



**VERBEKE ESSAIS DE SOL**

GROUP VERBEKE

10 Rue Gutenberg – ZI du Château  
62220 CARVIN  
tél. 03 20 57 43 84  
[www.verbeke.com](http://www.verbeke.com)

[geotechnique@verbeke.com](mailto:geotechnique@verbeke.com)

# RAPPORT

## F02106198

Date : 14/07/2021

Pour le compte de :

Mairie de BEHOUST  
1, Place du Village  
78910 Behoust

A la demande de :

François DESLAURIER  
Fabrique 21  
78955 CARRIERES SOUS POISSY

Chantier :

Place du Village 1  
78910 Béhoust

### GROUP VERBEKE

DIEPSONDERINGEN  
FUNDERINGSADVIES VERBEKE  
[info@verbeke.com](mailto:info@verbeke.com)

ENERGIE  
VERBEKE  
[energie@verbeke.com](mailto:energie@verbeke.com)



## Sommaire

I.	Introduction.....	3
a.	Présentation de la mission.....	3
b.	Description de l’ouvrage.....	3
c.	Documents communiqués par écrit.....	3
d.	Moyens mis en œuvre .....	3
II.	Enquête documentaire.....	4
a.	Données générales .....	4
	Carte géologique <a href="http://www.infoterre.brgm.net">www.infoterre.brgm.net</a> .....	4
b.	Risques éventuels liés au sol.....	4
	Hydrogéologie <a href="http://www.inondationsnappes.fr">www.inondationsnappes.fr</a> .....	4
	Risques d’exposition au retrait-gonflement de l’argile <a href="http://www.georisques.gouv.fr">www.georisques.gouv.fr</a> ....	5
	Sismicité <a href="http://www.sisfrance.net">www.sisfrance.net</a> .....	5
III.	Mesures in situ .....	6
a.	Explication de la méthode.....	6
	Le pénétromètre statique.....	6
b.	Nature du terrain .....	6
c.	Eau dans le sol .....	7
IV.	Adaptation générale du projet.....	8
a.	Caractéristiques des mesures et du terrain .....	8
b.	Systèmes de fondations indiqués ou à considérer.....	8
	Fondations superficielles par semelles filantes.....	8
	Remarque : .....	8
c.	Niveau bas.....	9

### REMARQUES GENERALES

**EXTRAIT DE LA NORME NF P 94-500 (Novembre 2013) – Enchaînement des missions d’ingénierie géotechnique**

### ANNEXES 1 : COUPE DU CAROTTAGE

### ANNEXES 2 : CALCULS

### ANNEXES 3 : GRAPHIQUES

### ANNEXES 4 : PLAN D’IMPLANTATION DES ESSAIS

## I. Introduction

### a. Présentation de la mission

La mission qui nous a été confiée pour ce projet correspond à la partie « avant-projet » de la mission G2 selon la norme NF P 94-500 de novembre 2013.

⇒ Mission G2AVP

Cette étude permet de réduire les conséquences des risques géotechniques importants identifiés. Le rapport donne ici les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet et les principes de construction envisageables.

Cette étude ne comprend pas :

- De recherche de pollution
- De recherche de cavité particulière
- D'étude hydrogéologique
- De dimensionnement de fondation ou de structure.

Nous sommes intervenus sur le terrain le 12 juillet 2021.

### b. Description de l'ouvrage

Selon les informations fournies, le projet est le suivant :

- Type de construction : extension d'une école primaire
- Etages : Plain-pied
- Sous-sol / cave : non
- Mitoyen : oui, nous ne connaissons pas les caractéristiques géométriques des fondations de l'existant

### c. Documents communiqués par écrit

Les plans suivants nous ont été communiqués pour cette étude :

- Plan de situation
- Plan cadastral
- Plan de masse existant / projet
- Plan du R.D.C
- Plan des façades

### d. Moyens mis en œuvre

- 2 sondages (pénétrömètre statique, chenillette avec ancrage) avec une capacité de 5 Tonnes (pointe mécanique, prise de mesures électronique), conformes à la norme NF P 94-113.
- 1 carottage avec prise d'échantillons, descendu à 2,0 m de profondeur (refus)

L'emplacement des points de sondage se trouve sur le plan en annexe.

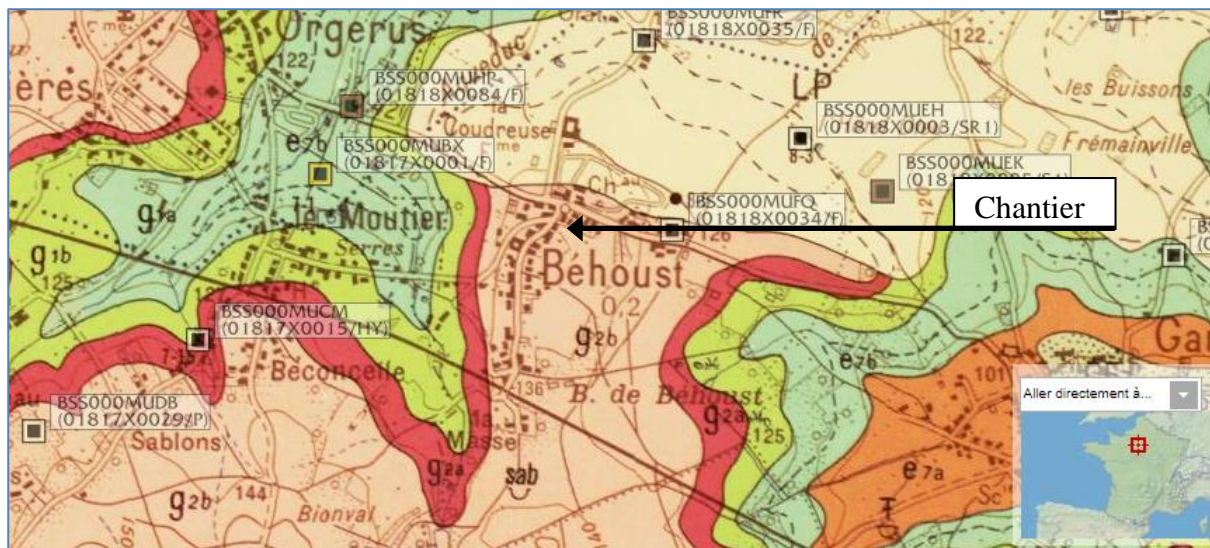
Le point servant de référence pour les niveaux (Niveau 0.00) est indiqué sur ce plan.

## II. Enquête documentaire


### a. Données générales

#### Carte géologique

[www.infoterre.brgm.net](http://www.infoterre.brgm.net)



D'après les informations géologiques disponibles à proximité on devrait retrouver les couches suivantes :

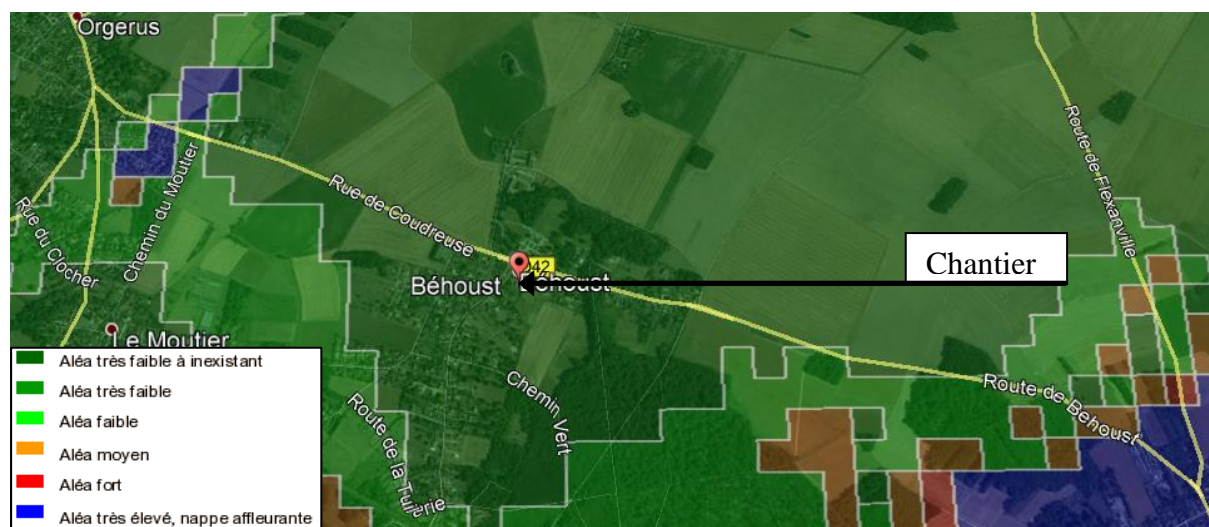
 STAMPIEN : Sable de Fontainebleau

### b. Risques éventuels liés au sol

#### Hydrogéologie

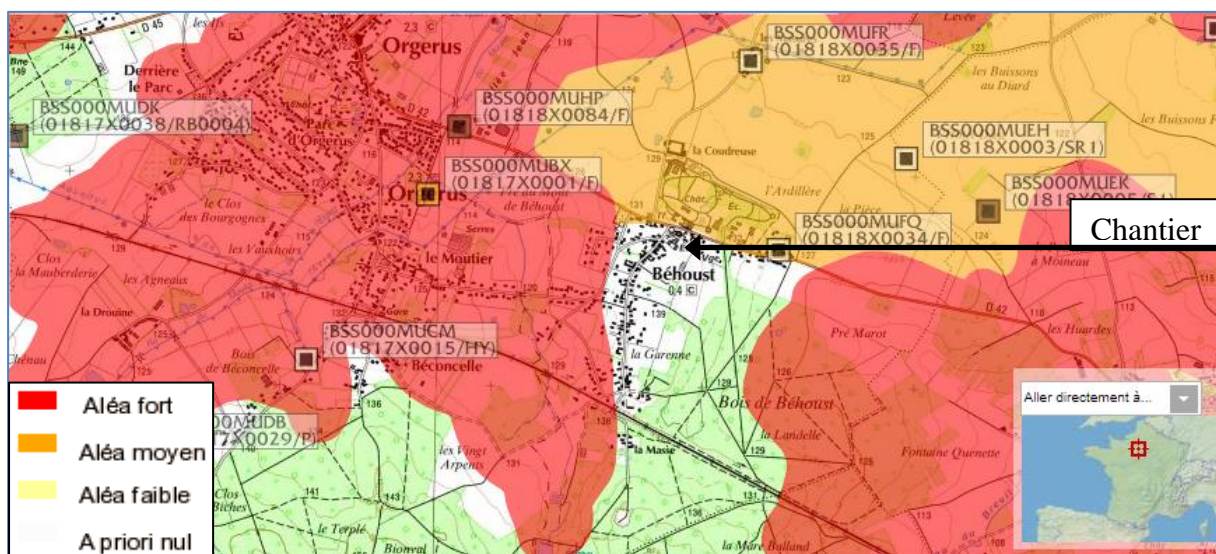
[www.inondationsnappes.fr](http://www.inondationsnappes.fr)

Selon la carte du BRGM des remontées de nappes (crues, inondations, ruissellements, débordements, remontées de nappe,...), le terrain d'étude est situé dans une zone à sensibilité très faible.



## Risques d'exposition au retrait-gonflement de l'argile [www.georisques.gouv.fr](http://www.georisques.gouv.fr)

Le terrain se trouve dans une zone d'aléa a priori nul vis-à-vis du retrait – gonflement de l'argile.



## Sismicité

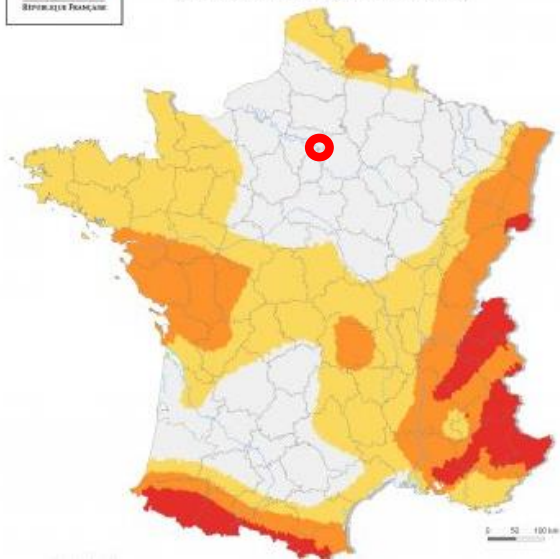
[www.sisfrance.net](http://www.sisfrance.net)



**Zonage sismique de la France**  
en vigueur depuis le 1<sup>er</sup> mai 2011  
(art. D. 563-8-1 du code de l'environnement)

**Zones de sismicité**

- 1 (très faible)
- 2 (faible)
- 3 (modérée)
- 4 (moyenne)
- 5 (forte)



Depuis le 1<sup>er</sup> mai 2011, ce terrain se trouve dans une zone de sismicité 1, aléa sismique très faible.

### III. Mesures in situ

#### a. Explication de la méthode

##### Le pénétromètre statique

L'essai de pénétration statique consiste à enfoncer à vitesse continue (2 cm/s) un train de tiges et tubes et à mesurer, à intervalles réguliers (tous les 20 cm), d'une part la résistance à la rupture sous la pointe (section de 10 cm<sup>2</sup>) et d'autre part le frottement latéral le long des tubes de sondage.

Nous attirons l'attention sur le fait que certains essais peuvent être réalisés avec un réducteur de frottement. Les valeurs de frottement mesurées pour ces essais ne peuvent donc pas être utilisées telles quelles dans les calculs où elles interviennent.

Les mesures sont représentées pour chaque essai sous forme de tableau (partie annexes – calculs) et sous forme graphique (partie annexes – graphiques).

Explication des termes des tableaux :

Colonne 1 : d (m) : profondeur, en mètre à partir du terrain naturel, de la prise de mesure.

Colonne 2 : p (m) : niveau, en mètre à partir du point de référence, de la prise de mesure.

Colonne 3 : Rp (kg/cm<sup>2</sup>) : résistance à la pointe de 10 cm<sup>2</sup>, en kg/cm<sup>2</sup>.

Colonne 4 : Fl (kg) : frottement latéral sur l'ensemble des tubes, en kg.

Colonne 5 : Ft (kg) : résistance totale, en kg, somme des Rp et Fl

Explication des graphiques :

Chaque essai est représenté sur un graphique séparé, intitulé "Résistance à la pointe"

L'échelle verticale représente la profondeur, en mètres, par rapport au niveau naturel du terrain. L'échelle horizontale représente les résistances, en kg/cm<sup>2</sup> pour la pointe et en 1/10 kg pour la résistance totale.

Le trait continu représente la résistance de pointe. Le trait discontinu représente la résistance totale à l'enfoncement.

Le niveau de l'eau et l'utilisation éventuelle d'un réducteur de frottement sont aussi mentionnés.

Les résistances de pointes sont également représentées côte à côte sur un même graphique. Les niveaux sont pris par rapport au niveau 0.00 de référence. Cette référence est indiquée sur le plan d'implantation des essais.

Ce graphique représente une coupe géomécanique du terrain.

#### b. Nature du terrain

La nature et les profondeurs du sol donnés ci-dessous sont basés sur :

- les cuttings (débris remaniés) observés à la sortie des tubes de sondage. Les tubes de sondage ont parcouru différentes couches, le mélange des particules de sol rend l'interprétation exacte de ces résidus difficiles, voire impossible.
- l'interprétation des résultats de sondage. Certaines relations existent entre les valeurs de pointe et de frottement en fonction des types de sol.
- la description des échantillons de sol s'il y a eu un prélèvement (forage ou carottage).

Du fait des approximations citées ci-dessus, la nature du terrain donnée à partir de la pénétration statique n'a qu'une valeur indicative.



Les profondeurs indiquées en mètres se réfèrent par rapport au niveau naturel du terrain et suivant nos sondages. Ils sont décrits de haut en bas.

Toit de la formation (en m)	Base de la formation (en m)	Nature du sol
0,0	0,3	Terrain superficiel (terre végétale)
0,3	1,0 à 1,2	Sable argileux
1,0 à 1,2	4,4	Sable argileux compact

Nous rappelons que des variations ou hétérogénéités au sein du sous-sol sont toujours possibles et ne sont pas toujours observables via des sondages ou forages qui indiquent des données du sol à l'emplacement où ils sont réalisés.

### c. Eau dans le sol

Une bonne définition de la nappe aquifère n'est possible que lorsque l'on installe un piézomètre et qu'on relève régulièrement les niveaux d'eau.

En effet, le niveau d'une nappe varie en fonction des saisons. En général, le niveau le plus élevé est atteint vers le 15 avril et le plus bas vers le 15 octobre.

Nous attirons aussi l'attention que le niveau d'eau peut varier aussi fortement en fonction d'un pompage réalisé à proximité du chantier.

Le niveau d'eau dans le sol est mesuré dans chaque trou de sondage, immédiatement après avoir enlevé les outils de sondage. Le niveau correspond donc à la date d'intervention.

Le niveau réel de la nappe aquifère peut fortement varier dans les deux sens par rapport à la valeur indiquée.

Les raisons principales sont :

- L'enlèvement des tubes peut provoquer un rétrécissement ou un éboulement du trou de sondage.

La couche supérieure peut être saturée d'eau de pluie percolant vers la nappe phréatique située plus bas. Lorsque, à certains endroits, la couche supérieure est suffisamment perméable, l'eau coule vers le trou de sondage et s'accumule au-dessus du rétrécissement.

Dans ce cas, le niveau mesuré est donc supérieur au niveau réel.

- Dans les terrains peu perméables, le phénomène inverse peut être observé. Lors du sondage, un trou à grande profondeur a été fait. Le peu d'eau qui s'écoule lentement disparaît en profondeur en remplissant progressivement le trou de sondage. Cela peut durer des jours et même des mois avant que l'équilibre ne soit atteint. Le niveau d'eau mesuré est donc inférieur au niveau réel.

- En présence d'une nappe artésienne, le niveau d'eau dépend de la pression de cette nappe. Le niveau mesuré peut donc être supérieur à celui que l'on mesurerait si la couche imperméable au-dessus de la couche perméable n'avait pas été percée lors du sondage.

Les niveaux sont indiqués en mètre par rapport au niveau du terrain à l'endroit de l'essai. Ils ne sont donnés qu'à titre indicatif pour les raisons expliquées ci-dessus.

Essai	Observation
PS1	Pas d'eau
PS2	Eboulée vers 3,4 m de profondeur

Les parois du sondage PS2 se sont éboulées au moment de sa réalisation. Il est possible que ce soit l'eau qui soit à l'origine de cet éboulement.

## IV. Adaptation générale du projet

### a. Caractéristiques des mesures et du terrain

Les résultats des essais sont relativement réguliers.

La capacité portante du sol est très bonne de sorte qu'il est possible d'envisager des fondations superficielles à faible profondeur.

### b. Systèmes de fondations indiqués ou à considérer

En tenant compte du chapitre précédent décrivant les caractéristiques de terrain et du sol et des missions géotechniques précédentes, il est possible d'envisager le système de fondation suivant :

#### Fondations superficielles par semelles filantes

En tenant compte de ces caractéristiques de terrain et de sol, on peut opter pour une fondation sous forme de semelle.

Avec une assise à partir de la profondeur hors gel (soit 0,8 m de profondeur par rapport au terrain actuel et fini) on peut accepter pour une semelle filante une charge admissible égale à 1,5 kg / cm<sup>2</sup> soit 0,15 MPa (ELS).

#### Remarque :

Construisant contre une construction existante, il est nécessaire de reconnaître au préalable la géométrie des fondations existantes et de prendre toutes les précautions pour conserver la stabilité de la construction, à savoir :

- Prévoir de reprendre en sous-œuvre l'existant s'il est ancré trop superficiellement et/ou s'il montre des signes d'instabilité.
- Prévoir des soutènements provisoires lors de la réalisation des fondations mitoyennes.
- Descendre les nouvelles fondations au minimum au même niveau d'assise que l'existant, ou bien respecter la règle des redans en appliquant une pente de 3 de base pour 2 de hauteur entre arrêtes de fondations voisines, afin de ne pas apporter de nouvelles charges sur un des mitoyens.
- Il pourra être nécessaire de limiter les terrassements en mitoyenneté en privilégiant la réalisation de fondations filantes ou isolées perpendiculaires à l'existant.





- Prévoir un joint de construction (y compris entre fondations) entre la nouvelle construction et celle existante.
- Les nouvelles fondations devront être déportées en fonction de la présence des débords de fondations existantes.

### c. Niveau bas

En vue des sols rencontrés, si le sol est homogène, les niveaux bas des ouvrages pourront être traités en dallage sur terre-plein.

Le dallage doit être conçu et mis en œuvre selon les Règles de l'Art. Les références sont :

- DTU 13.3 – Dallages : conception, calcul et exécution – Parties 1 à 4 – mars 2005.

Pour une charge inférieure à  $0,25 \text{ T/m}^2$ , sans tenir compte du poids propre du dallage ou de tout remblai ou déblai, on doit s'attendre à des tassements globaux théoriques, calculés à partir du pénétromètre statique, inférieurs au centimètre.

Les modules de déformation  $E_s$  nécessaires pour le calcul du dallage sont donnés ci-dessous. Ces valeurs peuvent être déduites grossièrement des essais de pénétration statique en utilisant les corrélations suivantes :

Pour les sables et graviers :  $E_s = 6.75 q_c$

Pour les limons :  $E_s = 9 q_c$

Pour les argiles :  $E_s = 10 q_c$

$E_s$  module de déformation, en MPa

$q_c$  résistance à la pointe du pénétromètre statique mesurée par l'essai, en MPa.

Source : SCHMIT E., Ingénieur principale Bureau SECO - SOLS INDUSTRIELS EN BETON : conception, dimensionnement, réalisation et pathologie - CERES - Liège - 28 janvier 1999

Un exemple de découpage en couche est donné ci-dessous :

Couche n°	Niveau de la base (en m/niveau 0,00 m)	Module $E_s$ (En MPa)
1	-2,0 m	16
2	-4,5 m	> 32

Il est nécessaire de s'assurer que le dallage répondra à ces conditions de charge et l'adapter dans le cas contraire, de même que dans les cas suivants :

- Dallage supportant des murs, des colonnes ou des cloisons,
- Dallage de chambre froide ou contenant un système de tuyauterie avec circulation de fluide,
- Dallage comportant des tirants ou reprenant des efforts horizontaux.

Il est aussi nécessaire de vérifier le tassement prévisible en fonction des tolérances de la construction et de s'assurer de la non influence réciproque du dallage et des fondations : joint de tassement, frottement négatif, ...

Le dallage sera dimensionné (épaisseur et armatures) en fonction des charges réellement appliquées et de la réaction du sol.

Le dallage doit reposer sur une couche de forme. Les matériaux de couches de forme doivent répondre aux conditions suivantes :

- compactables et contrôlables
- ni plastique ni sensible à l'eau
- chimiquement neutres et ne comporter ni gravois ni matières organiques
- un extrait de la norme NF P 11-213 donne une liste :

**Tableau A.1 – Matériaux utilisables en couche de forme**

<b>Appellation des sols selon la norme NF P 11-300</b>	<b>Symbole de classification selon le Guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de formes (GTR 92)</b>
Sols sableux et graveleux avec fines non argileuses et gros éléments	B11, B31
Sols comportant des fines non argileuses et des gros éléments	C1B1, C1B3, C2B1, C2B3, C2B1, C2B3, C1B4, C2B4 après élimination de la fraction fine 0/d
Sols insensibles à l'eau	D1, D2, D3 (sauf D32)
Craies	R11
Calcaires rocheux divers	R21, R22
Roches siliceuses	R41, R42
Roches magmatiques et métamorphiques	R61, R62

L'utilisation de ces matériaux en couche de forme doit aussi respecter les prescriptions données dans le GTR 92 <sup>(1)</sup>.

L'épaisseur de la couche de forme est fonction de la tolérance aux déformations, des matériaux utilisés, des caractéristiques du sol en place et du module de Westergaard demandé pour le dimensionnement. Il est nécessaire que le module de déformation  $K_w$  déterminé en surface, par essai à la plaque soit au moins égal à 30 MPa/m pour une plaque de diamètre 75 cm.

Pour rappel la mise en œuvre doit s'opérer par couches régulières dont l'épaisseur doit être adaptée au matériel utilisé, sans dépasser 20 cm par couches. Chaque couche sera compactée, le compactage doit s'effectuer sur toute la surface de la forme, y compris le long des murs et poteaux fondés et au droit des canalisations, avec des moyens adaptés.

Avant de mettre en place la couche de forme, il est nécessaire d'évacuer les terrains de surface (terre arable), les poches de remblais ou hétérogénéités très locales.

Nous conseillons de mettre entre la couche de forme et le terrain naturel un géotextile anticontaminant.

<sup>1</sup> Réalisation des Remblais et des Couches de Forme – Guide Technique – LCPC-SETRA - 1992



## **REMARQUES GENERALES**

Les résultats de mesure repris dans ce rapport sont uniquement valables à l'endroit des essais.

Il est toujours indispensable d'exécuter un contrôle visuel avant et durant la réalisation des travaux. D'une part parce que seulement quelques essais ont été réalisés sur la surface du terrain. D'autre part parce que ce contrôle doit permettre de détecter certaines couches susceptibles de s'altérer dans le temps. Tel est le cas notamment pour des cendres, de la tourbe et des produits provenant d'un remblai.

De plus, dans beaucoup de cas, il est impossible de détecter ces couches au moyen de l'essai de pénétration à cause de leur bonne résistance à la pointe. Pourtant elles peuvent provoquer des tassements importants.

Pour la détermination de la contrainte admissible par le sol, il faut tenir compte à la fois des charges de rupture et des prévisions de tassement telles que reprises dans ce rapport.

La démarche pour la détermination de la charge admissible telle que décrite ci-dessus n'est pas valable là où ont lieu des déblais ou remblais importants à proximité des semelles de fondations.

Les contraintes provoquées en un point par un massif de fondation se répartissent suivant des lois connues, en s'atténuant en fonction de la profondeur.

Les valeurs données sont donc valables pour autant que les couches plus profondes, par la répartition des contraintes, ne sont pas chargées au-delà de leur valeur admissible.



Pour des terrains argileux, nous conseillons toujours de descendre la fondation au moins à une profondeur de 1.50 m par rapport au terrain tel qu'il sera après avoir terminé tous les travaux. Cette recommandation a pour but de diminuer les risques d'un tassement provoqué par l'assèchement de la couche supérieure, ou un gonflement lors d'une arrivée d'eau dans cette couche supérieure.

Nous conseillons également de ne pas planter d'arbres à croissance rapide à proximité immédiate du bâtiment.

Il est nécessaire d'éviter tout remaniement du sol, notamment par l'arrachage de racines d'arbres ou un temps trop long entre le creusement des fouilles et la mise en œuvre des fondations. Ce remaniement peut induire des modifications importantes dans la capacité portante du sol.

Notre analyse est basée sur l'ensemble des documents qui nous ont été fournis et sur les résultats des essais. Des changements dans l'implantation, la conception, l'importance des constructions, ou des anomalies locales qui n'auraient pu être détectées au cours des opérations de reconnaissance, peuvent conduire à des modifications importantes des conclusions de ce rapport.

Ce rapport forme un tout indissociable et conclut la mission qui nous a été confiée pour cette affaire.

Date de rédaction	Solène BOURGES Ingénieur géotechnicien / Chargé de projet	Benoit DENIAUD Ingénieur géotechnicien / Relecture
15/07/21		

Missions d'ingénierie géotechnique.  
Classification et spécifications.

**Tableau 1 — Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique**

Enchaînement des missions G1 à G4	Phases de la maîtrise d'œuvre	Mission d'ingénierie géotechnique (GN) et Phase de la mission		Objectifs à atteindre pour les ouvrages géotechniques	Niveau de management des risques géotechniques attendu	Prestations d'investigations géotechniques à réaliser
Étape 1 : Étude géotechnique préalable (G1)		Étude géotechnique préalable (G1) Phase Étude de Site (ES)		Spécificités géotechniques du site	Première identification des risques présentés par le site	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
	Étude préliminaire, esquisse, APS	Étude géotechnique préalable (G1) 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 géotechniques 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 Supervision de l'étude géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase 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)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision du suivi géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase Supervision de l'étude)	Exécution des travaux en toute 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'un élément géotechnique spécifique sur le projet ou sur l'ouvrage existant	Influence de cet élément géotechnique sur les risques géotechniques identifiés	Fonction de l'élément géotechnique étudié

Missions d'ingénierie géotechnique.  
Classification et spécifications.

**Tableau 2 — Classification des missions d'ingénierie géotechnique**

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étapes 1 à 3) doit suivre les étapes de conception et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géotechniques. Le maître d'ouvrage ou son mandataire doit faire réaliser successivement chacune de ces missions par une ingénierie géotechnique. Chaque mission s'appuie sur des données géotechniques adaptées issues d'investigations géotechniques appropriées.

**ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)**

Cette mission exclut toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre de la mission d'étude géotechnique de conception (étape 2). Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire. Elle comprend deux phases :

Phase Étude de Site (ES)

Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géotechniques d'un site.

- Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisinants avec visite du site et des alentours.
- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs.

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour réduire les conséquences des risques géotechniques majeurs identifiés. Elle s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport de synthèse des données géotechniques à ce stade d'étude (première approche de la ZIG, horizons porteurs potentiels, ainsi que certains principes généraux de construction envisageables (notamment fondations, terrassements, ouvrages enterrés, améliorations de sols).

**ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)**

Cette mission permet l'élaboration du projet des ouvrages géotechniques et réduit les conséquences des risques géotechniques importants identifiés. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend trois phases :

Phase Avant-projet (AVP)

Elle est réalisée au stade de l'avant-projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, les principes de construction envisageables (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et des avoisinants), une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique et la pertinence d'application de la méthode observationnelle pour une meilleure maîtrise des risques géotechniques.

Phase Projet (PRO)

Elle est réalisée au stade du projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées suffisamment représentatives pour le site.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un dossier de synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques en particulier), des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions vis-à-vis des nappes et des avoisinants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités.

Phase DCE / ACT

Elle est réalisée pour finaliser le Dossier de Consultation des Entreprises et assister le maître d'ouvrage pour l'établissement des Contrats de Travaux avec le ou les entrepreneurs retenus pour les ouvrages géotechniques.

- Établir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase Projet avec plans, notices techniques, cahier des charges particulières, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel).
- Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques, participer à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

NF P 94-500 (Novembre 2013)  
Missions d'ingénierie géotechnique.  
Classification et spécifications.

**Tableau 2 — Classification des missions d'ingénierie géotechnique (suite)**

**ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G 4, distinctes et simultanées)**

**ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)**

Cette mission permet de réduire les risques géotechniques résiduels par la mise en œuvre à temps de mesures correctives d'adaptation ou d'optimisation. Elle est confiée à l'entrepreneur sauf disposition contractuelle contraire, sur la base de la phase G2 DCE/ACT. Elle comprend deux phases interactives :

Phase Étude

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment établissement d'une note d'hypothèses géotechniques sur la base des données fournies par le contrat de travaux ainsi que des résultats des éventuelles investigations complémentaires, définition et dimensionnement (calculs justificatifs) des ouvrages géotechniques, méthodes et conditions d'exécution (phasages généraux, suivis, auscultations et contrôles à prévoir, valeurs seuils, dispositions constructives complémentaires éventuelles).
- Élaborer le dossier géotechnique d'exécution des ouvrages géotechniques provisoires et définitifs : plans d'exécution, de phasage et de suivi.

Phase Suivi

- Suivre en continu les auscultations et l'exécution des ouvrages géotechniques, appliquer si nécessaire des dispositions constructives prédéfinies en phase Étude.
- Vérifier les données géotechniques par relevés lors des travaux et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats).
- Établir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et fournir les documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO)

**SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)**

Cette mission permet de vérifier la conformité des hypothèses géotechniques prises en compte dans la mission d'étude et suivi géotechniques d'exécution. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend deux phases interactives :

Phase Supervision de l'étude d'exécution

- Donner un avis sur la pertinence des hypothèses géotechniques de l'étude géotechnique d'exécution, des dimensionnements et méthodes d'exécution, des adaptations ou optimisations des ouvrages géotechniques proposées par l'entrepreneur, du plan de contrôle, du programme d'auscultation et des valeurs seuils.

Phase Supervision du suivi d'exécution

- Par interventions ponctuelles sur le chantier, donner un avis sur la pertinence du contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur (G3), du comportement tel qu'observé par l'entrepreneur de l'ouvrage et des avoisinants concernés (G3), de l'adaptation ou de l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur (G3).
- donner un avis sur la prestation géotechnique du DOE et sur les documents fournis pour le DIUO.

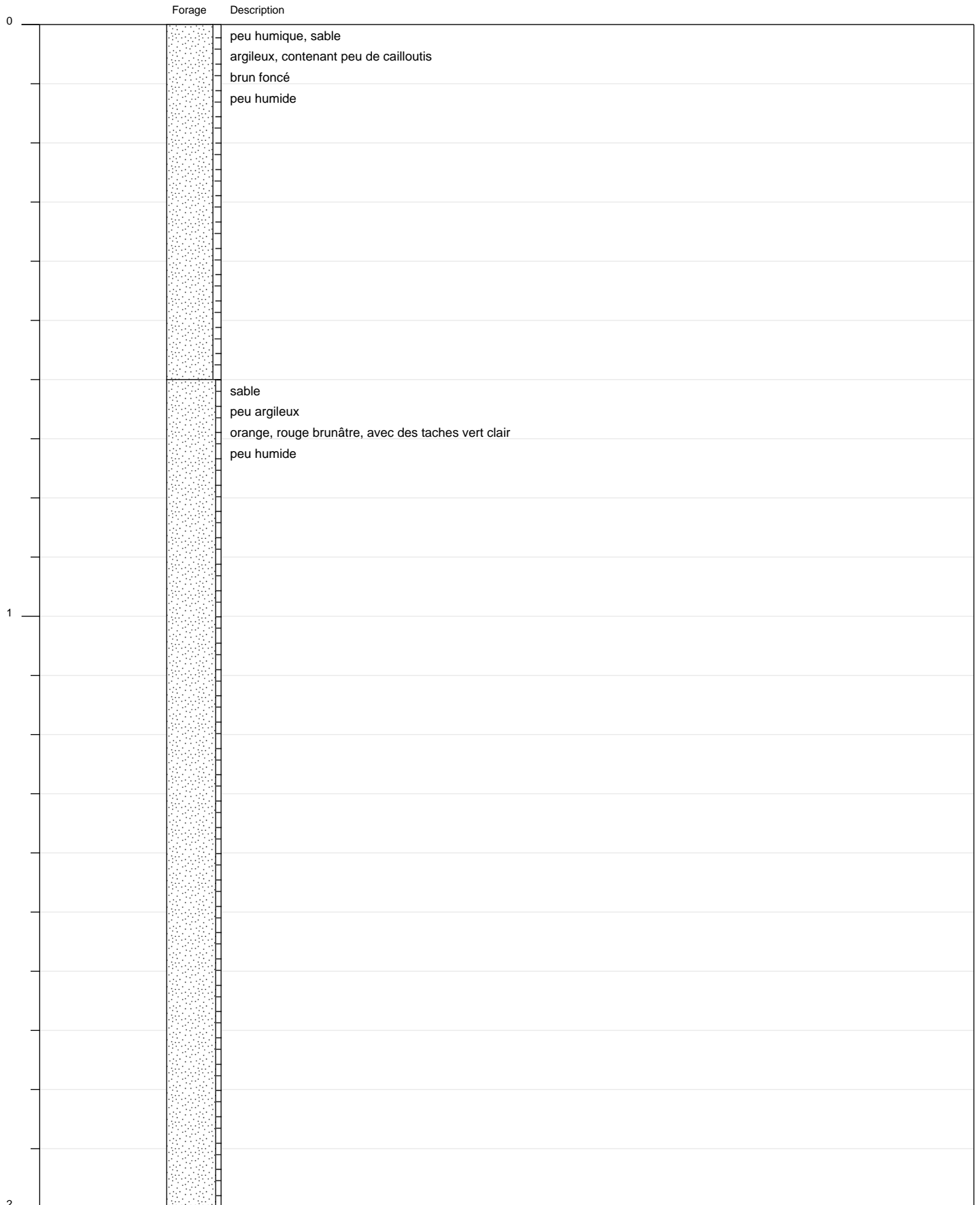
**DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)**

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.

- Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soulèvement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans la globalité du projet ou dans l'étude de l'état général de l'ouvrage existant.
- Si ce diagnostic conduit à modifier une partie du projet ou à réaliser des travaux sur l'ouvrage existant, des études géotechniques de conception et/ou d'exécution ainsi qu'un suivi et une supervision géotechniques seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).



Nr. du projet : F02106198 Lieu : France, Béhoust  
Nr. du forage : Carottage 1 Date : 12-7-2021



## RESULTATS DES ESSAIS

Légende: (pour les tableaux suivants)

d	:	profondeur en mètres sous le niveau du terrain à l'endroit de l'essai.
p	:	niveau correspondant au niveau de référence 0.00
Rp	:	résistance à la pointe en kg/cm <sup>2</sup>
Fl	:	frottement latéral en kg
Ft	:	frottement total d'enfoncement kg = 10 x Rp + Fl



## Résultats des essais Essai F02106198 - **1**

- Début sondage -0,12

- Niveau terrain -0,12

d (m)	P (m)	Rp (Kg/cm <sup>2</sup> )	Fl (Kg)	Ft (Kg)
0,20	-0,32	25,7	0	257
0,40	-0,52	29,0	220	510
0,60	-0,72	25,6	450	706
0,80	-0,92	22,9	720	949
1,00	-1,12	32,9	850	1179
1,20	-1,32	55,8	760	1318
1,40	-1,52	71,4	1000	1714
1,60	-1,72	128,4	1380	2664
1,80	-1,92	149,9	1960	3459
2,00	-2,12	156,8	2430	3998
2,20	-2,32	146,7	3500	4967
2,40	-2,52	129,9	4010	5309

## Résultats des essais Essai F02106198 - 2

- Début sondage -0,08

- Niveau terrain -0,08

d (m)	P (m)	Rp (Kg/cm <sup>2</sup> )	Fl (Kg)	Ft (Kg)
0,20	-0,28	22,8	0	228
0,40	-0,48	60,8	110	718
0,60	-0,68	51,6	590	1106
0,80	-0,88	52,3	1040	1563
1,00	-1,08	23,8	1150	1388
1,20	-1,28	28,4	1070	1354
1,40	-1,48	39,7	730	1127
1,60	-1,68	45,8	810	1268
1,80	-1,88	53,0	1010	1540
2,00	-2,08	89,9	1450	2349
2,20	-2,28	159,5	1720	3315
2,40	-2,48	176,8	2290	4058
2,60	-2,68	72,3	3880	4603
2,80	-2,88	55,0	3970	4520
3,00	-3,08	112,7	2860	3987
3,20	-3,28	118,2	1870	3052
3,40	-3,48	110,1	1780	2881
3,60	-3,68	105,3	2570	3623
3,80	-3,88	88,6	2490	3376
4,00	-4,08	126,5	2560	3825
4,20	-4,28	155,4	2840	4394
4,40	-4,48	171,1	3490	5201

## INTERPRETATION DES RESULTATS

Charge d'équilibre limite de rupture  $d$  (g) et capacité portante.

$$d(g) = Vb''' \cdot Pb + V'c \cdot C + V'g \cdot \gamma k \cdot b$$

La charge d'équilibre limite de rupture calculée est fournie dans les tableaux suivants.

Légende: (pour les tableaux suivants)

- (1)  $d$  : profondeur en mètres sous le niveau du terrain à l'endroit de l'essai. (début sondage)
- (2)  $p$  : niveau de la profondeur par rapport au niveau de référence 0.00.
- (3)  $Rp$  : résistance à la pointe. (kg/cm<sup>2</sup>)
- (4)  $\varphi'$  : angle de frottement interne apparent.
- (5)  $Vb'''$  : facteur de surcharge (terme de profondeur) en fonction des angles  $\varphi$  et  $\varphi'$ .
- (6)  $V'c$  : facteur de cohésion en fonction des angles  $\varphi$  et  $\varphi'$ .
- (7)  $Vb''' \cdot Pb$  : produit des termes (5) avec le poids des terres au dessus du niveau considéré (profondeur x poids volumique du sol ( $\gamma k$ ) en tenant compte de la nappe phréatique).
- (8)  $V'g$  : facteur de largeur en fonction des angles  $\varphi$  et  $\varphi'$ .
- (9)  $d(g)$  : charge d'équilibre limite de rupture  $d(g)$  pour une semelle filante avec une largeur de 0.6m.  
Pour d'autres largeurs de semelle:  
 $d(g)$  est égale à la somme des termes (7) et (8) après avoir multiplié ce dernier par la largeur de la semelle exprimée en mètres.

Pour un terrain argileux, le produit des termes (6) et de la cohésion donne la charge portante due à la cohésion, celle-ci peut être ajoutée aux termes (7) et (8).

On applique sur la charge d'équilibre limite de rupture  $d(g)$  un coefficient de sécurité (habituellement 2 à 2,5) pour obtenir le charge admissible utile.

La charge admissible ( $d(n)$ ) ainsi définie ne tient pas compte des tassements prévisibles. Pour cela nous nous référons également aux valeurs calculées des tassements prévisibles tels que repris dans ce rapport.

Pour tous renseignements complémentaires, veuillez vous référer à nos brochures techniques.

## Charge d' équilibre

### Essai F02106198 - **1**

- Début sondage -0,12

- Niveau terrain -0,12

d (m) (1)	p (m) (2)	Rp (Kg/cm <sup>2</sup> ) (3)	Phi' $\varphi'$ (4)	Vb''' (5)	V'c (6)	Vb'''.pb (7)	V'g (8)	d(g) (ton/m <sup>2</sup> ) (9)
0,60	-0,72	25,6	33,00	26,1	38,6	25,0	24,4	39,7
0,80	-0,92	22,9	31,00	20,6	32,7	26,4	17,8	37,1
1,00	-1,12	32,9	31,75	22,5	34,8	36,0	20,0	48,0
1,20	-1,32	55,8	33,50	27,7	40,4	53,2	26,4	69,0
1,40	-1,52	71,4	34,00	29,4	42,2	65,9	28,7	83,1
1,60	-1,72	128,4	36,25	39,0	51,8	99,8	41,9	124,9
1,80	-1,92	149,9	36,25	39,0	51,8	112,2	41,9	137,3
2,00	-2,12	156,8	36,00	37,8	50,6	120,8	40,1	144,9
2,20	-2,32	146,7	35,25	34,4	47,2	120,9	35,3	142,1
2,40	-2,52	129,9	34,25	30,4	43,1	116,5	29,9	134,5

## Charge d' équilibre

### Essai F02106198 - 2

- Début sondage -0,08  
 - Niveau terrain -0,08

d (m) (1)	p (m) (2)	Rp (Kg/cm <sup>2</sup> ) (3)	Phi' φ' (4)	Vb''' (5)	V'c (6)	Vb'''.pb (7)	V'g (8)	d(g) (ton/m <sup>2</sup> ) (9)
0,60	-0,68	51,6	36,50	40,2	53,0	38,6	43,7	64,8
0,80	-0,88	52,3	35,25	34,4	47,2	44,0	35,3	65,2
1,00	-1,08	23,8	30,00	18,4	30,1	29,4	15,2	38,6
1,20	-1,28	28,4	30,00	18,4	30,1	35,3	15,2	44,4
1,40	-1,48	39,7	31,00	20,6	32,7	46,2	17,8	56,9
1,60	-1,68	45,8	31,00	20,6	32,7	52,8	17,8	63,5
1,80	-1,88	53,0	31,25	21,2	33,4	61,1	18,2	72,0
2,00	-2,08	89,9	33,25	26,9	39,5	86,0	25,4	101,3
2,20	-2,28	159,5	35,75	36,6	49,4	128,7	38,4	151,8
2,40	-2,48	176,8	35,75	36,6	49,4	140,4	38,4	163,5
2,60	-2,68	72,3	31,00	20,6	32,7	83,3	17,8	94,0
2,80	-2,88	55,0	29,25	17,4	28,4	73,8	13,5	81,9
3,00	-3,08	112,7	32,75	25,3	37,8	112,4	23,4	126,5
3,20	-3,28	118,2	33,00	26,1	38,6	121,1	24,4	135,7
3,40	-3,48	110,1	32,25	23,9	36,2	115,5	21,6	128,5
3,60	-3,68	105,3	31,75	22,5	34,8	113,4	20,0	125,4
3,80	-3,88	88,6	30,75	20,4	32,0	106,9	17,1	117,1
4,00	-4,08	126,5	32,50	24,6	37,0	133,7	22,5	147,2
4,20	-4,28	155,4	33,25	26,9	39,5	151,6	25,4	166,8
4,40	-4,48	171,1	33,50	27,7	40,4	161,8	26,4	177,6

# CALCUL DES TASSEMENTS

## INTRODUCTION

1. Les tassements sont calculés à l'aide de la formule de Terzaghi:

$$S = \frac{dh}{c} - 2.3 \log \frac{P + Sz}{P} \quad (1)$$

Où :

- S : tassement en mètres.
- dh : épaisseur de la couche comprimée en mètres.
- c : coefficient de compressibilité.
- P : contrainte initiale dans le plan d'assise de la fondation en tonnes/m<sup>2</sup>.
- Sz : accroissement de la contrainte dans le plan d'assise en tonnes/m<sup>2</sup>.

2. Une valeur approximative du coefficient C peut être déduite des essais de pénétration à l'aide de la formule suivante:

$$C = a \frac{Rp}{Pb} \quad (2)$$

Où :

- C : coefficient de compressibilité.
- Rp : résistance à la pointe.
- Pb : poids des terres.
- a = 1.5 pour du sable.

Pour des sables argileux et de l'argile consistante la valeur a = 1.5 se trouve du côté de la sécurité.

Pour des argiles organiques et de la tourbe on prend a = 0.5 à 0.7.

En général on rencontre peu de problème pour des fondations à faible profondeur et pour autant que la résistance à la pointe reste supérieure à 12 bars. Pour des résistances à la pointe inférieures à 12 bars la teneur en eau joue un rôle prépondérant dans le choix du coefficient a. Pour les calculs qui suivent on a pris a = 1.5 de sorte qu'on se trouve en toute sécurité pour la plupart des sols. Si on veut simuler avec d'autres valeurs de C, partant de la formule (1), on peut conclure que le tassement est inversement proportionnel à la valeur C de sorte qu'un doublement de la valeur C réduit le tassement de moitié.

3. Correspondance entre la valeur calculée et le tassement réellement observé.

Pour une valeur a = 1.5 dans la formule (2), on constate en général que la valeur calculée est plus importante que le tassement réellement mesuré. On peut admettre qu'en général le tassement réel ne représente que les 2/3 de la valeur calculée.

#### 4. Influence des semelles à proximité.

Quand les semelles de fondation se trouvent très proches l'une de l'autre, elles peuvent s'influencer mutuellement. Cette influence peut être simulée par une légère augmentation de la charge appliquée.

#### 5. Les remblais.

Des remblais importants autour de la construction peuvent augmenter considérablement les tassements.

#### 6. Tassements admissibles.

En général les tassements différentiels ne sont nuisibles que quand:

$$\frac{dS}{L} > \frac{1}{500}$$

Où :

$dS$  : le tassement différentiel entre deux appuis voisins.  
 $L$  : la portée séparant les appuis.

Lorsque l'on dispose d'un assez grand nombre de résultats, le tassement différentiel peut être évalué en combinant les charges les plus lourdes avec les valeurs de compressibilité les plus défavorables d'une part, et les charges les plus légères avec les valeurs de compressibilité les plus favorables d'autre part. Sinon il faut faire une estimation en considérant que les tassements différentiels peuvent atteindre 50% à 100% du tassement global.

Si un radier général a suffisamment de rigidité, il peut accepter des tassements importants.

#### 7. Limitations.

Les calculs qui suivent sont exécutés jusqu'à la profondeur pour laquelle on dispose encore de données par l'essai de pénétration. Pour des massifs importants les couches plus profondes et inconnues peuvent jouer un rôle important. Les calculs sont également arrêtés pour ces couches pour lesquelles l'augmentation de la contrainte est inférieure à 5% de la contrainte initiale. Pour chaque calcul la profondeur d'assise est prise à partir du niveau de début de sondage.

## COEFFICIENT DE COMPRESSIBILITE

$$C = \frac{3 R_p}{2 P_b}$$

Où :

$R_p$  : résistance à la pointe.  
 $P_b$  : pression due au poids des terres au niveau considéré.

## Coefficient de compressibilité C F02106198

d (m)	1	2
0,60	400,00	806,25
0,80	268,36	612,89
1,00	308,44	223,13
1,20	435,94	221,88
1,40	478,13	265,85
1,60	752,34	268,36
1,80	780,73	276,04
2,00	735,00	421,41
2,20	625,14	679,69
2,40	507,42	690,63
2,60	*	268,44
2,80	*	194,58
3,00	*	380,74
3,20	*	382,11
3,40	*	341,22
3,60	*	313,39
3,80	*	253,63
4,00	*	348,81
4,20	*	413,30
4,40	*	439,47



## Tassements (en mètres)

### Essai F02106198 - 1

#### A. Semelles filantes

Charge 6 T/m<sup>2</sup>

Assise (m)		Largeur semelle (m)			
profond.	niveau	0,60	0,80	1,00	1,20
0,80	-0,92	0,0034	0,0036	0,0037	0,0038
1,20	-1,32	0,0016	0,0017	0,0018	0,0019
1,80	-1,92	0,0006	0,0007	0,0007	0,0007
2,20	-2,32	0,0003	0,0003	0,0004	0,0004
2,80	-2,92				

Charge 9 T/m<sup>2</sup>

Assise (m)		Largeur semelle (m)			
profond.	niveau	0,60	0,80	1,00	1,20
0,80	-0,92	0,0045	0,0047	0,0049	0,0051
1,20	-1,32	0,0023	0,0025	0,0026	0,0027
1,80	-1,92	0,0011	0,0011	0,0011	0,0012
2,20	-2,32	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006
2,80	-2,92				

Charge 12 T/m<sup>2</sup>

Assise (m)		Largeur semelle (m)			
profond.	niveau	0,60	0,80	1,00	1,20
0,80	-0,92	0,0053	0,0056	0,0058	0,0060
1,20	-1,32	0,0029	0,0030	0,0031	0,0032
1,80	-1,92	0,0014	0,0014	0,0015	0,0015
2,20	-2,32	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008
2,80	-2,92				

Charge 15 T/m<sup>2</sup>

Assise (m)		Largeur semelle (m)			
profond.	niveau	0,60	0,80	1,00	1,20
0,80	-0,92	0,0060	0,0063	0,0065	0,0067
1,20	-1,32	0,0033	0,0035	0,0036	0,0037
1,80	-1,92	0,0016	0,0017	0,0017	0,0018
2,20	-2,32	0,0010	0,0010	0,0010	0,0010
2,80	-2,92				

\* La décharge provoquée par le déblai est plus importante que la nouvelle charge.

\*\* Vu la réalisation d'un préforage un calcul de tassement n'est pas possible.

## Tassements (en mètres)

### Essai F02106198 - 2

#### A. Semelles filantes

Charge 6 T/m<sup>2</sup>

Assise (m)		Largeur semelle (m)			
profond.	niveau	0,60	0,80	1,00	1,20
0,80	-0,88	0,0052	0,0059	0,0064	0,0069
1,20	-1,28	0,0041	0,0046	0,0050	0,0053
1,80	-1,88	0,0022	0,0025	0,0027	0,0029
2,20	-2,28	0,0015	0,0017	0,0018	0,0020
2,80	-2,88	0,0011	0,0012	0,0013	0,0013

Charge 9 T/m<sup>2</sup>

Assise (m)		Largeur semelle (m)			
profond.	niveau	0,60	0,80	1,00	1,20
0,80	-0,88	0,0072	0,0082	0,0089	0,0095
1,20	-1,28	0,0060	0,0068	0,0073	0,0078
1,80	-1,88	0,0037	0,0042	0,0046	0,0049
2,20	-2,28	0,0028	0,0032	0,0035	0,0038
2,80	-2,88	0,0025	0,0027	0,0029	0,0030

Charge 12 T/m<sup>2</sup>

Assise (m)		Largeur semelle (m)			
profond.	niveau	0,60	0,80	1,00	1,20
0,80	-0,88	0,0089	0,0100	0,0109	0,0116
1,20	-1,28	0,0076	0,0085	0,0092	0,0097
1,80	-1,88	0,0049	0,0055	0,0060	0,0064
2,20	-2,28	0,0039	0,0044	0,0048	0,0052
2,80	-2,88	0,0036	0,0039	0,0041	0,0043

Charge 15 T/m<sup>2</sup>

Assise (m)		Largeur semelle (m)			
profond.	niveau	0,60	0,80	1,00	1,20
0,80	-0,88	0,0103	0,0115	0,0125	0,0133
1,20	-1,28	0,0089	0,0099	0,0107	0,0113
1,80	-1,88	0,0059	0,0067	0,0073	0,0077
2,20	-2,28	0,0049	0,0055	0,0059	0,0063
2,80	-2,88	0,0044	0,0048	0,0051	0,0053

\* La décharge provoquée par le déblai est plus importante que la nouvelle charge.

\*\* Vu la réalisation d'un préforage un calcul de tassement n'est pas possible.

## Tassements (en mètres)

### Essai F02106198 - 1

#### B. Semelle isolée - longueur/largeur=3/2

Charge 10 T/m<sup>2</sup>

Assise (m)		Largeur semelle (m)			
profond.	niveau	1,00	1,50	2,00	2,75
1,00	-1,12	0,0036	0,0039	0,0040	0,0042
1,60	-1,72	0,0015	0,0016	0,0017	0,0017
2,00	-2,12	0,0010	0,0010	0,0010	0,0010
3,00	-3,12				
4,00	-4,12				

Charge 15 T/m<sup>2</sup>

Assise (m)		Largeur semelle (m)			
profond.	niveau	1,00	1,50	2,00	2,75
1,00	-1,12	0,0045	0,0049	0,0051	0,0053
1,60	-1,72	0,0020	0,0021	0,0022	0,0023
2,00	-2,12	0,0013	0,0014	0,0014	0,0014
3,00	-3,12				
4,00	-4,12				

Charge 20 T/m<sup>2</sup>

Assise (m)		Largeur semelle (m)			
profond.	niveau	1,00	1,50	2,00	2,75
1,00	-1,12	0,0053	0,0057	0,0059	0,0061
1,60	-1,72	0,0024	0,0025	0,0026	0,0027
2,00	-2,12	0,0016	0,0016	0,0017	0,0017
3,00	-3,12				
4,00	-4,12				

Charge 30 T/m<sup>2</sup>

Assise (m)		Largeur semelle (m)			
profond.	niveau	1,00	1,50	2,00	2,75
1,00	-1,12	0,0063	0,0068	0,0071	0,0073
1,60	-1,72	0,0029	0,0031	0,0032	0,0033
2,00	-2,12	0,0020	0,0020	0,0021	0,0021
3,00	-3,12				
4,00	-4,12				

\* La décharge provoquée par le déblai est plus importante que la nouvelle charge.

\*\* Vu la réalisation d'un préforage un calcul de tassement n'est pas possible.

## Tassements (en mètres)

### Essai F02106198 - 2

#### B. Semelle isolée - longueur/largeur=3/2

Charge 10 T/m<sup>2</sup>

Assise (m)		Largeur semelle (m)			
profond.	niveau	1,00	1,50	2,00	2,75
1,00	-1,08	0,0076	0,0090	0,0100	0,0109
1,60	-1,68	0,0047	0,0057	0,0064	0,0071
2,00	-2,08	0,0035	0,0042	0,0048	0,0053
3,00	-3,08	0,0023	0,0026	0,0028	0,0030
4,00	-4,08	0,0008	0,0008	0,0009	0,0009

Charge 15 T/m<sup>2</sup>

Assise (m)		Largeur semelle (m)			
profond.	niveau	1,00	1,50	2,00	2,75
1,00	-1,08	0,0100	0,0118	0,0131	0,0143
1,60	-1,68	0,0066	0,0080	0,0089	0,0097
2,00	-2,08	0,0051	0,0062	0,0069	0,0076
3,00	-3,08	0,0036	0,0041	0,0044	0,0046
4,00	-4,08	0,0014	0,0014	0,0015	0,0015

Charge 20 T/m<sup>2</sup>

Assise (m)		Largeur semelle (m)			
profond.	niveau	1,00	1,50	2,00	2,75
1,00	-1,08	0,0119	0,0140	0,0154	0,0168
1,60	-1,68	0,0081	0,0097	0,0108	0,0118
2,00	-2,08	0,0064	0,0077	0,0086	0,0094
3,00	-3,08	0,0046	0,0052	0,0055	0,0058
4,00	-4,08	0,0018	0,0019	0,0019	0,0019

Charge 30 T/m<sup>2</sup>

Assise (m)		Largeur semelle (m)			
profond.	niveau	1,00	1,50	2,00	2,75
1,00	-1,08	0,0148	0,0174	0,0190	0,0206
1,60	-1,68	0,0105	0,0124	0,0137	0,0148
2,00	-2,08	0,0085	0,0101	0,0111	0,0120
3,00	-3,08	0,0061	0,0068	0,0072	0,0075
4,00	-4,08	0,0024	0,0025	0,0025	0,0025

\* La décharge provoquée par le déblai est plus importante que la nouvelle charge.

\*\* Vu la réalisation d'un préforage un calcul de tassement n'est pas possible.

## Tassements (en mètres)

### Essai F02106198 - 1

#### Radier général - longueur/largeur=3/2

Charge 3 T/m<sup>2</sup>

Assise (m)		Largeur semelle (m)			
profond.	niveau	4,00	6,00	9,00	12,00
0,60	-0,72	0,0029	0,0030	0,0031	0,0031
1,00	-1,12	0,0013	0,0014	0,0014	0,0014
1,60	-1,72	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002
1,80	-1,92	*	*	*	*
2,60	-2,72				

Charge 4 T/m<sup>2</sup>

Assise (m)		Largeur semelle (m)			
profond.	niveau	4,00	6,00	9,00	12,00
0,60	-0,72	0,0038	0,0039	0,0040	0,0040
1,00	-1,12	0,0020	0,0020	0,0021	0,0021
1,60	-1,72	0,0005	0,0005	0,0005	0,0006
1,80	-1,92	0,0003	0,0003	0,0004	0,0004
2,60	-2,72				

Charge 6 T/m<sup>2</sup>

Assise (m)		Largeur semelle (m)			
profond.	niveau	4,00	6,00	9,00	12,00
0,60	-0,72	0,0052	0,0053	0,0054	0,0054
1,00	-1,12	0,0030	0,0031	0,0031	0,0031
1,60	-1,72	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011
1,80	-1,92	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008
2,60	-2,72				

Charge 8 T/m<sup>2</sup>

Assise (m)		Largeur semelle (m)			
profond.	niveau	4,00	6,00	9,00	12,00
0,60	-0,72	0,0062	0,0064	0,0065	0,0065
1,00	-1,12	0,0037	0,0038	0,0039	0,0039
1,60	-1,72	0,0014	0,0015	0,0015	0,0015
1,80	-1,92	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011
2,60	-2,72				

\* La décharge provoquée par le déblai est plus importante que la nouvelle charge.

\*\* Vu la réalisation d'un préforage un calcul de tassement n'est pas possible.

## Tassements (en mètres)

### Essai F02106198 - 2

#### Radier général - longueur/largeur=3/2

Charge 3 T/m<sup>2</sup>

Assise (m)		Largeur semelle (m)			
profond.	niveau	4,00	6,00	9,00	12,00
0,60	-0,68	0,0048	0,0052	0,0055	0,0057
1,00	-1,08	0,0033	0,0036	0,0037	0,0038
1,60	-1,68	0,0007	0,0008	0,0008	0,0009
1,80	-1,88	*	*	*	*
2,60	-2,68	*	*	*	*

Charge 4 T/m<sup>2</sup>

Assise (m)		Largeur semelle (m)			
profond.	niveau	4,00	6,00	9,00	12,00
0,60	-0,68	0,0064	0,0070	0,0074	0,0076
1,00	-1,08	0,0051	0,0055	0,0057	0,0059
1,60	-1,68	0,0022	0,0024	0,0025	0,0025
1,80	-1,88	0,0015	0,0017	0,0018	0,0018
2,60	-2,68	*	*	*	*

Charge 6 T/m<sup>2</sup>

Assise (m)		Largeur semelle (m)			
profond.	niveau	4,00	6,00	9,00	12,00
0,60	-0,68	0,0091	0,0099	0,0105	0,0108
1,00	-1,08	0,0079	0,0085	0,0089	0,0091
1,60	-1,68	0,0045	0,0048	0,0050	0,0051
1,80	-1,88	0,0037	0,0040	0,0041	0,0042
2,60	-2,68	0,0019	0,0020	0,0021	0,0021

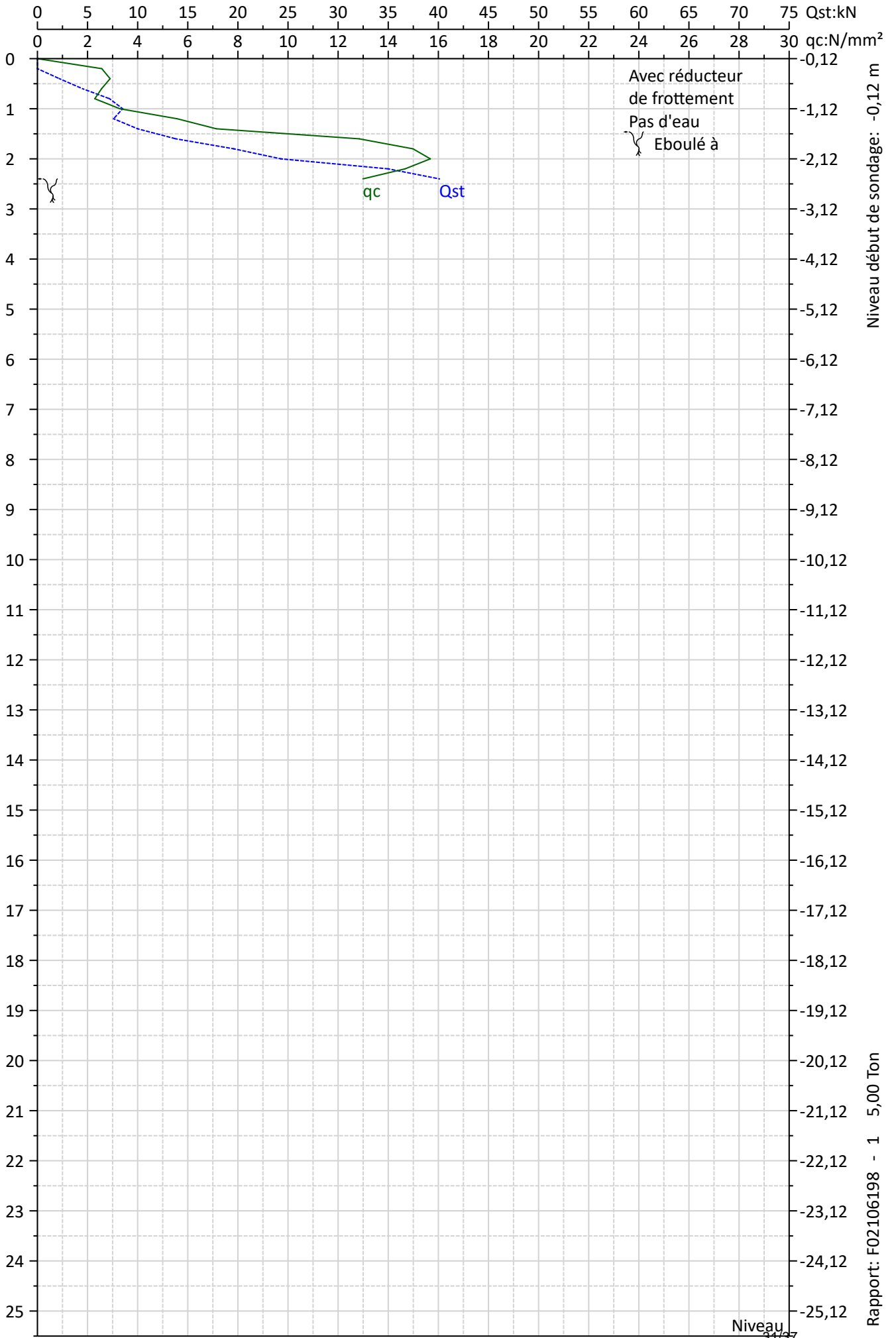
Charge 8 T/m<sup>2</sup>

Assise (m)		Largeur semelle (m)			
profond.	niveau	4,00	6,00	9,00	12,00
0,60	-0,68	0,0113	0,0122	0,0129	0,0132
1,00	-1,08	0,0101	0,0108	0,0113	0,0115
1,60	-1,68	0,0062	0,0067	0,0070	0,0071
1,80	-1,88	0,0053	0,0057	0,0060	0,0061
2,60	-2,68	0,0034	0,0036	0,0037	0,0037

\* La décharge provoquée par le déblai est plus importante que la nouvelle charge.

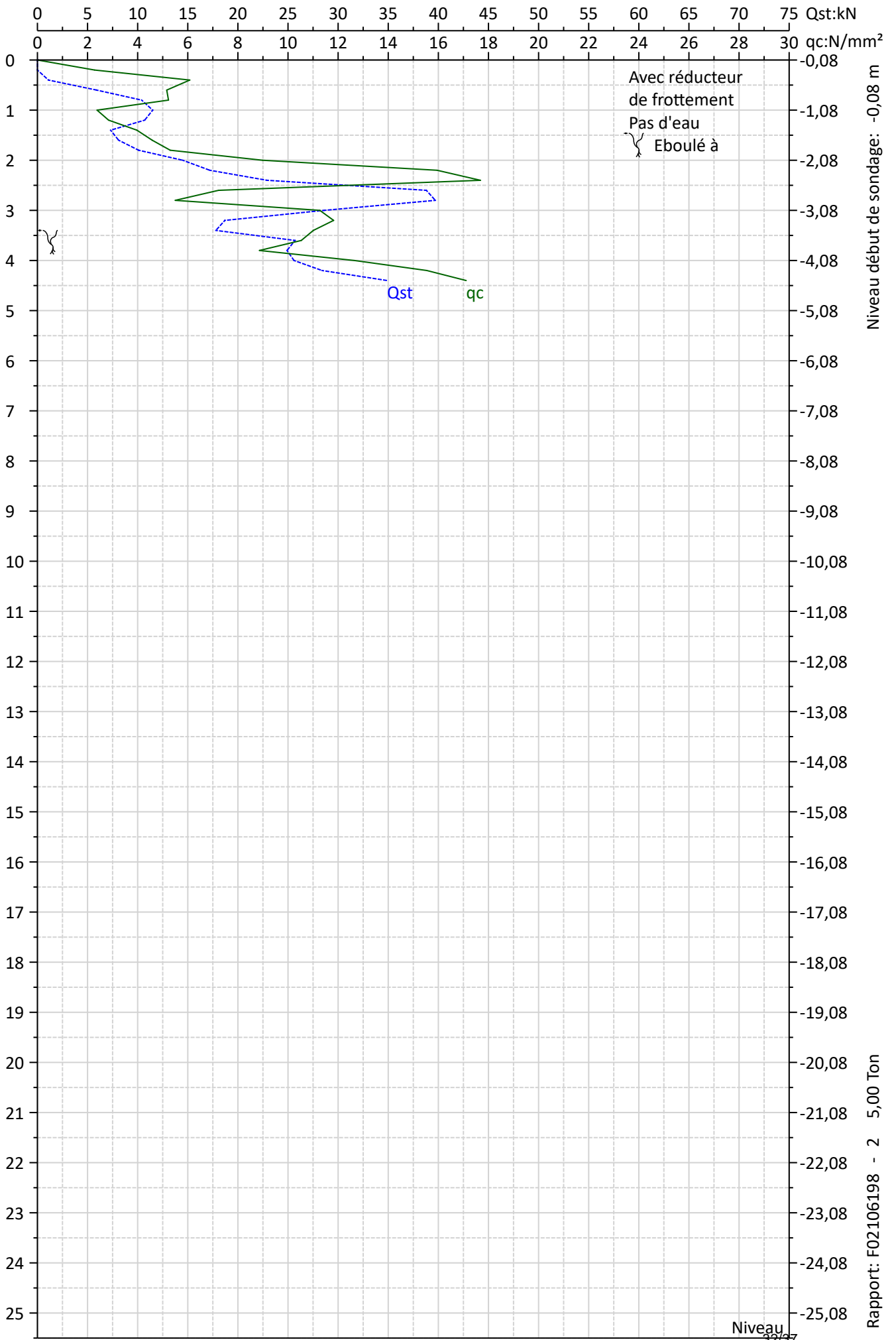
\*\* Vu la réalisation d'un préforage un calcul de tassement n'est pas possible.

**Représentation graphique ISO/FDIS 22476-1**  
 F02106198, Place du Village 1, 78910 Béhoust





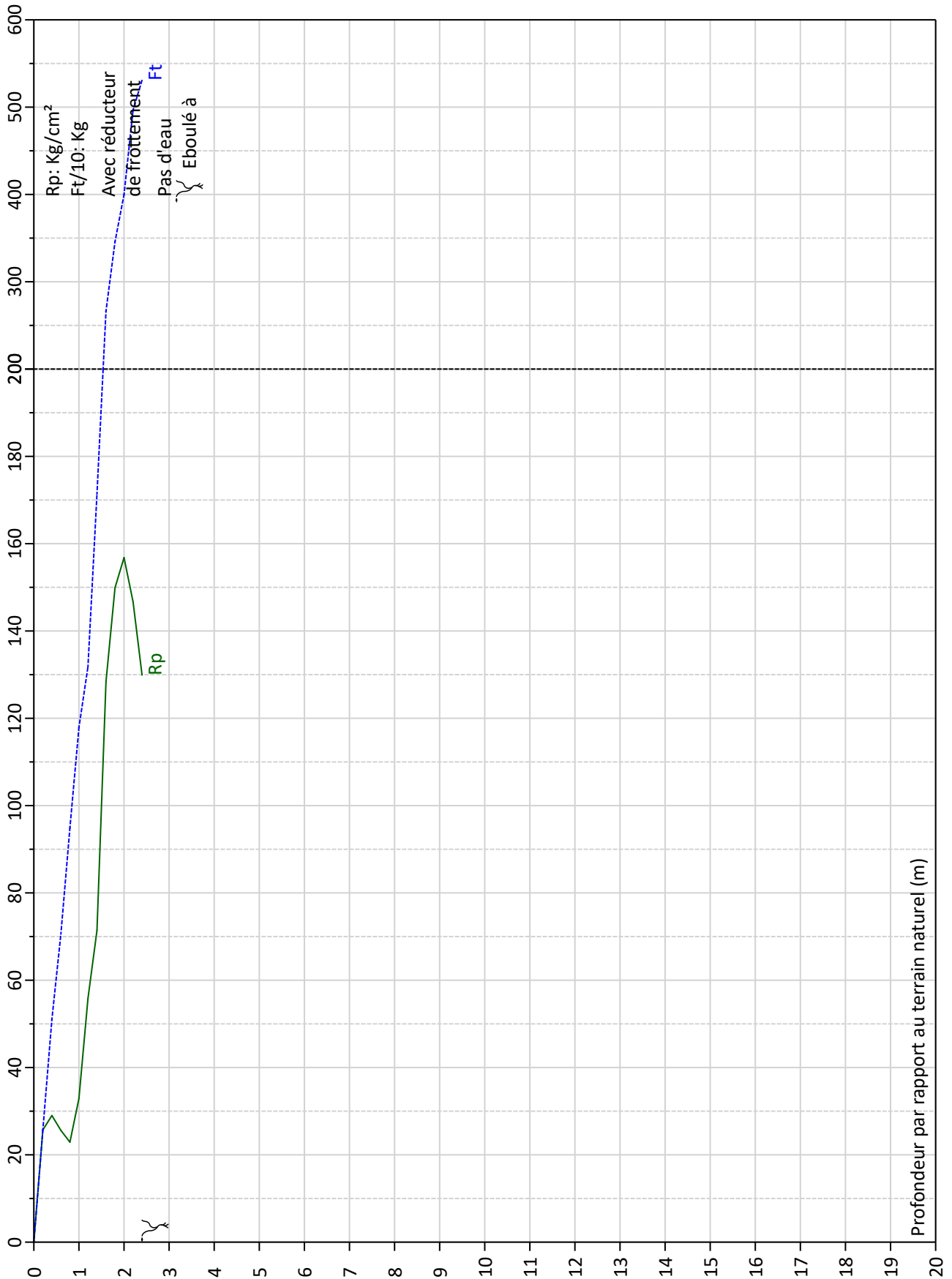
Représentation graphique ISO/FDIS 22476-1  
F02106198, Place du Village 1, 78910 Béhoust





## Résistance à la pointe

F02106198, Place du Village 1 , 78910 Béhoust



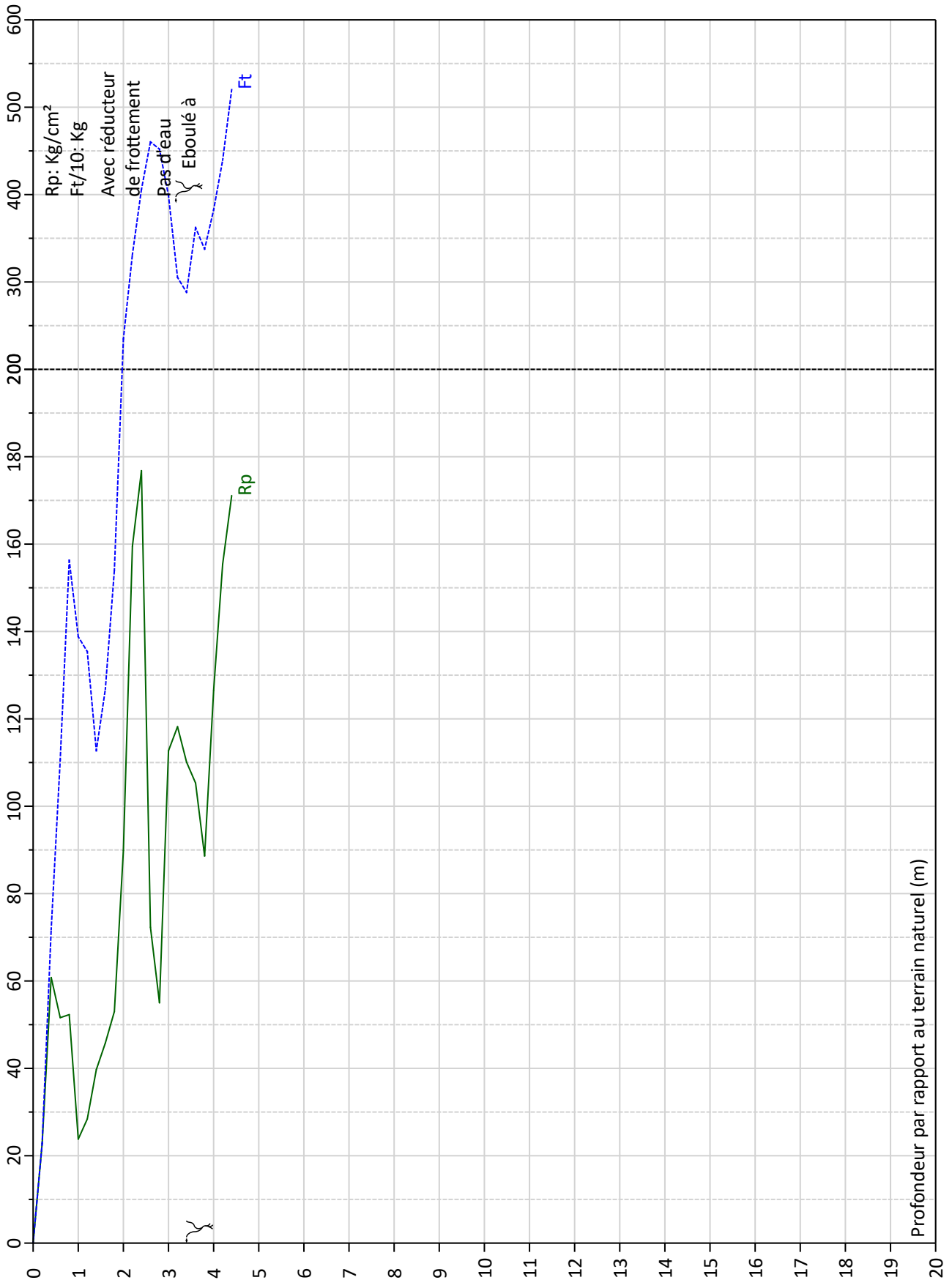
Niveau début de sondage: -0,12 m

Profondeur par rapport au terrain naturel (m)

Rapport: F02106198 - 1 5,00 Ton

## Résistance à la pointe

### F02106198, Place du Village 1 , 78910 Béhoust

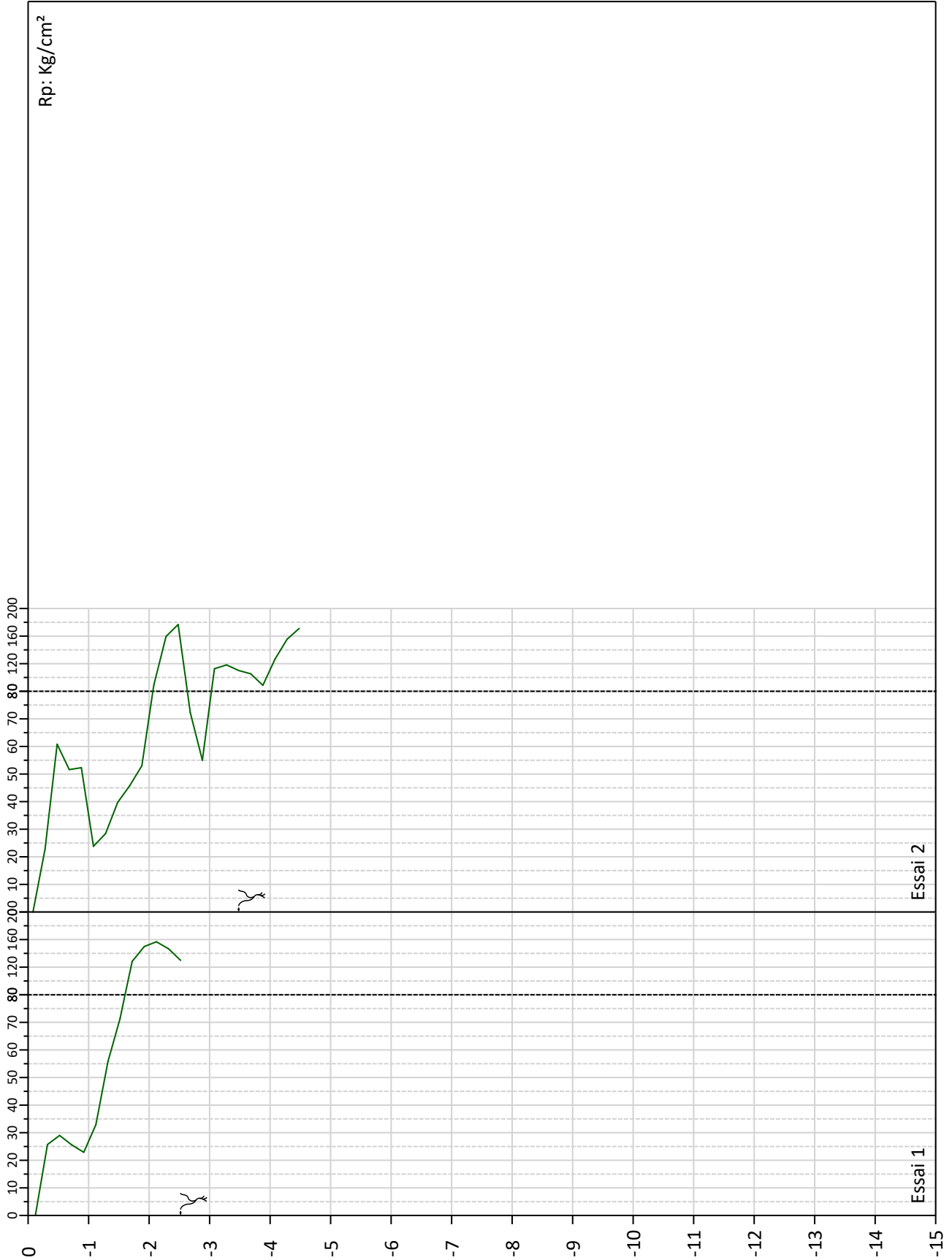


Niveau début de sondage: -0,08 m

Rapport: F02106198 - 2 5,00 Ton

# Résistance à la pointe

F02106198, Place du Village 1 , 78910 Béhoust

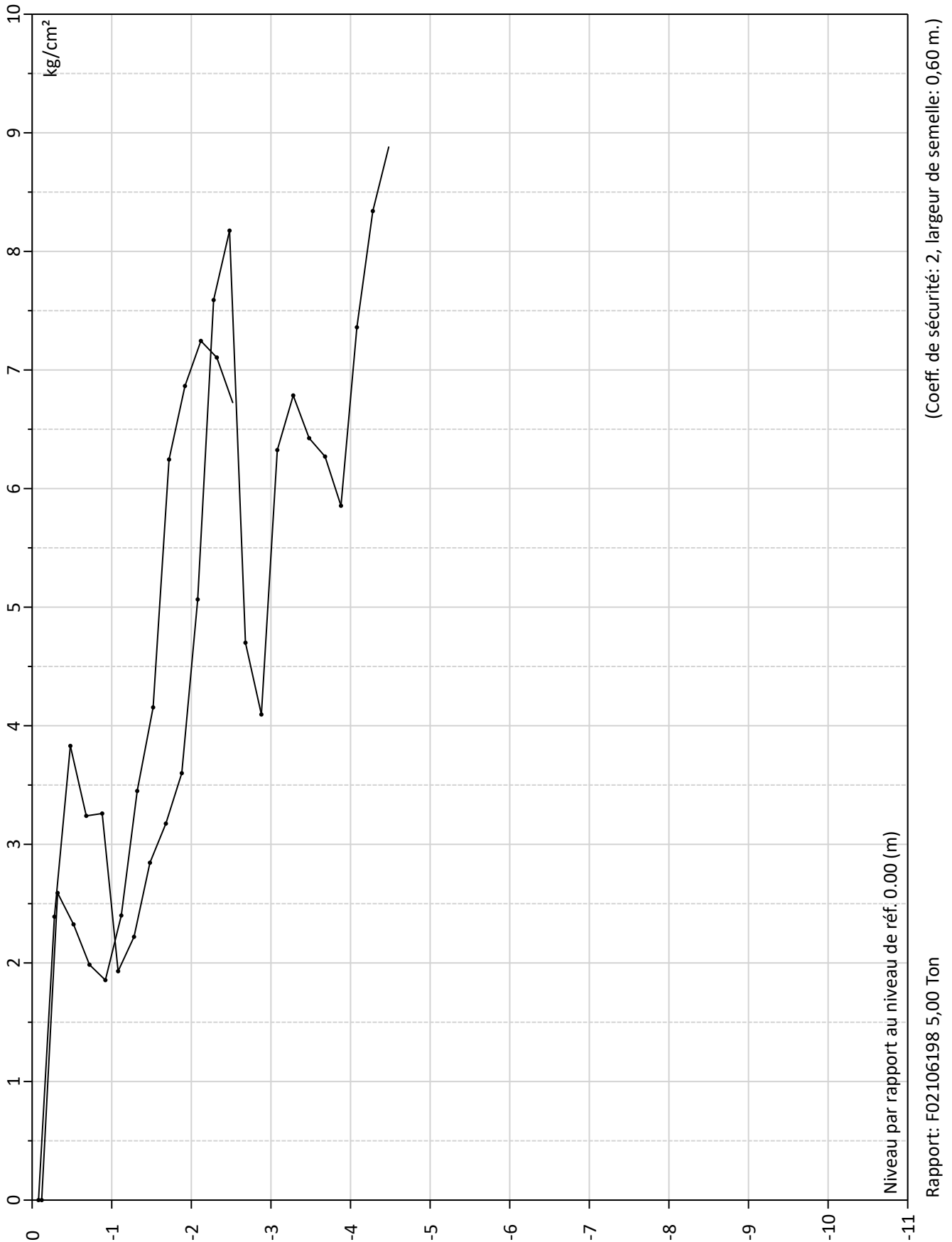


Niveau par rapport au niveau de réf. 0.00m

Rapport: F02106198 5,00 Ton

# Charge admissible

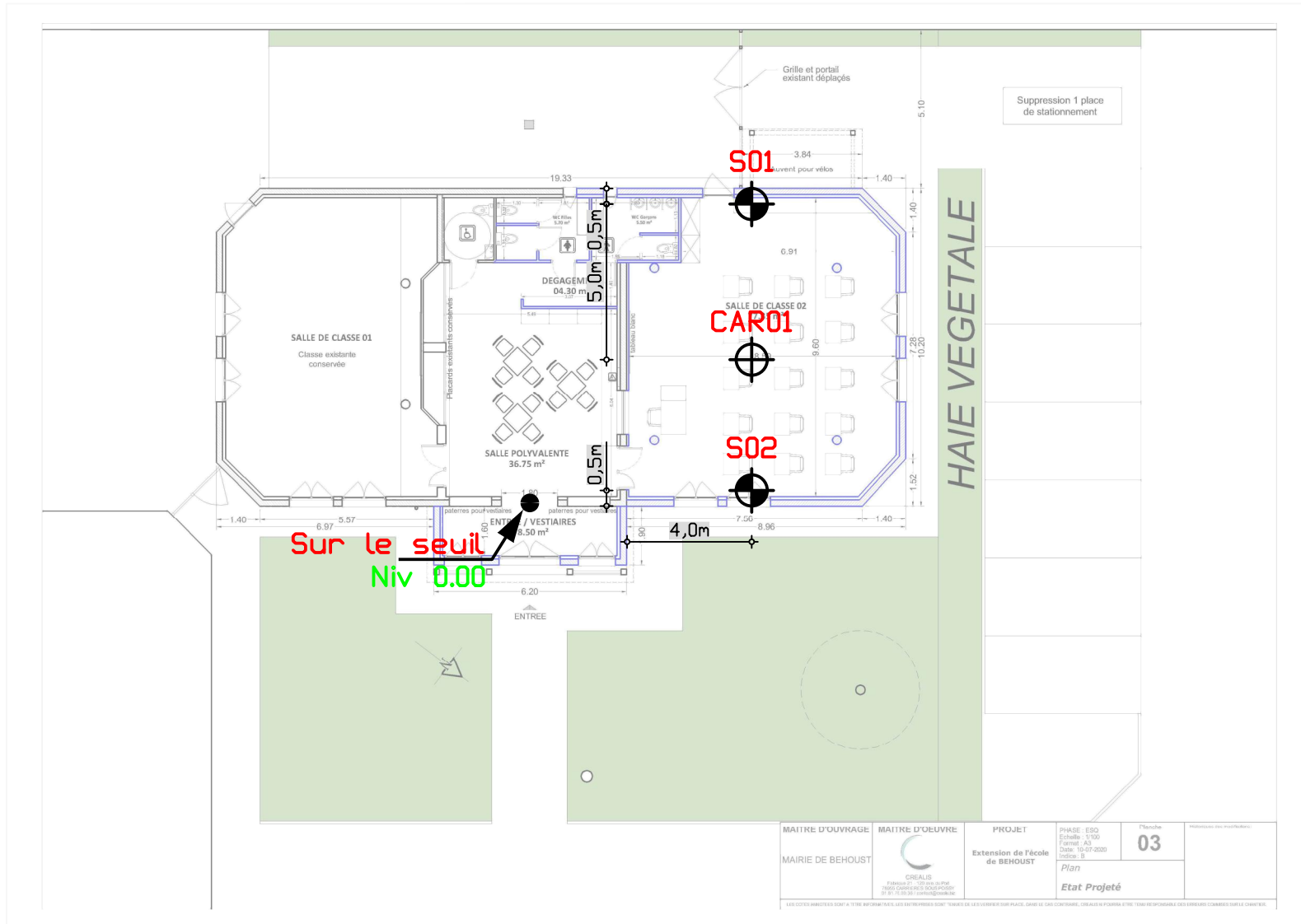
F02106198, Place du Village 1 , 78910 Béhoust



(Coeff. de sécurité: 2, largeur de semelle: 0,60 m.)

Niveau par rapport au niveau de réf. 0.00 (m)

Rapport: F02106198 5,00 Ton



MATRE D'OUVRAGE MAIRIE DE BEHOUST	MATRE D'OEUVRE CREALIS FONDÉE EN 1978 DANS LE PAYS DES CARRES PRES SOUS-PRES DE 10 x 10 Mètres carrés	PROJET Extension de l'école de BEHOUST	PHASE ESG Echelle: 1/100 Format: A3 Date: 19-07-2020 Index: 3 Plan Etat Projeté	Planche 03	Modifications des plans (à compléter)
LES COTES ANNOTÉES SONT À TITRE INFORMATIF. LES ENTREPRISES SONT TENUES DE LES VÉRIFIER SUR PLACE. DANS LE CAS CONTRAIRE, CREALIS N'EST PAS RESPONSABLE DES ERREURS COMMISES SUR LE CHANTIER.					



Group Verbeke  
10 Rue Gutenberg  
ZI du Château  
F-62220 Carvin  
+33 (0)3 21 18 82 09  
info@verbeke.com

## PLAN D'IMPLANTATION DES ESSAIS

F02106198

Echelle

37/37 / 1/200