	576.2	317.0	1.60	0.28	160.7	412.5
1.60 – 8.60	1752.5	630.5	1.91	0.42	759.2	2164.9
> 8.60	2530.0	757.5	2.02	0.45	1159.0	3363.1

❖ Profil sismique PS-09

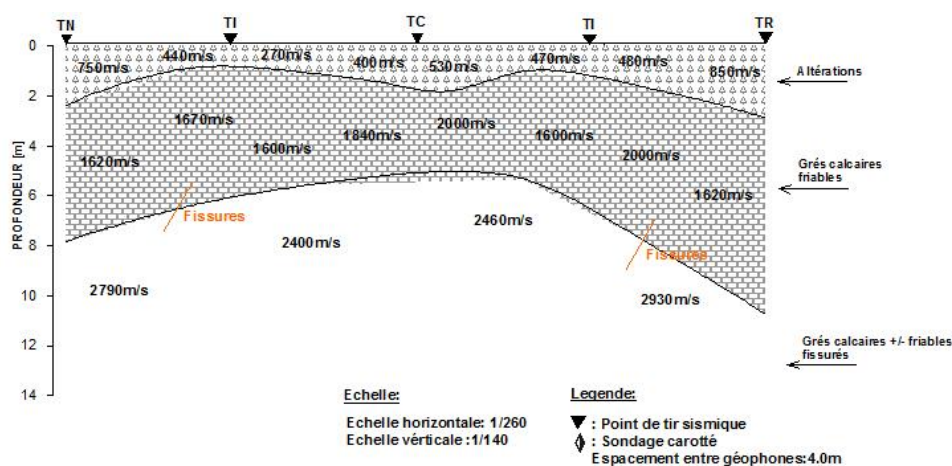


Figure IV.36. Coupe géosismique PS-09.

Tableau IV.28. Récapitulatif des résultats des vitesses V_p du profil PS- 09.

Numéro base	Tir	V _{p1} (m/s)	V _{p2} (m/s)	V _{p3} (m/s)	H ₁ (m)	H ₂ (m)
PS-09 V _p espacement 4.0 m	TD 4.0 m	750	1620	2790	2.32-2.42	5.23-5.68
	TIR (G3-G4)	440	1670	/	0.76-0.91	/
	TID (G3-G4)	270	1600	2400	1.05-1.09	4.13-4.85
	TC R	400	1840	/	1.43-1.60	/
	TC D	530	2000	/	1.73-1.90	/
	TIR (G9-G10)	470	1600	2460	0.93-1.10	4.15-4.47
	TID (G9-G10)	480	2000	/	1.48-1.56	/
	TR 4.0 m	850	1620	2930	2.79-2.99	7.83-7.91

Tableau IV.29. Récapitulatif des résultats des vitesses V_s du profil PS- 09.

Numéro base	Tir	V _{s1} (m/s)	V _{s2} (m/s)	V _{s3} (m/s)
PS-09 V _s	TN 4.0 m	206	521	851
	TR 4.0 m	170	465	870

L'analyse des dromochroniques de cette station montre :

- ✓ En surface, les vitesses enregistrées sont faibles : $V_p = 270 - 850$ m/s, dont les épaisseurs calculées $h = 0.70 - 3.0$ mètres (altérations);
- ✓ Les terrains intermédiaires, caractérisés par des vitesses moyennes, atteignant $1600 - 2000$ m/s pour les ondes de compression et $465 - 521$ m/s pour les ondes de cisaillement, les épaisseurs calculées sont comprises entre 4.10 m et 7.90 mètres, représentant les faciès de grès calcaires friables ;
- ✓ Les terrains profonds, recoupés entre les profondeurs 5.30 et 10.70 mètres en moyenne et montrent une progression très rapides dans les valeurs des ondes sismiques : $V_p = 2400 - 2930$ m/s, $V_s = 851 - 870$ m/s. Ce faciès correspond à des grès calcaires fissurés et +/- friables.
- ✓ La présence des décrochements sur les hodochrones, marquent la présence des fissures dans les faciès grésocalcaires.

Tableau IV.30.des modules dynamiques de sol du profil PS-09.

Prof _{moy} [m]	V _p _{moy} [m/s]	V _s _{moy} [m/s]	densité	Pois	G _{dyn} [MPa]	E _{dyn} [MPa]
0.00 – 1.60	523.7	188.0	1.60	0.42	56.5	161.2
1.60 – 7.40	1743.7	493.0	1.93	0.45	469.0	1366.4
> 7.40	2645.0	860.5	2.04	0.44	1510.5	4352.8

❖ Profil sismique PS-10

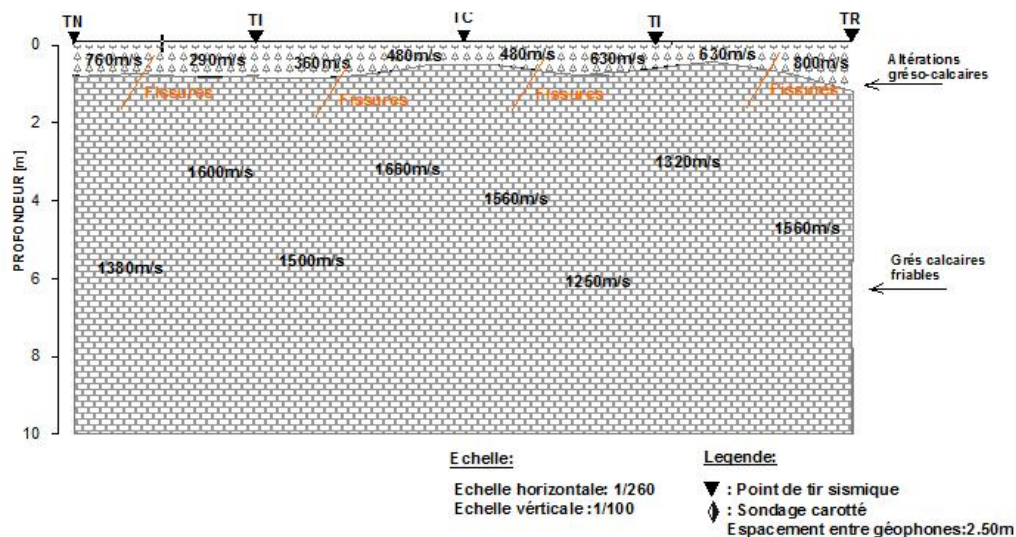


Figure IV.37. Coupe géosismique PS-10.

Tableau IV.31. Récapitulatif des résultats des vitesses V_p du profil PS- 10.

Numéro base	Tir	V_{p1} (m/s)	V_{p2} (m/s)	V_{p3} (m/s)	H_1 (m)	H_2 (m)
PS-10 V_p espacement 2.50 m	TD 2.50 m	760	1380	/	0.67-0.91	/
	TIR (G3-G4)	290	1600	/	0.70-0.93	/
	TID (G3-G4)	360	1500	/	0.74-0.88	/
	TC R	480	1660	/	0.46-0.62	/
	TC D	480	1560	/	0.50-0.52	/
	TIR (G9-G10)	630	1250	/	0.71-0.83	/
	TID (G9-G10)	630	1320	/	0.44-0.53	/
	TR 2.50 m	800	1560	/	1.06-1.39	/

Tableau IV.32. Récapitulatif des résultats des vitesses V_s du profil PS- 10.

Numéro base	Tir	V_{s1} (m/s)	V_{s2} (m/s)	V_{s3} (m/s)
PS-10 V_s	TN 2.50 m	166	531	/
	TR 2.50 m	147	520	/

Le profil sismique PS-10 révèle :

- ✓ Jusqu'à une profondeur moyenne 0.70 mètre environ, les vitesses des ondes de compression varient entre 290 m/s et 800 m/s ;
- ✓ Dans le second terrain, on recoupe les grès calcaires friables et fissurés, avec des vitesses progressives : $V_p = 1250 - 1660$ m/s et $V_s = 520 - 531$ m/s.
- ✓ Les décrochements sur les hodochrones par les tirs : direct, reverse et internes, sont dus à la présence de fissurations dans les grès calcaires friables.

Tableau IV.33. Des modules dynamiques de sol du profil PS-10.

Prof _{moy} [m]	$V_{p_{moy}}$ [m/s]	$V_{s_{moy}}$ [m/s]	densité	Pois	G_{dyn} [MPa]	E_{dyn} [MPa]
0.00 – 0.70	553.7	156.5	1.60	0.45	39.1	114.1
> 0.70	1478.7	525.5	1.93	0.42	532.9	1521.8

L'ensemble de la campagne géophysique peut être présentée ainsi :

- ❖ En surface affleurent les terrains du recouvrement composés par les altérations grésocalcaires, les vitesses sismiques des ondes de compression relatives aux ondes " P " sont lentes de l'ordre de 220 – 880 m/s et celles relatives aux ondes " S " de l'ordre de 115 – 384 m/s, sur une puissance variant entre 0.40 mètre et 3.0 mètres environ ; Les valeurs des modules d'élasticité dynamique en MPa sont médiocres:

$$E_{dyn} = 95.1 - 412.52 \text{ MPa}$$

$$G_{dyn} = 33.6 - 160.7 \text{ MPa}$$

❖ Les grès calcaires friables et fissurés, sous-jacents, mis en évidence, dont les célérités montrent une progression, les vitesses V_p sont relativement élevées, allant de 1230 m/s à 2050 m/s et celles de cisaillement V_s oscillent autour de 421 – 670 m/s ; Les caractéristiques dynamiques du sol sont représentées comme suit :

$$E_{\text{dyn}} = 1285.5 - 2164.9 \text{ MPa}$$

$$G_{\text{dyn}} = 446.9 - 759.2 \text{ MPa}$$

❖ Les grès calcaires profonds, sont également plus ou moins friables et fissurés, recoupées entre les profondeurs 7.0 et 11.0 mètres, excepté le profil PS-10, où ces faciès apparaissent en surface, les vitesses marquent des valeurs rapides de l'ordre de 2200 – 2930 m/s pour les P et atteignent 720 – 890 m/s pour les ondes S ; Les valeurs des modules d'élasticité dynamique en MPa sont :

$$E_{\text{dyn}} = 3363.1 - 4484.8 \text{ MPa}$$

$$G_{\text{dyn}} = 1159.0 - 1572.0 \text{ MPa}$$

La classification du site est donnée selon la vitesse sismique moyenne des ondes de cisaillement calculée selon la formule suivante [54]:

$$\overline{V_s} = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{V_{si}} \right)} = 666.3 \text{ m/s}$$

IV.12. Corrélation entre les paramètre géotechnique et géophysique

En fonction des caractéristiques les sols sont classés en 4 sites selon RPA99:

Tableau IV.34. Classification des sites [54].

Caté- gorie	Description	q_c (MPa) (c)	N (d)	p_l (MPa) (e)	E_p (MPa) (e)	q_u (MPa) (f)	V_s (m/s) (g)
S ₁	Rocheux (a)	-	-	>5	>100-	>10	≥800
S ₂	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥400 - < 800
S ₃	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	0.1 ~ 0.4	≥200 - < 400
S ₄	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	<0.1	≥100 <200

Le site a été classé en catégorie site S₂ (dépôts de sable consolidé / roche altérée) à partir de l'essai de la résistance à la compression simple et l'essai SPT d'après la réglementation RPA99. Etant donné que la construction sera posée sur les grès calcaires

et le sable fin, le sol a été classé dans la catégorie inférieure.

Cette recherche bibliographique nous a permis de constater que la vitesse de cisaillement V_s a été, le plus souvent, corrélée avec le N_{SPT} (nombre de coups SPT), généralement non corrigé. Cependant, les résultats de ces corrélations sont très satisfaisants et peuvent être appliquées sur tous les sols.

IV.13. Conclusion

Ce chapitre vise à présenter un exemple d'intégration des informations dans le cadre d'une étude globale d'un projet. L'exemple présenté concerne le site en Frange Maritime à Oran et intègre des données géologiques, hydrogéologiques, géotechniques et géophysiques.

D'après les informations récoltées concernant la région nous pouvons conclure que :

- ❖ Les sondages carottés ont mis en évidence une succession des couches formées d'une couche de terre végétale suivie une couche de sable fin siliceux à concrétion calcaire beige à jaunâtre et de couche de calcaire gréseux.
- ❖ D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003), la wilaya d'ORAN est classée zone à sismicité moyenne « Zone IIa ».
- ❖ Le site n'est composé que par des grés calcaires friables à fractures avec des passages de remplissage d'argiles et de sables fins sur une grande profondeur ;
- ❖ En surface affleurent les terrains du recouvrement composés par les altérations grésocalcaires avec les vitesses sismiques 'P' sont lentes , Les grés calcaires friables et fissurés avec une progression des vitesses V_p et les grés calcaires profonds sont également plus ou moins friables et fissurés avec les vitesses V_p sont élevées).
- ❖ La puissance et la profondeur des terrains en places (les terrains du recouvrement composés par les altérations grésocalcaires varie entre 0.40 et 3.0m, les grés calcaires profonds recoupées entre les profondeurs 7 et 11 m.
- ❖ La présence d'une intense fissuration dans les faciès grésocalcaires dans la direction Sud-Est / Nord-Ouest ;
- ❖ La vitesse des ondes de cisaillement : $V_s = 666.3 \text{ m/s}$;
- ❖ Le site a été classé en catégorie S2 à partir de l'essai SPT et la méthode sismique d'après la réglementation RPA99/version 2003.

L'utilisation des méthodes géophysiques dans ce cas a montré de très bons résultats qui peuvent être suffisants pour une bonne précision de sous-sol.



Conclusion
générale

L'investigation géotechnique repose en générale sur des techniques in-situ, ou l'ingénieur géotechnicien est confronté à des terrains hétérogènes. Cette hétérogénéité rend la mission plus ardue coûteuse et augmente l'erreur de caractérisation des sols. C'est dans ce contexte que le recours aux corrélations entre les différents paramètres des essais in-situ d'une part et des paramètres géophysique d'autre part est devenu indispensable afin d'obtenir des résultats plus fiables.

En géophysique, parmi les méthodes les plus utilisées pour obtenir un modèle du sous-sol est la méthode sismique. Cette méthode prend une part de plus en plus importante dans les reconnaissances de sol pour des études géotechniques, hydrogéologiques ou de caractérisation des sites vis-à-vis des problématiques d'aléa sismique. La sismique de surface comprend la sismique réfraction (ondes P ou S) qui fournit un modèle de vitesse du sous-sol. Elle est très couramment employée en géotechnique, afin de suivre l'évolution de la position du substratum, ainsi que les évolutions longitudinales de son état physique ou de celui de sa couverture. Sa rapidité de mise en œuvre et son coût raisonnable en font un outil indispensable à l'optimisation d'un programme de reconnaissance, en permettant en particulier aux maîtres d'œuvre d'optimiser le nombre et la position des sondages mécaniques.

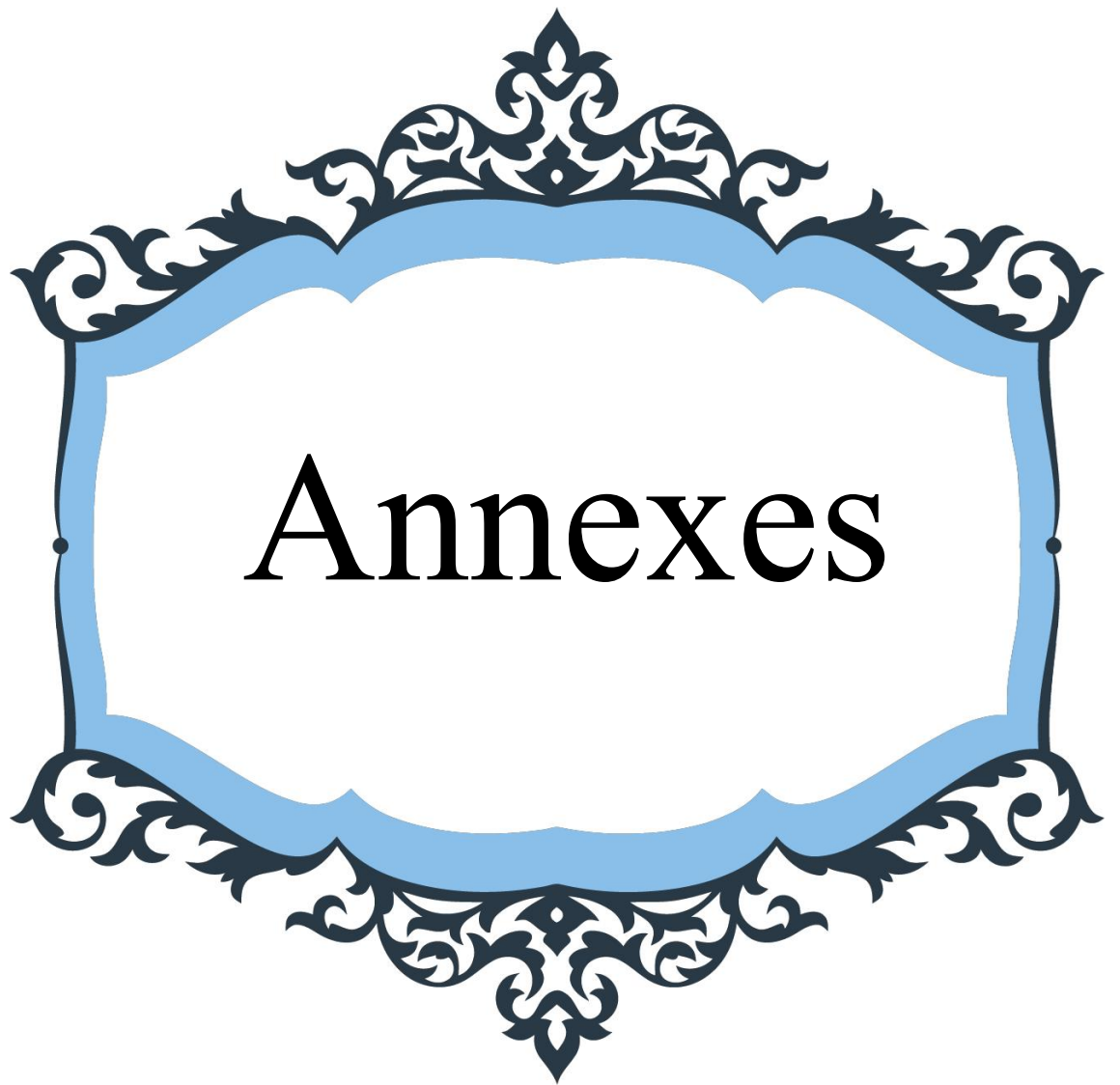
Le principal objectif tracé par le présent mémoire est d'arriver à l'élaboration d'une méthodologie de caractérisation des différentes propriétés du sol, par la détermination d'un maximum de relations possibles, existant entre ces mêmes propriétés, et ce, afin de tirer un maximum d'informations, à partir d'une campagne limitée à quelques essais sur un site donné.

La sismique réfraction appliquée sur site a servi à caractériser les modules d'élasticité dynamique des sols. la connaissance des vitesses d'onde P et d'ondes S, ont permis en effet la mise en évidence d'un ensemble d'anomalies de type fractures.

Dans cette perspective, la première démarche a été axée sur la confirmation de la complémentarité entre les méthodes d'investigations in-situ et géophysiques, dans l'optique d'enrichir les connaissances pour mieux comprendre le sol donné (présence de fractures). Cependant, la finalité qui découle de l'ensemble des démarches entamées à travers ce travail, mène vers l'optimisation d'une campagne de reconnaissance d'un site, en tenant compte du type d'essais, leur volume (nombre), sans oublier les aspects sécuritaire et économique.

L'utilisation des méthodes géophysiques dans ce cas a montré de très bons résultats qui peuvent être suffisants pour décrire le mécanisme et les cause de tell mouvement, mais le calage avec les sondages carottés demeure toujours nécessaire pour mieux solidifier le résultat.

Enfin, nous insistons sur le fait qu'une telle démarche mérite d'être appliquée, non seulement à l'échelle d'un site donné, mais aussi à une échelle plus élargie (régionale par exemple), par la création d'une banque de donnée, qui regroupe les différentes grandes classes lithologiques, ce qui permet de dégager des ordres de grandeurs sur les formations rencontrées dans une région donnée.



Annexes

Annexes

Sondage N°02



S2 : 0.00 – 12.00 m



S2 12.00 – 24.00 m



S2 : 24.00 – 35.00 m

Sondage N°03



S3 : 0.00 – 12.00 m



S3 : 12.00 – 24.00 m



S3 : 24.00 – 30.00 m

Sondage N°04



S4 : 0.00 – 12.00 m



S4 : 12.00 – 15.00 m

Sondage N°05

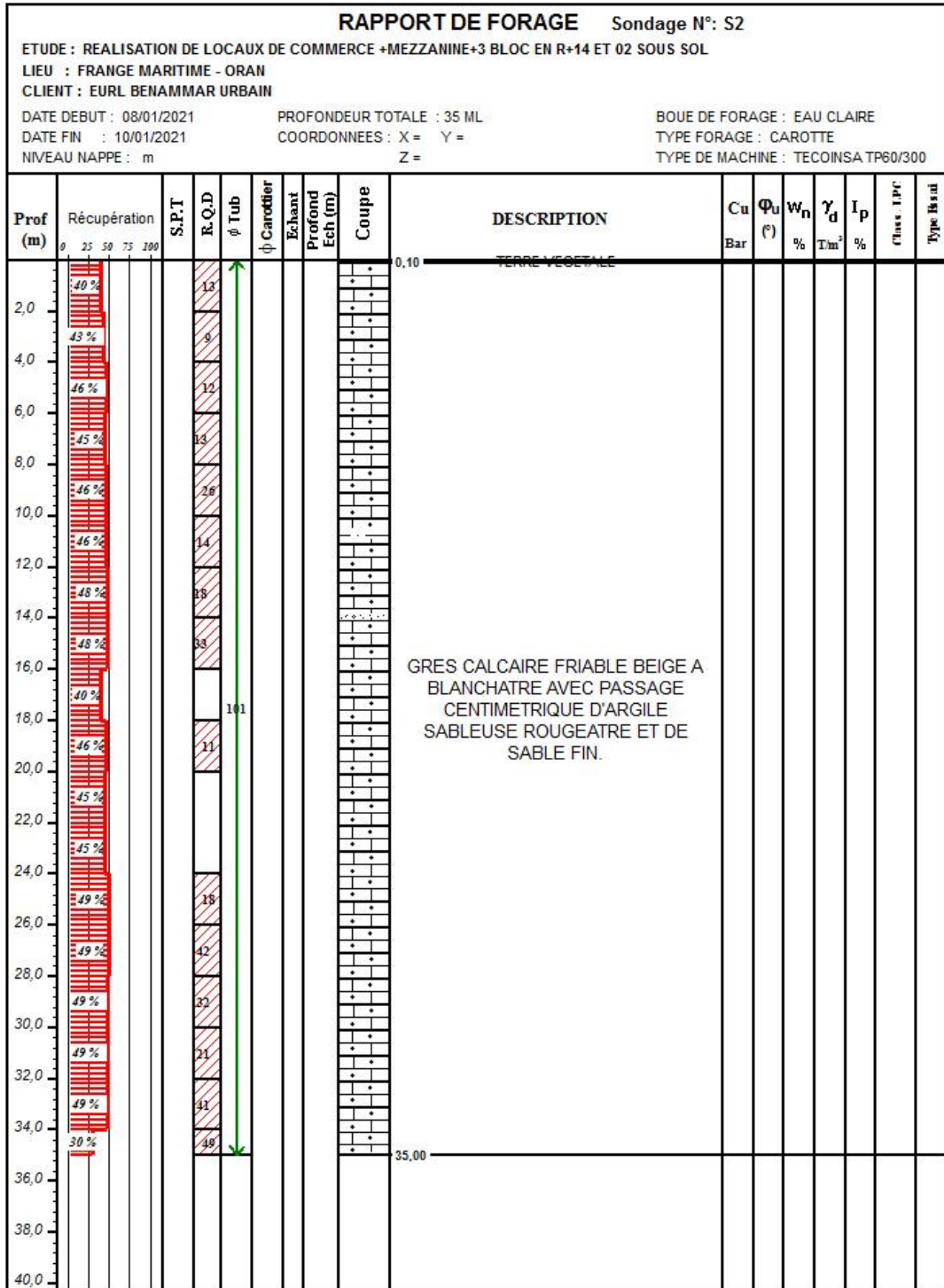


S5 : 0.00 – 12.00 m

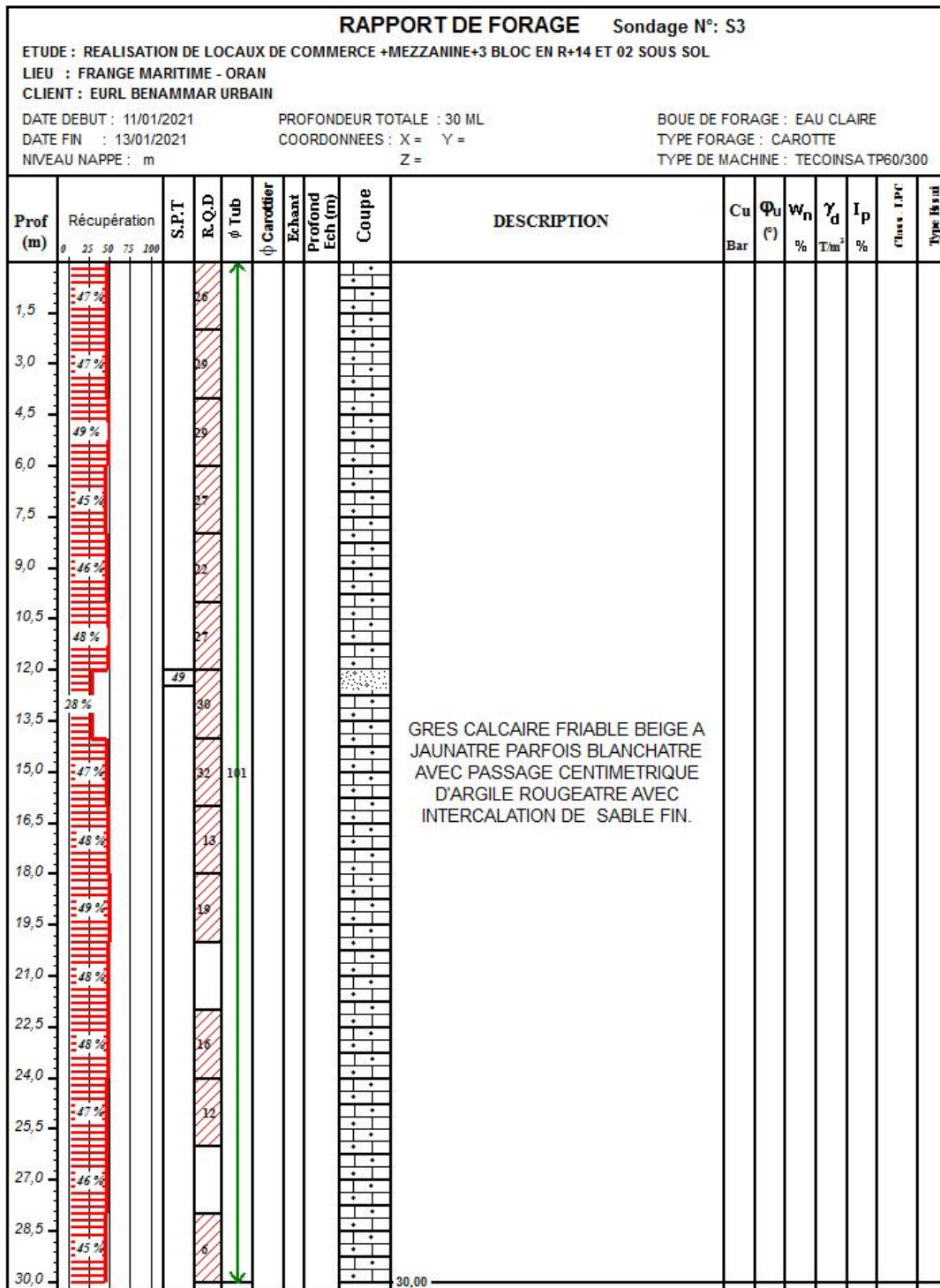


S5 : 12.00 – 15.00 m

Résultat de sondage carotté N°02

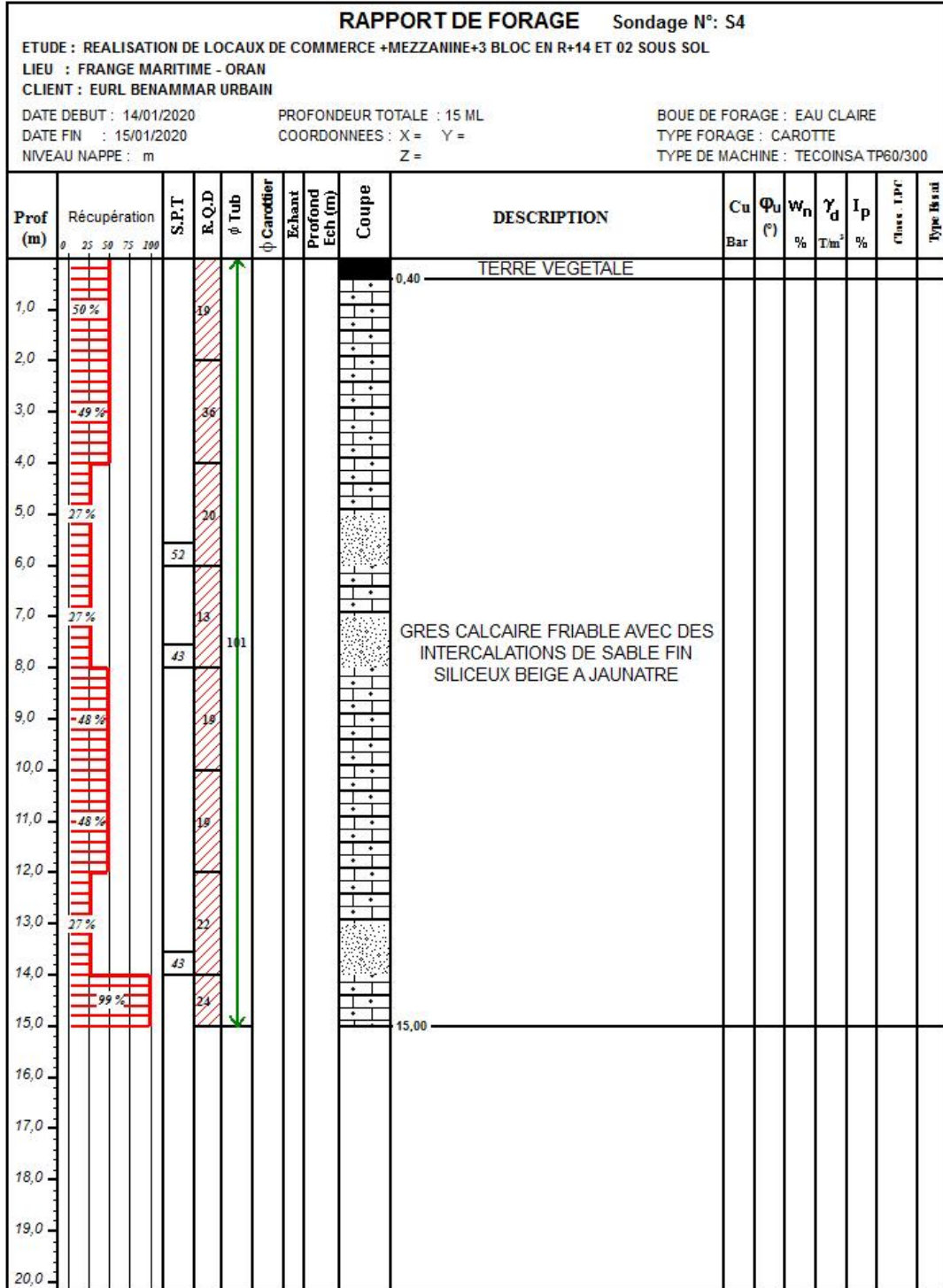


Résultat de sondage carotté N°03



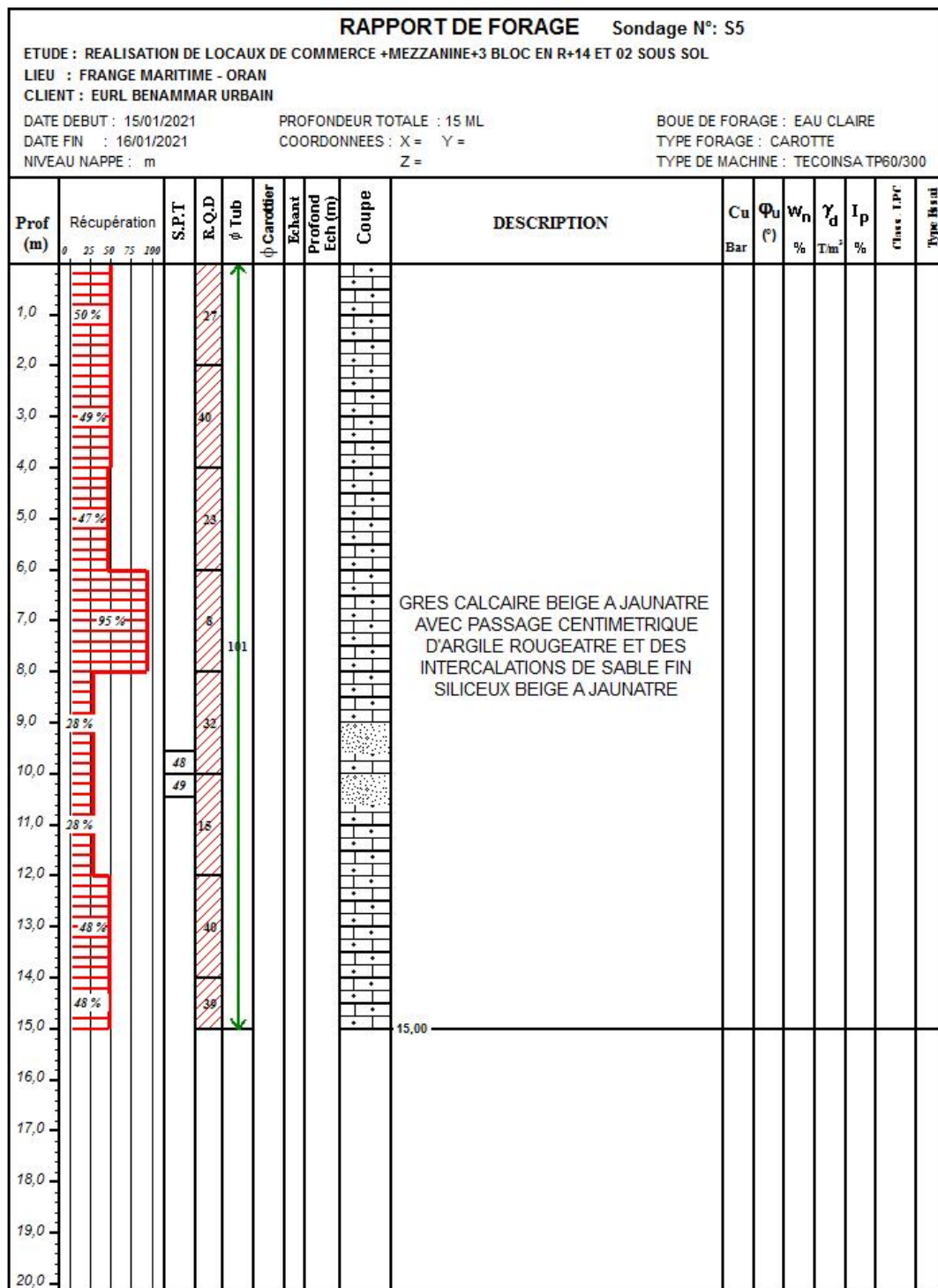
Programme: Soltests 2007 ©

Résultat de sondage carotté N°04



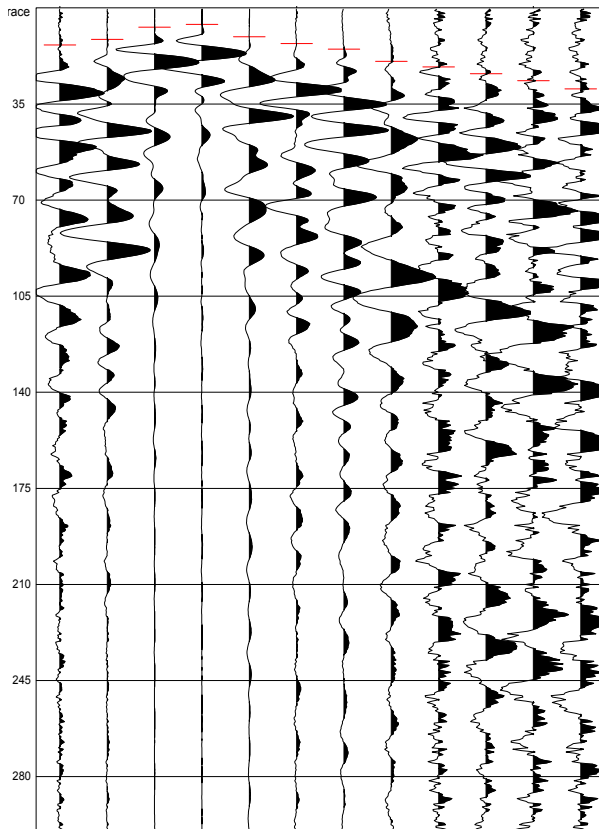
Programme: Soltests 2007 ©

Résultat de sondage carotté N°05

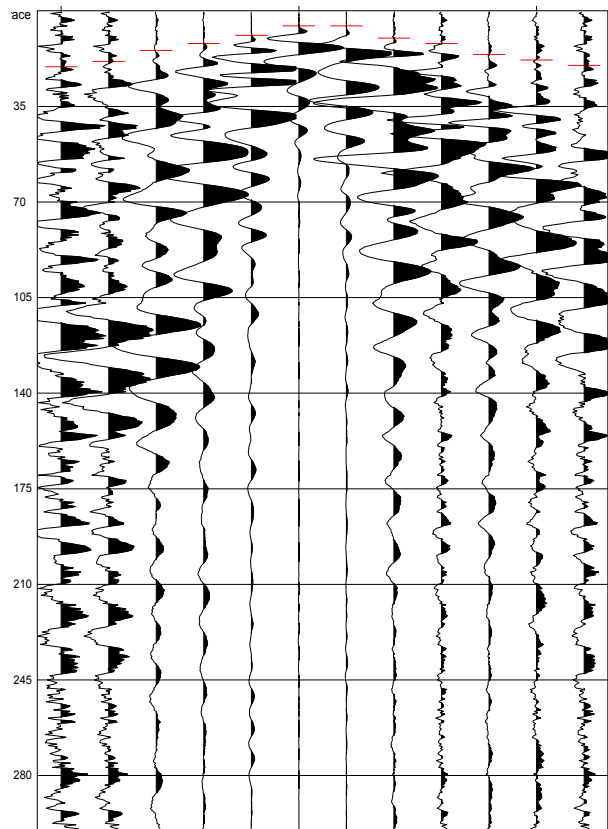


Programme: Soltests 2007 ©

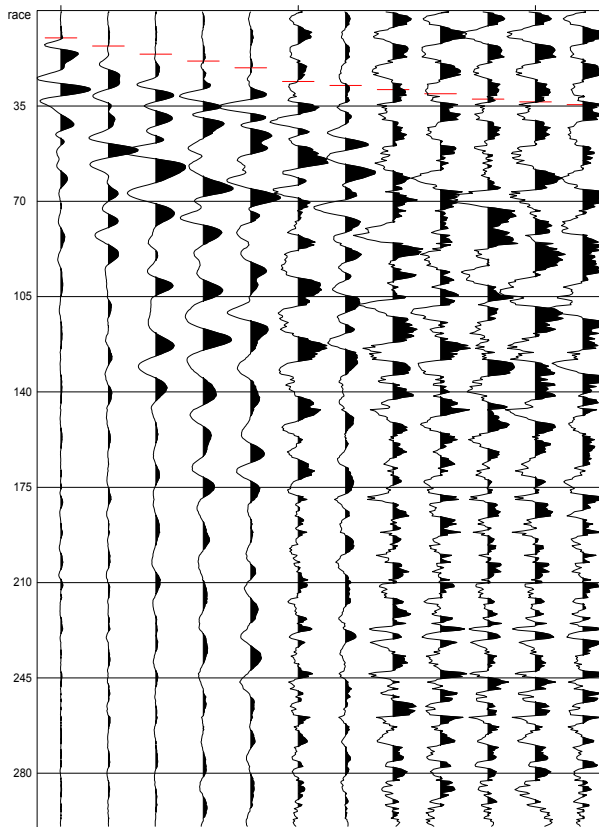
Profil sismique PS-02



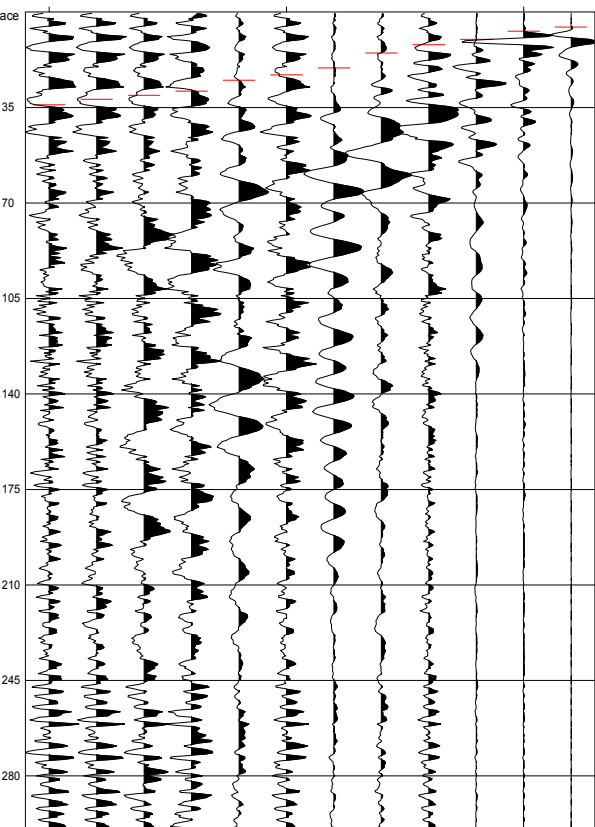
PS-02 – Vp :Tir interne



PS-02 – Vp :Tir centre

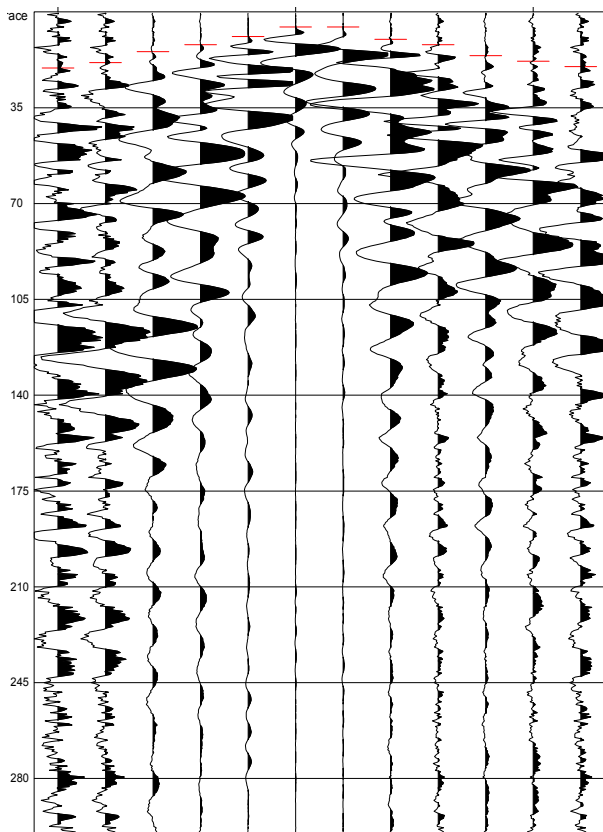
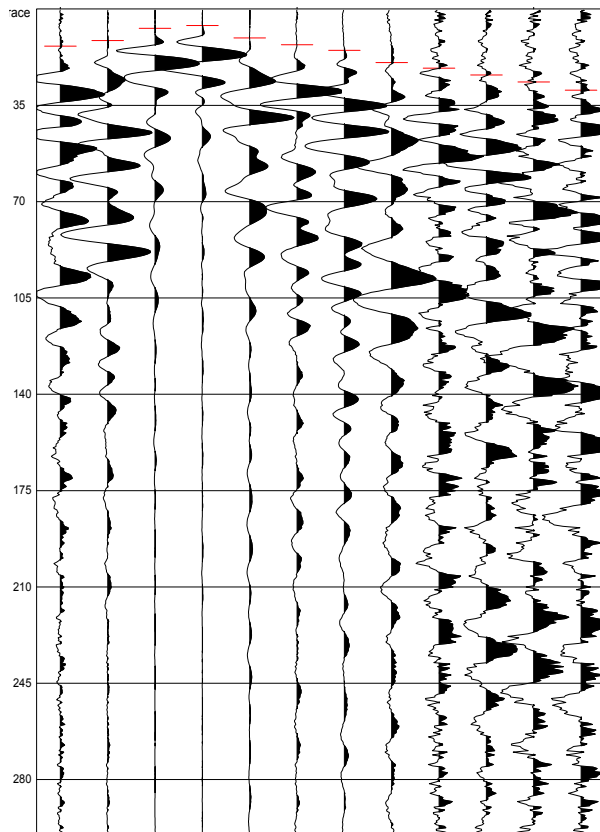


PS-02 – Vp ir direct

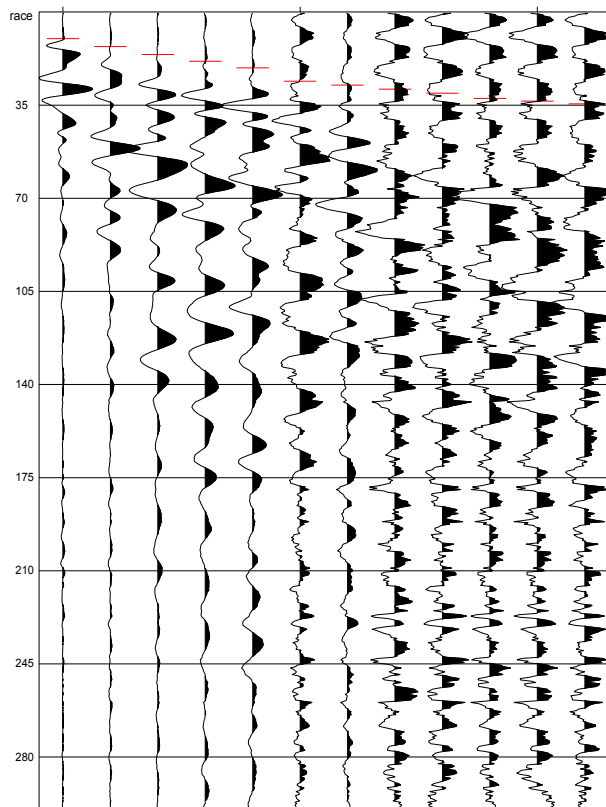


PS-02 – VP Tir reverse

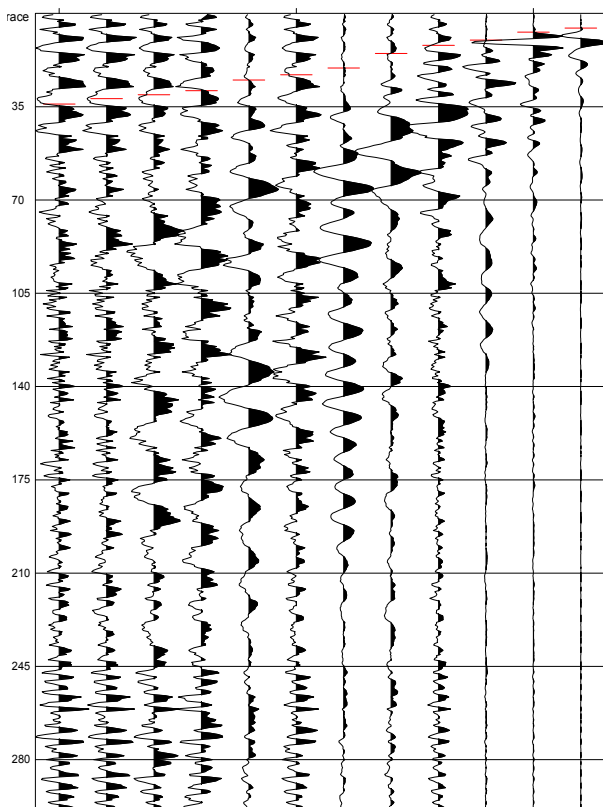
Profil sismique PS-03



PS-03 – Vp :Tir interne



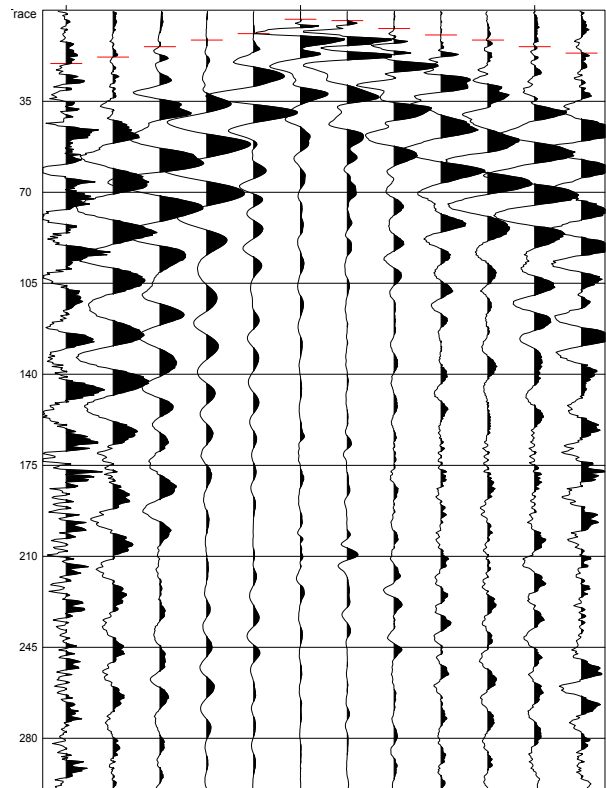
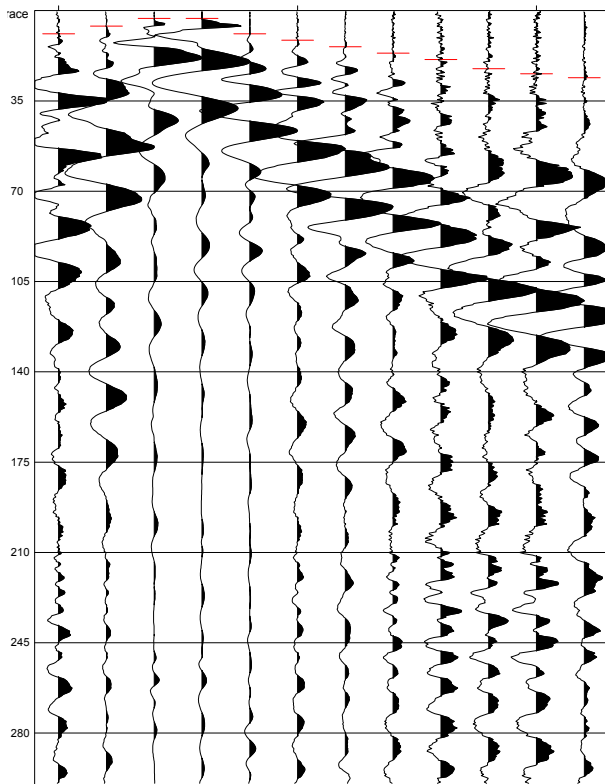
PS-03 – Vp :Tir centre



PS-03 – Vp :Tir direct

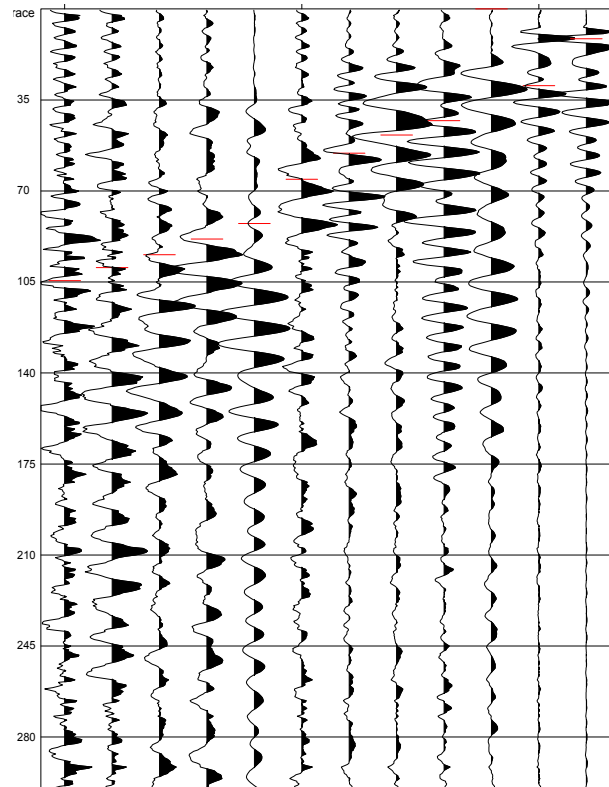
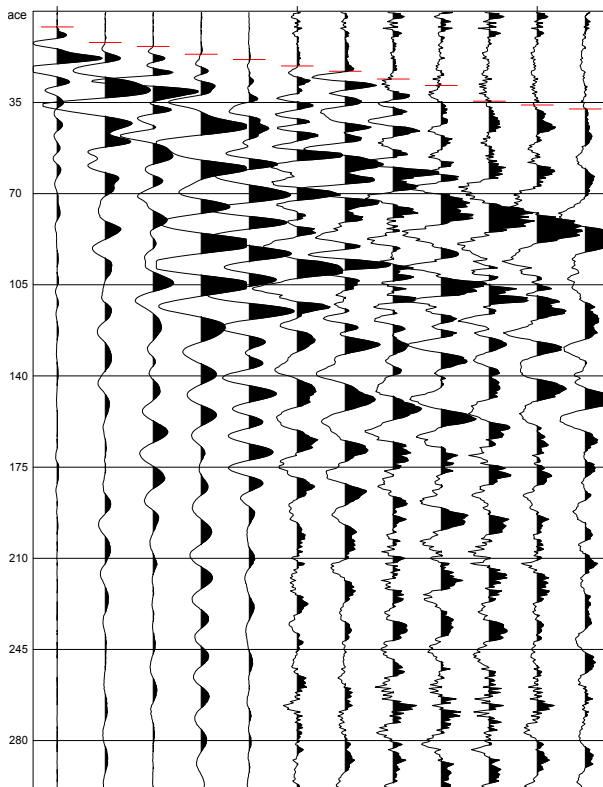
PS-03 – VP :Tir reverse

Profil sismique PS- 04



PS-04 – Vp :Tir interne

PS-04 – Vp :Tir centre



PS-04 – Vp :Tir direct

PS-04 – VP :Tir reverse

