




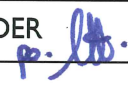
**CROUSTIFRANCE S.A.**

**MR.11-0162 – Pièce n° 001**

**REIMS (51)**  
**Extension de l'unité de fabrication de**  
**Donuts**  
**Rue des Macéliers**  
**Etude géotechnique G12**

# Suivi des modifications et mises à jour

FTQ.261-A

Rév.	Date	Nb pages	Modifications	Rédacteur	Contrôleur
				Nom, Visa	Nom, Visa
	05/09/2011	49		C. HAON 	J. BRUDER 
A					
B					
C					

REV		A	B	C	REV		A	B	C
PAGE					PAGE				
1	X				41	X			
2	X				42	X			
3	X				43	X			
4	X				44	X			
5	X				45	X			
6	X				46	X			
7	X				47	X			
8	X				48	X			
9	X				49	X			
10	X				50				
11	X				51				
12	X				52				
13	X				53				
14	X				54				
15	X				55				
16	X				56				
17	X				57				
18	X				58				
19	X				59				
20	X				60				
21	X				61				
22	X				62				
23	X				63				
24	X				64				
25	X				65				
26	X				66				
27	X				67				
28	X				68				
29	X				69				
30	X				70				
31	X				71				
32	X				72				
33	X				73				
34	X				74				
35	X				75				
36	X				76				
37	X				77				
38	X				78				
39	X				79				
40	X				80				

<b>Présentation de notre mission</b>	<b>5</b>
1 – Mission selon la norme NF P 94-500	5
2 – Programme d'investigations	6
3 – Nivellement des sondages	6
4 – Méthodologie des sondages	6
5 – Essais pressiométriques	6
<b>Descriptif général du site et approche documentaire</b>	<b>8</b>
1 – Description du site	8
2 – Contexte géologique	9
3 – Enquête documentaire	9
4 – Zonage sismique	9
5 – Documents à notre disposition pour cette étude	9
<b>Résultats des investigations in situ</b>	<b>10</b>
1 – Analyse géologique	10
2 – Aspects géomécaniques	10
3 – Niveau d'eau	10
4 – Essais de laboratoire	11
<b>Application au projet</b>	<b>12</b>
1 – Description générale du projet	12
2 – Fondation envisageable	12
2.1.1 – Niveau d'assise	12
2.1.2 – Capacité portante à la base des massifs isolés	13
2.1.3 – Estimation des tassements	14
2.2.1 – Niveau d'assise	14
2.2.2 – Capacité portante à la base des massifs isolés	14
2.2.3 – Estimation des tassements	15
2.2.4 – Recommandations de réalisation	15
3 – Dallage	16
4 – Étude des voiries (sondages S7, S8 et S13)	19
4.1 – Références	19

4.2 – Ébauche dimensionnelle des voiries _____	19
4.2.1 – Portance du sol support et couche de forme _____	19
4.2.2 – Proposition de structure des voiries lourdes _____	20
4.2.3 – Proposition de structure des voiries légères et des parkings _____	21
<b>Conditions Générales</b> _____	<b>23</b>
<b>Enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique (Norme NF P 94-500)</b> _____	<b>24</b>
<b>Missions types d'ingénierie géotechnique (Norme NF P 94-500)</b> _____	<b>25</b>
<b>ANNEXES</b> _____	<b>26</b>
<b>Calcul d'une fondation superficielle selon le DTU I3-12</b> _____	<b>27</b>
<b>Plan de situation</b> _____	<b>30</b>
<b>Plan d'implantation des sondages</b> _____	<b>31</b>
<b>Coupes des sondages</b> _____	<b>32</b>
<b>Résultats des essais de laboratoire</b> _____	<b>46</b>

**CROUSTIFRANCE S.A.**, assistée du **cabinet SNC LAVALIN AGRO**, envisage la construction d'une extension de son unité de fabrication de Donuts, sur son site bordant la rue des Macécliers à REIMS (51).

L'étude géotechnique a été confiée à FONDASOL, Agence de Reims, suite à l'acceptation du devis DEMR.11.06.048 - ind A du 24 juin 2011 par la commande n° 4500876686 datée du 8 juillet 2011.

### I – Mission selon la norme NF P 94-500

Il s'agit d'une mission de type G12 au sens de la norme NF P 94-500 (Missions Géotechniques Types – Révision Décembre 2006).

Les objectifs de notre rapport sont de développer les points suivants :

Définir le contexte géotechnique et les niveaux d'eau du site.

Analyser les modes de fondation du projet (type de fondation, contrainte de calcul, estimation des tassements, assise du dallage, assise des voiries).

Donner les recommandations particulières de conception et d'exécution liées à la géotechnique du site.

Définir les éventuels aléas ou anomalies qui subsistent à l'issue de l'étude.

Les normes françaises d'application de l'Eurocode 7 relatives au calcul géotechnique des fondations superficielles, des fondations sur pieux, des murs de soutènement et des ouvrages en terre ne sont pas disponibles à la date de rédaction de ce rapport. Seules sont parues la norme NF P94-270 pour les remblais renforcés et clouage, et la norme NF P94-282 pour les écrans de soutènement.

Pour effectuer une ébauche dimensionnelle des ouvrages géotechniques, nous avons donc retenu les approches décrites par les normes françaises encore en vigueur, soit le DTU 13-12 (NF P11-711) pour les fondations superficielles et le DTU 13-2 (NF P11-212) pour les fondations sur pieux.

Cependant, dès que les normes françaises d'application de l'Eurocode 7 seront publiées, il y aura lieu, pour les études de projet de ces ouvrages, de considérer les approches préconisées par les règles générales de l'Eurocode 7 (NF P94-251-1), son annexe nationale (NF P94-251-1/NA), ainsi que les normes françaises d'application de l'Eurocode 7.

## 2 – Programme d'investigations

Selon les termes de notre devis, nous avons effectué in situ :

➤ au droit des futurs bâtiments :

- 10 sondages de reconnaissance géologique avec essais pressiométriques (notés S1 à S6, S9 à S12) descendus à 6,0 m de profondeur sous le niveau du terrain actuel,

➤ au droit des aménagements extérieurs :

- 3 sondages de reconnaissance géologique avec essais pressiométriques (notés S7, S8 et S13) descendus à 2,0 m de profondeur sous le niveau du terrain actuel,
- en laboratoire : 2 limites d'Atterberg et 2 mesures de la teneur en eau.

Le sondage S1 a été équipé d'un tube piézométrique crépiné de 50 mm de diamètre, protégé en tête par un tubage métallique cadenassé et scellé dans le sol.

Les sondages ont été implantés suivant la demande du cabinet SNC LAVALIN AGRO et le plan fourni en annexe.

## 3 – Nivellement des sondages

Les sondages ont été repérés en altitude par rapport à un tampon situé au Sud des installations existantes et coté à 100,79 (voir plan d'implantation des sondages inséré en annexe).

Il vient alors :

- S1 : 103,25,	- S8 : 102,80,
- S2 : 103,20,	- S9 : 102,35,
- S3 : 103,15,	- S10 : 101,80,
- S4 : 102,40,	- S11 : 101,40,
- S5 : 102,00,	- S12 : 99,55,
- S6 : 102,10,	- S13 : 101,95.
- S7 : 102,95,	

## 4 – Méthodologie des sondages

Les sondages ont été réalisés en destructif, à la tarière continue de 66 mm de diamètre.

Les coupes ont été établies à partir de prélèvements d'échantillons remaniés. On trouvera, en annexe, les coupes des sondages.

## 5 – Essais pressiométriques

Les essais pressiométriques (norme NF P 94-110 de juillet 1991) ont été réalisés au moyen d'une sonde standard de  $\varnothing$  60 mm et d'une sonde de  $\varnothing$  44 mm à tube fendu, placée à l'intérieur d'un tube lanterné.

Rappel des notations :

pf : pression de fluage (en MPa)

pl : pression limite (en MPa)

EM : module de déformation pressiométrique (module déviatorique)

On trouvera, en annexe, les résultats des essais pressiométriques.

## Descriptif général du site et approche documentaire

### I – Description du site

Le terrain étudié se trouve entre la rue des Macécliers au Nord et la route nationale n° 44 dite « de Châlons » au Sud, au Sud-Est de la commune de REIMS (voir plan de situation inséré en annexe).

Les sondages ont été réalisés en bordure des installations de l'usine de production Vandemoortele existante, au droit d'espaces verts, ou bien dans une zone en friche bordant l'usine à l'Est.

D'après la carte IGN de REIMS au 1/50000<sup>ème</sup>, il existait sur cette dernière parcelle un bâtiment qui a été démoli.

La zone d'étude présente une pente générale orientée vers le Sud-Ouest.



Vue sur le site en direction du Nord-Ouest (S13)



Vue sur le site en direction du Nord (S12)



Vue sur le site en direction du Sud-Ouest



Vue sur le site en direction du Nord-Ouest



## 2 – Contexte géologique

Le contexte géologique mentionné sur la carte au 1/50000<sup>ème</sup> de REIMS est celui de la craie blanche du Campanien inférieur.

## 3 – Enquête documentaire

D'après nos enquêtes documentaires, la commune de REIMS est concernée par un plan de prévention des risques (PPR) relatif aux mouvements de terrain (par effondrement).

De plus, treize arrêtés de reconnaissance de catastrophe naturelle concernant des inondations, des coulées de boue ainsi que des mouvements de terrain ont été pris entre 1992 et 2007.

La carte des remontées de nappe (par crues, inondations, ruissellements, débordements remontées...), établie par le BRGM, indique que le secteur du projet se trouve dans une zone de sensibilité faible.

La carte des mouvements de terrain (par glissement, chute, éboulement, effondrement, coulée ...), établie par le BRGM, n'indique pas de mouvement de terrain dans le secteur du projet.

## 4 – Zonage sismique

La commune de REIMS se situe dans un canton classé en zone de sismicité 0 (« sismicité négligeable mais non nulle ») selon le décret n° 91-461 du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique (Journal Officiel du 17 mai 1991).

Depuis le 22 octobre 2010, la réglementation parasismique française a évolué avec la publication du Journal Officiel du 24 octobre 2010 des décrets 2010-1254 et 2010-1255. Ils indiquent que la commune de REIMS est en zone de sismicité très faible (dénomination zone I).

Nous informons qu'une période transitoire est prévue jusqu'au 30 novembre 2012. Elle permet une utilisation alternative des règles PS 92 avec leurs amendements A1 et A2.

## 5 – Documents à notre disposition pour cette étude

Pour remplir notre mission, nous avons disposé des éléments suivants :

- Un plan de masse sans échelle avec la localisation des sondages à effectuer.

## I – Analyse géologique

Les sondages ont permis de reconnaître la succession lithologique suivante :

- **sous une couverture d'enrobé en S2, des remblais sablo-graveleux beiges à gris-beige avec cailloutis, blocs, craie**, sur 0,4 m d'épaisseur en S2, 0,1 m en S4, 0,3 m en S5, 0,4 m en S6, 0,1 m en S8 et S9,
- **des remblais de craie blanchâtre** reconnus jusque 1,2 m de profondeur en S8, 1,3 m en S9, 1,7 m en S10 et 1,0 m en S13,
- **sous une couverture de terre végétale éventuelle, des limons sableux bruns avec cailloutis, nodules de craie**, jusque 0,6 m de profondeur en S1, 0,3 m en S3 et S7, 1,3 m en S8, 1,6 m en S9, 2,0 m en S10, 0,7 m en S11, 0,5 m en S12,
- **des limons sablo-crayeux ou crayeux beiges avec cailloutis, nodules de craie** reconnus jusque 0,6 m de profondeur en S5, 0,7 m en S6, 0,5 m en S7, 1,7 m en S8, 1,8 m en S9, 1,1 m en S12 et S13,
- puis, jusqu'à la base des sondages, **de la craie blanchâtre**.

## 2 – Aspects géomécaniques

Mesurées à l'aide d'essais pressiométriques, les caractéristiques mécaniques des terrains rencontrés sont :

- **bonnes** dans le remblai de craie blanchâtre puisque les pressions-limites nettes (pl-po) sont comprises entre 0,94 MPa et 1,82 MPa,
- **bonnes** dans les limons crayeux reconnus en S8 avec une pression-limite nette (pl-po) de l'ordre de 1,81 MPa,
- **bonnes à excellentes** dans la craie blanchâtre, les pressions-limites nettes (pl-po) étant comprises entre 1,02 MPa et plus de 7,5 MPa.

## 3 – Niveau d'eau

Lors de notre intervention (fin juillet 2011), nous n'avons pas rencontré d'arrivée d'eau au droit des sondages S1 à S6 et S9 à S12 arrêtés à 6,0 m de profondeur ainsi qu'au droit des sondages S7, S8 et S13 descendus à 2,0 m de profondeur sous le niveau du TN actuel.

Il faut cependant noter que des venues d'eau à la circulation anarchique pourront se produire dans les formations rencontrées, après une période pluvieuse notamment.

## 4 – Essais de laboratoire

Conformément à notre programme, nous avons procédé en laboratoire à l'analyse de deux échantillons de sol prélevés aux profondeurs suivantes :

- S7 : entre 0,3 m et 0,5 m de profondeur sous le niveau du TN actuel, dans de la craie limoneuse,
- S8 : entre 1,3 m et 1,7 m de profondeur sous le niveau du TN actuel, dans de la craie limoneuse.

La teneur en eau est comprise entre 17,1 et 17,7 %.

Compte tenu de la nature limono-crayeuse des échantillons prélevés, il n'a pas été possible de réaliser d'analyses granulométriques, ni de densité (pas de blocs).

En conséquence, deux limites d'Atterberg ont été effectuées sur ces échantillons.

On trouvera, en annexe, les résultats des essais de laboratoire.

## I – Description générale du projet

Il est prévu l'extension de l'unité de fabrication de Donuts sur le site VANDEMOORTELE, rue des Macécliers à REIMS.

Le projet comprendra notamment :

- Bâtiment noté 1 (sondages S1 à S4) : une chambre froide négative destinée à accueillir un transstockeur automatique Grande Hauteur pour le stockage et l'expédition de produits finis (2 000 m<sup>2</sup> environ),
- Bâtiment noté 2 (sondages S5 et S6) : bâtiment destiné à accueillir l'ensemble des lignes d'emballage, placé en bout de l'ensemble de lignes de fabrication (2 400 m<sup>2</sup> environ),
- Bâtiment noté 3 (sondages S9 et S10) : bâtiment de stockage à la réception des articles d'emballage (2 000 m<sup>2</sup> environ),
- Bâtiment noté 4 (sondages S12 et S11) :
  - bâtiment destiné à accueillir la nouvelle ligne de fabrication de Donuts (1 900 m<sup>2</sup> environ, coté Sud),
  - une salle des machines destinée à accueillir différents équipements techniques (450 m<sup>2</sup> environ),
- zones de bureaux et locaux sociaux.

Il est également prévu la création de voiries périphériques (sondages S7, S8 et S13).

## 2 – Fondation envisageable

### 2.1 – Cas des bâtiments 1, 2 et 4 (sondages S1 à S6, S11 et S12)

Compte tenu de la nature des terrains rencontrés et des caractéristiques du projet, les futurs bâtiments pourront être fondés superficiellement, sur massifs isolés sollicitant la craie blanchâtre de bonne compacité.

#### 2.1.1 – Niveau d'assise

Les fondations seront descendues d'au moins 0,8 m sous le TN actuel et seront ancrées d'au moins 0,3 m dans la craie blanchâtre et naturellement en place.

D'où, au droit des sondages, les niveaux d'assise suivants :

- S1 : 0,9 m sous le niveau du TN actuel – cote 102,35,
- S2 : 0,8 m sous le niveau du TN actuel – cote 102,40,
- S3 : 0,8 m sous le niveau du TN actuel – cote 102,35,
- S4 : 0,8 m sous le niveau du TN actuel – cote 101,60,
- S5 : 0,9 m sous le niveau du TN actuel – cote 101,10,
- S6 : 1,0 m sous le niveau du TN actuel – cote 101,10,
- S11 : 1,0 m sous le niveau du TN actuel – cote 100,40,
- S12 : 1,4 m sous le niveau du TN actuel – cote 98,15.

Par ailleurs, on respectera une garde au gel d'au moins 0,8 m par rapport au niveau fini aménagé extérieur.

Au droit des bâtiments mitoyens, les nouvelles fondations devront être descendues au minimum au même niveau que celui des fondations existantes, tout en respectant l'encagement d'au moins 0,3 m dans les limons sablo-crayeux beiges avec cailloutis ou bien dans la craie blanchâtre en place.

## 2.1.2 – Capacité portante à la base des massifs isolés

On utilisera la relation pressiométrique habituelle :

$$q' = \frac{Kp}{\gamma q} (p_l - p_o) \times i\delta\beta + q'o$$

Avec :

$$\begin{aligned} Kp &= 0,9 \\ p_l - p_o &= 1,02 \text{ MPa (à 1,0 m en S6)} \\ q'o &= \text{négligeable} \\ i\delta\beta &= 1 \text{ (charge verticale centrée)} \end{aligned}$$

Les contraintes de calcul sont alors :

➤ Pour la justification à l'ELS :  $\gamma q = 3$  d'où

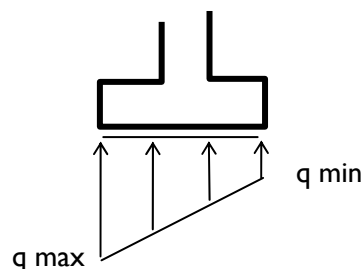
$$q'_{ELS} \cong 0,3 \text{ MPa}$$

➤ Pour la justification à l'ELU :  $\gamma q = 2$  d'où

$$q'_{ELU} \cong 0,45 \text{ MPa}$$

En cas de contrainte non uniforme sous la fondation, on considérera la contrainte de référence  $q'_{ref}$  définie par la relation suivante, que l'on comparera à  $q'_{ELS}$  et  $q'_{ELU}$  :

$$q'_{ref} = \frac{3q_{max} + q_{min}}{4}$$



### 2.1.3 – Estimation des tassements

Estimés par la méthode pressiométrique, les tassements absolus d'un massif isolé de 1 m de coté, chargé aux ELS à 0,3 MPa, seraient de l'ordre de quelques millimètres au droit des sondages, d'où des tassements différentiels du même ordre de grandeur.

Il appartiendra au bureau d'études structure de vérifier si ces tassements sont compatibles avec le projet et de rigidifier la future construction en conséquence si nécessaire.

## 2.2 – Cas du bâtiment 3 (sondages S9 et S10)

Au droit des sondages S9 et S10, nous avons rencontré de la craie en remblai (jusque 1,3 m de profondeur environ en S9 et 1,7 m en S10) surmontant une couche de limons bruns avec cailloutis et nodules de craie de 30 cm d'épaisseur environ puis des limons sablo-crayeux beiges avec cailloutis et/ou la craie blanchâtre et naturellement en place.

Le futur bâtiment pourra être fondé sur massifs isolés ou puits sollicitant la craie blanchâtre et naturellement en place.

### 2.2.1 – Niveau d'assise

Les fondations seront descendues d'au moins 0,8 m sous le TN actuel et seront ancrées d'au moins 0,3 m dans la craie blanchâtre en place.

D'où, au droit des sondages, les niveaux d'assise suivants :

- S9 : 2,1 m sous le niveau du TN actuel – cote 100,25,
- S10 : 2,3 m sous le niveau du TN actuel – cote 99,50.

Par ailleurs, on respectera une garde au gel d'au moins 0,8 m par rapport au niveau fini aménagé extérieur.

### 2.2.2 – Capacité portante en tête des massifs isolés ou puits

On utilisera la relation pressiométrique habituelle :

$$q' = \frac{Kp}{\gamma} (p_l - p_o) \times i\delta\beta + q'_o$$

Avec :

$$\begin{aligned} Kp &= 0,9 \\ p_l - p_o &= 1,02 \text{ MPa} \\ q'_o &= 0 \text{ (calcul en tête)} \\ i\delta\beta &= 1 \text{ (charge verticale centrée)} \end{aligned}$$

Les contraintes de calcul sont alors :

➤ Pour la justification à l'ELS :  $\gamma_q = 3$  d'où

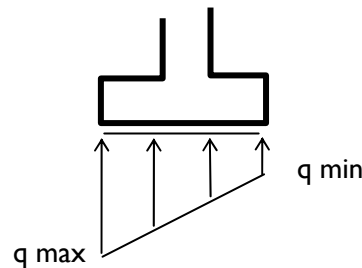
$$q'_{ELS} \cong 0,3 \text{ MPa}$$

➤ Pour la justification à l'ELU :  $\gamma_q = 2$  d'où

$$q'_{ELU} \cong 0,45 \text{ MPa}$$

En cas de contrainte non uniforme sous la fondation, on considérera la contrainte de référence  $q_{\text{réf}}$  définie par la relation suivante, que l'on comparera à  $q'_{ELS}$  et  $q'_{ELU}$  :

$$q_{\text{réf}} = \frac{3q_{\text{max}} + q_{\text{min}}}{4}$$



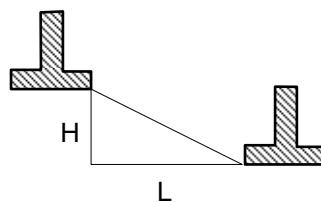
### 2.2.3 – Estimation des tassements

Estimés par la méthode pressiométrique, les tassements absolus d'un massif isolé de 1 m de côté, chargé en tête aux ELS à 0,3 MPa, seraient de l'ordre de quelques millimètres au droit des sondages, d'où des tassements différentiels du même ordre de grandeur.

Il appartiendra au bureau d'études structure de vérifier si ces tassements sont compatibles avec le projet et de rigidifier la future construction en conséquence si nécessaire.

### 2.2.4 – Recommandations de réalisation

- On procédera à une vérification soignée des fonds de fouille et on purgera toute poche de terre végétale, de remblais, de limons bruns ou bien de sols douteux et/ou remaniés que l'on pourrait encore rencontrer au niveau d'assise retenu pour les fondations.
- Le bétonnage s'effectuera aussitôt après les terrassements et en pleine fouille afin de limiter l'altération du fond de fouille.
- En cas de venues d'eau, on les évacuera aussitôt par pompage.
- Les différences de niveau entre les fondations devront être reprises par redans successifs tels que  $H/L \leq 2/3$  et en partant du point le plus bas (DTU 13.12).



- Prévoir un blindage des fouilles si nécessaire.
- Prévoir le matériel adapté pour atteindre les cotes requises.

- Par ailleurs, on devra prévoir, avant tous travaux de terrassement à proximité ou non des fondations des existants, toutes les précautions nécessaires afin d'interdire tout mouvement des existants (bâtiments, voiries, réseaux...), aussi bien en phase provisoire qu'en phase définitive.
- Prévoir un joint de rupture entre le projet et les existants.

### 3 – Dallage

On pourra envisager la réalisation d'un dallage sur terre-plein, à condition de :

- Travailler par temps sec,
- Décaper la terre végétale, les remblais sablo-graveleux, les limons bruns sur toute leur épaisseur,
- Penter le fond de forme afin d'éviter les éventuelles stagnations d'eau sur celui-ci,
- Mettre en place un géotextile anticontaminant,
- Mettre en œuvre une couche de forme en matériaux sains (concassés calcaires avec passant à 80 microns inférieur à 12 % après compactage ou matériaux sablo-graveleux de classification D3 ou D2 du GTR), soigneusement compactés par couches minces,
- Réaliser des contrôles de compactage à l'aide d'essais à la plaque. En sommet de couche de forme, on devra vérifier :

$$EV2 \geq 50 \text{ MPa},$$

$$k = \frac{EV2}{EV1} \leq 2,$$

$$kw \geq 50 \text{ MPa/m}.$$

En avant projet, on pourra considérer une épaisseur minimale de couche de forme de 0,3 à 0,4 m pour des travaux réalisés par temps sec.

Bien entendu, dans ce cas, le dallage devra être désolidarisé de la structure porteuse du bâtiment.

*Nota :* - Nous attirons l'attention de l'entreprise sur la nécessité d'éviter toute venue d'eau sur le fond de forme en raison de la forte sensibilité à l'eau des formations limono-crayeuses. En effet, en cas d'altération de la plateforme par des venues d'eau, des surépaisseurs pluridécimétriques pourront s'avérer nécessaires.

- Nous recommandons la création de zones test en début de chantier afin de valider l'épaisseur de couche de forme par des essais à la plaque.

- Nous rappelons qu'il appartient à l'entreprise de mettre en œuvre des matériaux et épaisseurs adaptés afin de respecter les critères indiqués ci-dessus.



- Cas particulier du bâtiment 3 (sondages S9 et S10) : il conviendra de vérifier les caractéristiques du remblai de craie si l'on prévoit de reposer le dallage sur ce dernier. Comme il s'agit de remblais, des tassements à long terme restent possibles et il faudra prévoir des joints rapprochés.
- Pour le calcul du dallage, conformément au DTU 13.3, nous donnons, ci-après, les modules de déformation  $E_s$  du sol à long terme, dans les sols naturellement en place :

➤ en S1 :

- dans la craie blanchâtre :

$E_s = 490$  MPa à 1,0 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

$E_s = 115$  MPa à 2,0 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

$E_s = 420$  MPa à 3,0 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

$E_s = 150$  MPa à 4,0 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

$E_s = 895$  MPa à 5,5 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

➤ en S2 :

- dans la craie blanchâtre :

$E_s = 65$  MPa à 1,0 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

$E_s = 140$  à  $235$  MPa de 2,0 m à 3,0 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

$E_s = 420$  à  $800$  MPa de 4,0 m à 5,5 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

➤ en S3 :

- dans la craie blanchâtre :

$E_s = 210$  MPa à 1,0 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

$E_s = 400$  à  $775$  MPa de 2,0 m à 5,5 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

➤ en S4 :

- dans la craie blanchâtre :

$E_s = 205$  à  $275$  MPa de 1,0 m à 2,0 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

$E_s = 55$  MPa à 3,0 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

$E_s = 210$  MPa à 4,0 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

$E_s = 1030$  MPa à 5,5 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

➤ en S5 :

- dans la craie blanchâtre :

Es = 105 à 165 MPa de 1,0 m à 3,0 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

Es = 420 MPa à 4,0 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

Es = 975 MPa à 5,5 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

➤ en S6 :

- dans la craie blanchâtre :

Es = 30 MPa de 1,0 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

Es = 100 MPa à 2,0 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

Es = 75 à 180 MPa de 3,0 m à 5,5 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

➤ en S9 :

- dans le remblai de craie blanchâtre :

Es = 45 MPa,

- dans la craie blanchâtre :

Es = 90 à 140 MPa de 2,0 m à 3,0 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

Es = 300 à 550 MPa de 4,0 m à 5,5 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

➤ en S10 :

- dans le remblai de craie blanchâtre :

Es = 95 MPa,

- dans la craie blanchâtre :

Es = 50 à 70 MPa de 2,0 m à 4,0 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

Es = 315 MPa à 5,5 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

➤ en S11 :

- dans la craie blanchâtre :

Es = 90 MPa à 1,0 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

Es = 140 MPa à 2,0 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

Es = 25 à 60 MPa de 2,0 m à 3,0 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

Es = 85 MPa à 5,5 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

➤ en S12 :

- dans la craie blanchâtre :

Es = 150 à 175 MPa de 1,0 m à 2,0 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

Es = 375 MPa à 3,0 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

Es = 125 MPa à 4,0 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel,

Es = 700 MPa à 5,5 m de profondeur par rapport au niveau du TN actuel.

## 4 – Étude des voiries (sondages S7, S8 et S13)

Il est prévu la création de voiries lourdes et légères et de parkings.

### 4.1 – Références

En l'absence de données sur la classe de trafic, nous considérerons un trafic de classe t5 et nous nous référerons au Manuel de Conception des Chaussées Neuves à Faible Trafic de 1981, édité par le LCPC et le SETRA.

### 4.2 – Ébauche dimensionnelle des voiries

#### 4.2.1 – Portance du sol support et couche de forme

Les sondages S7, S8 et S13 ont mis en évidence, sous une couverture de terre végétale, des remblais limono-crayeux ou des limons sableux bruns à brun-gris sur 0,1 m à 0,3 m d'épaisseur, puis du remblai de craie blanchâtre compacte en S8 et S13 et/ou des limons sablo-crayeux beiges avec cailloutis et la craie blanchâtre.

Les caractéristiques mécaniques du remblai de craie, des limons crayeux et de la craie blanchâtre sont bonnes.

En conséquence, on pourra considérer une portance égale à 1 dans le cas d'une partie supérieure des terrassements (PST) constituée par de limons sablo-crayeux beiges avec cailloutis, nodules de craie, de craie blanchâtre ou bien du remblai de craie compact.

Pour atteindre une portance égale à 2 ( $EV2 > 40$  MPa), il conviendra, après avoir purgé la totalité de la terre végétale, des limons bruns et des remblais, de mettre en œuvre une couche de forme d'épaisseur égale ou supérieure à 30 cm.

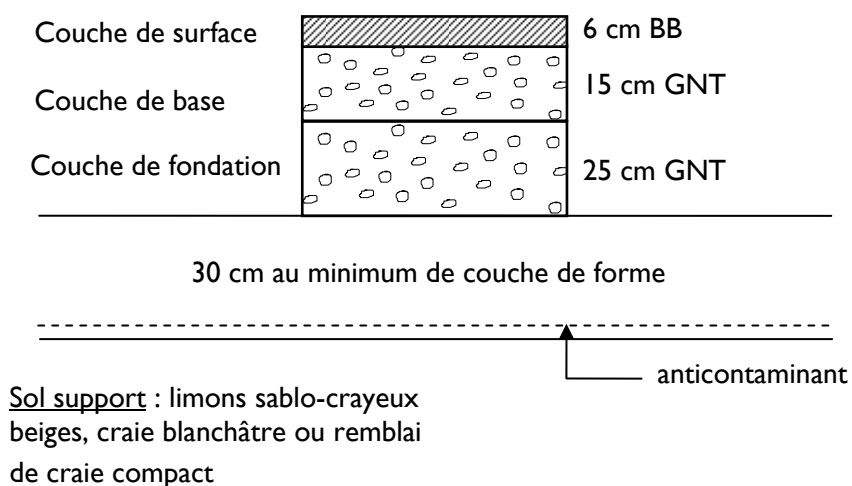
La couche de forme sera séparée du sol support par un géotextile anticontaminant.

Elle sera constituée par un matériau sain, non évolutif et insensible à l'eau (passant à 80 microns inférieur à 12 %) et correctement gradué, de classe D31 selon la classification GTR 92.

#### 4.2.2 – Proposition de structure des voiries lourdes

➤ Structure de type grave non traitée

Pour les voiries lourdes, nous vous proposons la structure suivante :



➤ Vérification au gel-dégel :

La quantité de gel admissible à la base du corps de chaussée est donnée par la formule :

$$QB = QS + Z \quad \text{avec :}$$

QS : quantité du gel admissible sur le sol support. Dans le cas présent, le sol support est très gélif, d'où  $QS = 0$ .

Z : protection thermique apportée par les matériaux non gélifs de la couche de forme et des couches de chaussée. Elle est déterminée par la relation suivante :

$$Z = \sum_{i=1}^k A_i \cdot h_i$$

D'où :

$$Z = 6 \text{ cm} \times 0,06 + (15+25) \text{ cm} \times 0,10 + 30 \text{ cm} \times 0,12 = 7,96.$$

Soit :

QB = 7,96 dans le cas d'une couche de forme de 0,3 m d'épaisseur.

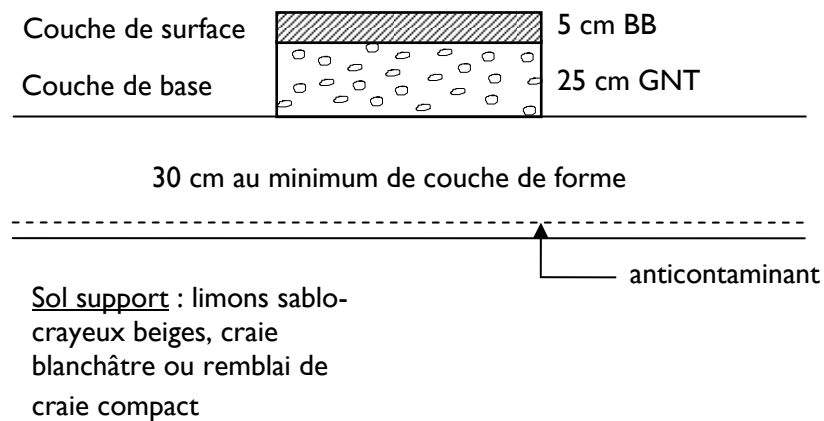
En conséquence, l'indice du gel admissible du type de chaussées proposé est : IA = 115.

La comparaison de l'indice de gel admissible IA et de l'indice de référence IR pour un hiver rigoureux non exceptionnel (105 à REIMS) permet de vérifier le dimensionnement thermique et mécanique de ce type de chaussée, car IA est supérieur à IR.

La chaussée est donc hors-gel.

#### 4.2.3 – Proposition de structure des voiries légères et des parkings

Pour les voiries légères et les parkings, nous vous proposons la structure suivante :



Bien entendu, dans ce cas, la structure n'est pas hors-gel et un reprofilage dans le temps pourra s'avérer nécessaire.

Ce rapport conclut la mission G12 qui nous a été confiée pour cette affaire.

Les calculs et valeurs dimensionnelles donnés dans le présent rapport ne sont que des ébauches destinées à donner un premier aperçu des sujétions techniques d'exécution et ne constituent pas un dimensionnement du projet.

Selon l'enchaînement des missions au sens de la norme NF P 94-500, l'élaboration du projet nécessite une mission géotechnique de type G2, les études géotechniques d'exécution doivent être établies dans le cadre d'une mission G3 et une mission G4 de supervision géotechnique d'exécution des travaux doit être réalisée.

FONDASOL est à la disposition de tous les intervenants pour réaliser toutes ou parties de ces missions.

L'acceptation de l'offre de FONDASOL implique celle des présentes conditions générales. En cas de contradiction entre certaines clauses des présentes conditions générales et des conditions particulières émises par FONDASOL, ces dernières prévalent sur les présentes conditions générales. Dans le cas d'une acceptation d'un nouveau contrat, ces conditions générales feront partie intégrante de ce contrat.

### ARTICLE I – OBJET ET NATURE DES PRESTATIONS

Le terme « prestation » désigne exclusivement les prestations énumérées dans le devis de FONDASOL. Toute prestation différente de celles prévues fera l'objet d'un prix nouveau à négocier.

Par référence à la norme NF P 94-500 des missions géotechniques, il appartient au maître de l'ouvrage, au maître d'œuvre ou à toute entreprise de faire réaliser par un homme de l'art compétent toutes les missions géotechniques nécessaires à la conception et à l'exécution de l'ouvrage. Les missions G1, G2, G3 et G4 doivent être réalisées successivement pour suivre les phases d'élaboration et d'exécution du projet. La mission d'investigation est limitée à l'exécution matérielle de sondages et à l'établissement d'un compte rendu factuel sans interprétation ; elle exclut toute activité d'étude ou de conseil. Les missions G5 engagent le géotechnicien uniquement dans le cadre strict des objectifs ponctuels fixés.

### ARTICLE II – RECOMMANDATIONS

L'étude géotechnique repose sur les renseignements relatifs au projet communiqués et sur un nombre limité de sondages et essais qui ne permettent pas de lever toutes les incertitudes inévitables à cette science naturelle. Les conclusions géotechniques ne peuvent conduire à traiter à forfait le prix des fondations compte tenu d'une hétérogénéité, naturelle ou du fait de l'homme, toujours possible et des aléas d'exécution pouvant survenir lors de la découverte des terrains.

Les éléments géotechniques non décelés par l'étude et mis en évidence lors de l'exécution pouvant avoir une incidence sur les conclusions du rapport, doivent être portés à la connaissance de FONDASOL ou signalés au géotechnicien chargé de la mission G 4 de suivi géotechnique d'exécution, afin que les conséquences sur la conception géotechnique ou les conditions d'exécution soient analysées par un homme de l'art. En cas d'incident important survenant en cours d'exécution des travaux, notamment glissement, dommages aux avoisinants ou existants, dissolution, remblais évolutifs, FONDASOL doit impérativement être avertie pour valider les conclusions géotechniques antérieures à l'événement ou les remettre en cause le cas échéant.

Les cotes des différentes formations géologiques sont données par rapport à un repère dont l'origine est définie dans le rapport géotechnique. Dans l'hypothèse où les cotes ne seraient pas rattachées au Nivellement Général de la France, il appartient aux concepteurs de les recaler dans ce référentiel avant tout remodelage du terrain étudié. Cette condition est essentielle pour la validité du rapport.

De surcroît, les niveaux d'eau indiqués dans le rapport correspondent uniquement aux niveaux relevés au droit des sondages exécutés et à un moment précis ; une étude hydrogéologique spécifique devra être envisagée le cas échéant au stade de la conception de l'ouvrage.

Toute modification apportée au projet et à son environnement nécessite une actualisation, par une nouvelle mission, du rapport géotechnique établi à l'origine et dont la durée de validité est en tout état de cause limitée.

### ARTICLE III – AUTORISATIONS ET FORMALITES

La responsabilité de FONDASOL ne saurait être engagée en cas de dommages causés à la végétation et aux cultures ou à des ouvrages (en particulier, canalisations ou réseaux enterrés) dont la présence et l'emplacement précis ne lui ont pas été signalés préalablement à ses travaux.

Conformément à l'article 4 du décret n°91-1147 du 14 octobre 1991, modifié par Décret n°2003-425 du 7 mai 2003, il est demandé au maître d'ouvrage de bien vouloir fournir l'implantation des réseaux privés, a liste et l'adresse des exploitants des réseaux publics à proximité des travaux, les plans et informations concernant la présence éventuelle de ces réseaux, qui ont du lui être transmis en réponse à la Demande de Renseignement réglementaire qu'il a du réaliser conformément au décret cité ci-avant. Ces informations sont indispensables pour procéder aux DICT, dont le délai de réponse est de 15 jours. Sans ces informations, et sans DICT, FONDASOL serait contraint de réaliser des fouilles manuelles de reconnaissance de réseaux souterrains.

Certains concessionnaires facturent le repérage des réseaux sur site. Cette prestation, impossible à quantifier dans un devis préliminaire, restera à la charge du maître d'ouvrage.

En application de l'arrêté du 11 septembre 2003, le maître d'ouvrage est tenu de déclarer auprès de la préfecture tous sondages, forages, puits ou ouvrages souterrains, exécutés en vue de la recherche ou de la surveillance d'eau souterraine ou afin d'effectuer un prélèvement temporaire ou permanent dans les eaux souterraines.

### ARTICLE IV – DELAIS

Sauf indication contraire précise, les estimations de délais d'intervention et d'exécution données aux termes du devis ne sauraient engager FONDASOL.

En toute hypothèse, la responsabilité de FONDASOL est dégagée de plein droit en cas de force majeure, d'événements imprévisibles, notamment la rencontre de sols inattendus et la survenance de circonstances naturelles particulières, ainsi que toute cause non imputable au bureau d'études géotechniques du fait du maître de l'ouvrage, de constructeurs ou de tiers, modifiant les conditions d'exécution des travaux géotechniques objet de la commande ou les rendant impossibles.

### ARTICLE V – PRIX

Nos prix sont fermes et définitifs pour une durée de trois mois. Au-delà, ils seraient réactualisés par application de l'indice "Sondages et Forages TP 04" pour les investigations in situ et en laboratoire et par application de l'indice « SYNTEC » pour les prestations de bureau, l'Indice de base étant celui du mois de l'établissement du devis.

La nature des prestations et des moyens à mettre en œuvre, les prévisions des avancements et délais, ainsi que les prix sont déterminés en fonction des éléments communiqués par le client et ceux recueillis lors de la visite du site.

Si ces éléments s'avéraient différents en cours de travaux, notamment du fait de la présence de conditions imprévisibles au regard du contexte géologique défini à titre préliminaire dans l'offre en fonction des informations connues, le devis sera modifié.

En cas de désaccord sur les modifications à apporter aux prix unitaires ou nature des prestations, FONDASOL se réserve le droit de dénoncer le contrat sans que le client puisse demander un quelconque dédommagement ou indemnité, les prestations déjà réalisées devant être payées.

Dans l'hypothèse où FONDASOL serait dans l'impossibilité de réaliser les prestations prévues pour une cause qui ne lui est pas imputable, le temps d'immobilisation sera facturé aux prix suivants :

. Travaux de sondage : 1550 euros HT / journée d'équipe

. Travaux d'ingénierie : 850 euros HT / jour / Homme

### ARTICLE VI – RAPPORT DE LA MISSION

Le rapport géotechnique constitue une synthèse de la mission définie par la commande. Le rapport et ses annexes, établis en deux exemplaires originaux, l'un pour le cocontractant, l'autre conservé par FONDASOL, forment un ensemble indissociable. Toute interprétation, reproduction partielle ou utilisation par un autre maître de l'ouvrage ou constructeur, notamment pour un projet différent de celui objet de l'étude géotechnique réalisée, ne saurait engager la responsabilité de FONDASOL. A défaut de clause spécifique, la remise du rapport fixe le terme de la mission.

### ARTICLE VII – RESILIATION

La résiliation du contrat implique le paiement de l'ensemble des prestations régulièrement exécutées par FONDASOL au jour de la résiliation.

### ARTICLE VIII – RESPONSABILITES ET ASSURANCES

#### Répartition des risques et responsabilités autres que la responsabilité décennale soumise à obligation d'assurance

FONDASOL assume les responsabilités qu'il engage par l'exécution de sa mission telle que décrite au présent contrat. A ce titre, il est responsable de ses prestations dont la défektivité lui est imputable. FONDASOL sera garanti en totalité par le client contre les conséquences de toute recherche en responsabilité dont il serait l'objet du fait de ses prestations, de la part de tiers au présent contrat, le client ne garantissant cependant FONDASOL qu'au-delà du montant de responsabilité visé ci-dessous pour le cas des prestations défectueuses.

La responsabilité globale et cumulée de FONDASOL au titre ou à l'occasion de l'exécution du contrat sera limitée au montant des garanties délivrées par son assureur, dont le client reconnaît avoir eu connaissance, et ce pour les dommages de quelque nature que ce soit et quel qu'en soit le fondement juridique.

Il est expressément convenu que FONDASOL ne sera pas responsable des dommages immatériels consécutifs ou non à un dommage matériel tels que, notamment, la perte d'exploitation, la perte de production, le manque à gagner, la perte de profit, la perte de contrat, la perte d'image, l'immobilisation de personnel ou d'équipements ainsi que tout dommage indirect.

#### Assurance décennale obligatoire

FONDASOL bénéficie d'un contrat d'assurance au titre de la responsabilité décennale afférente aux ouvrages soumis à obligation d'assurance, conformément à l'article L.241-1 du Code des assurances.

Ce contrat impose une obligation de déclaration préalable et d'adaptation de la garantie pour les ouvrages dont la valeur HT (travaux et honoraires compris) excède au jour de la déclaration d'ouverture de chantier un montant de 30 M€ (à adapter au cas par cas).

Il est expressément convenu que le client a l'obligation d'informer FONDASOL d'un éventuel dépassement de ce seuil, et accepte, de fournir tous éléments d'information nécessaires à l'adaptation de la garantie.

Le client prend également l'engagement, de souscrire un Contrat Collectif de Responsabilité Décennale (CCRD), contrat dans lequel FONDASOL sera expressément mentionné parmi les bénéficiaires. Le client prendra en charge toute éventuelle surcotisation qui serait demandée à FONDASOL par rapport aux conditions de base de son contrat d'assurance.

A défaut de respecter ces engagements, le client en supportera les conséquences financières.

#### Ouvrages non soumis à l'obligation d'assurance

Les ouvrages d'un montant supérieur, tous corps d'état honoraires compris, à 30 M€ HT doivent faire l'objet d'une déclaration auprès de FONDASOL qui en référera à son assureur pour détermination des conditions d'assurance décennale. Toutes les conséquences financières d'une déclaration insuffisante quant au coût de l'ouvrage seront supportées par le client et le maître d'ouvrage.

### ARTICLE IX – LITIGES

Pour tous les litiges pouvant survenir entre les parties, seuls les tribunaux d'Avignon, département du siège social de FONDASOL seront compétents nonobstant toute clause contraire

DECEMBRE 2010

## Enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique (Norme NF P 94-500)

Tout ouvrage est en interaction avec son environnement géotechnique. C'est pourquoi, au même titre que les autres ingénieries, l'ingénierie géotechnique est une composante de la maîtrise d'œuvre indispensable à l'étude puis à la réalisation de tout projet.

Le modèle géologique et le contexte géotechnique général d'un site, définis lors d'une mission géotechnique préliminaire, ne peuvent servir qu'à identifier des risques potentiels liés aux aléas géologiques du site. L'étude de leurs conséquences et de leur réduction éventuelle ne peut être faite que lors d'une mission géotechnique au stade de la mise au point du projet : en effet, les contraintes géotechniques de site sont conditionnées par la nature de l'ouvrage et variables dans le temps, puisque les formations géologiques se comportent différemment en fonction des sollicitations auxquelles elles sont soumises (géométrie de l'ouvrage, intensité et durée des efforts, cycles climatiques, procédés de construction, phasage des travaux notamment).

L'ingénierie géotechnique doit donc être associée aux autres ingénieries, à toutes les étapes successives d'étude et de réalisation d'un projet, et ainsi contribuer à une gestion efficace des risques géologiques afin de fiabiliser le délai d'exécution, le coût réel et la qualité des ouvrages géotechniques que comporte le projet.

L'enchaînement et la définition synthétique des missions types d'ingénierie géotechnique sont donnés dans les tableaux 1 et 2.

Les éléments de chaque mission sont spécifiés dans les chapitres 7 à 9 (de la norme). Les exigences qui y sont présentées sont à respecter pour chacune des missions, en plus des exigences générales décrites au chapitre 5 de la présente norme.

L'objectif de chaque mission, ainsi que ses limites, sont rappelés en tête de chaque chapitre.

Les éléments de la prestation d'investigations géotechniques sont spécifiés au chapitre 6 (de la norme).

**Tableau I - Schéma d'enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique**

Étape	Phase d'avancement du projet	Missions d'ingénierie géotechnique	Objectifs en termes de gestion des risques liés aux aléas géologiques	Prestations d'investigations géotechniques
1	Étude préliminaire Étude d'esquisse	Étude géotechnique préliminaire de site (G11)	Première identification des risques	Fonction des données existantes
	Avant projet	Étude géotechnique d'avant-projet (G12)	Identification des aléas majeurs et principes généraux pour en limiter les conséquences	Fonction des données existantes et de l'avant-projet
2	Projet Assistance aux Contrats de Travaux (ACT)	Étude géotechnique de projet (G2)	Identification des aléas importants et dispositions pour en réduire les conséquences	Fonction des choix constructifs
3	Exécution	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3)	Identification des aléas résiduels et dispositions pour en limiter les conséquences	Fonction des méthodes de construction mises en œuvre
		Supervision géotechnique d'exécution (G4)		Fonction des conditions rencontrées à l'exécution
Cas particulier	Étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques	Diagnostic géotechnique (G5)	Analyse des risques liés à ces éléments géotechniques	Fonction de la spécificité des éléments étudiés
* NOTE	À définir par l'ingénierie géotechnique chargée de la mission correspondante.			

**« Classification des missions types d'ingénierie géotechnique » en page suivante**



## Missions types d'ingénierie géotechnique (Norme NF P 94-500)

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique doit suivre les étapes d'élaboration et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géologiques. Chaque mission s'appuie sur des investigations géotechniques spécifiques. Il appartient au maître d'ouvrage ou à son mandataire de veiller à la réalisation successive de toutes ces missions par une ingénierie géotechnique.

### ÉTAPE 1 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES PREALABLES (G1)

Ces missions excluent toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre d'une mission d'étude géotechnique de projet (étape 2). Elles sont normalement à la charge du maître d'ouvrage.

#### ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉLIMINAIRE DE SITE (G11)

Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire ou d'esquisse et permet une première identification des risques géologiques d'un site :

- Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisants avec visite du site et des alentours.
- Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport avec un modèle géologique préliminaire, certains principes généraux d'adaptation du projet au site et une première identification des risques.

#### ÉTUDE GÉOTECHNIQUE D'AVANT PROJET (G12)

Elle est réalisée au stade de l'avant projet et permet de réduire les conséquences des risques géologiques majeurs identifiés :

- Définir 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, certains principes généraux de construction (notamment terrassements, soutènements, fondations, risques de déformation des terrains, dispositions générales vis-à-vis des nappes et avoisants).

Cette étude sera obligatoirement complétée lors de l'étude géotechnique de projet (étape 2).

### ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE PROJET (G2)

Elle est réalisée pour définir le projet des ouvrages géotechniques et permet de réduire les conséquences des risques géologiques importants identifiés. Elle est normalement à la charge du maître d'ouvrage et peut être intégrée à la mission de maîtrise d'œuvre générale.

#### Phase Projet

- Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir une synthèse actualisée du site et les notes techniques donnant les méthodes d'exécution proposées pour les ouvrages géotechniques (notamment terrassements, soutènements, fondations, dispositions vis-à-vis des nappes et avoisants) et les valeurs seuils associées, certaines notes de calcul de dimensionnement niveau projet.
- Fournir une approche des quantités/délais/coûts d'exécution de ces ouvrages géotechniques et une identification des conséquences des risques géologiques résiduels.

#### Phase Assistance aux Contrats de Travaux

- Établir les documents nécessaires à la consultation des entreprises pour l'exécution des ouvrages géotechniques (plans, notices techniques, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel).
- Assister le client pour la sélection des entreprises et l'analyse technique des offres

### ÉTAPE 3 : EXÉCUTION DES OUVRAGES

#### GÉOTECHNIQUES (G3 et G4, distinctes et simultanées)

#### ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXÉCUTION (G3)

Se déroulant en 2 phases interactives et indissociables, elle permet de réduire les risques résiduels par la mise en œuvre à temps de mesures d'adaptation ou d'optimisation. Elle est normalement confiée à l'entrepreneur.

##### Phase Étude

- Définir 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 validation des hypothèses géotechniques, définition et dimensionnement (calculs justificatifs), méthodes et conditions d'exécution (phasages, suivis, contrôles, auscultations en fonction des valeurs seuils associées, dispositions constructives complémentaires éventuelles), élaborer le dossier géotechnique d'exécution.

##### Phase Suivi

- Suivre le programme d'auscultation et l'exécution des ouvrages géotechniques, déclencher si nécessaire les dispositions constructives prédéfinies en phase Étude.
- Vérifier les données géotechniques par relevés lors des excavations et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats).
- Participer à l'établissement du dossier de fin de travaux et des recommandations de maintenance des ouvrages géotechniques.

#### SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXÉCUTION (G4)

Elle permet de vérifier la conformité aux objectifs du projet, de l'étude et du suivi géotechniques d'exécution. Elle est normalement à la charge du maître d'ouvrage.

##### Phase Supervision de l'étude d'exécution

- Avis sur l'étude géotechnique d'exécution, sur les adaptations ou optimisations potentielles des ouvrages géotechniques proposées par l'entrepreneur, sur le programme d'auscultation et les valeurs seuils associées.

##### Phase Supervision du suivi d'exécution

- Avis, par interventions ponctuelles sur le chantier, sur le contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur, sur le comportement observé de l'ouvrage et des avoisants concernés et sur l'adaptation ou l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur.

#### 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.

- 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 soutènement, rabattement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans d'autres éléments géotechniques.

Des études géotechniques de projet et/ou d'exécution, de suivi et supervision, doivent être réalisées ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique, si ce diagnostic conduit à modifier ou réaliser des travaux.

## Annexes

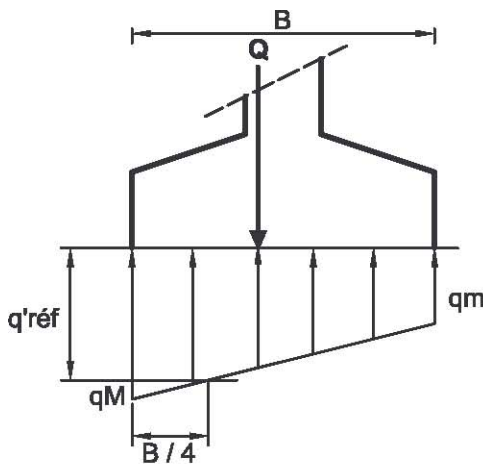


# Calcul d'une fondation superficielle selon le DTU 13-12

## I – Contrainte de référence

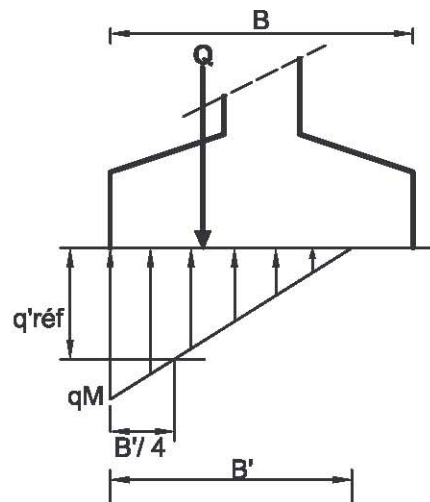
La justification des fondations vis à vis de certains états limites est menée à partir d'une contrainte conventionnelle de référence notée  $q'_{\text{réf}}$ .

Selon le DTU 13-12 de Mars 1988 relatif aux règles pour le calcul des fondations superficielles, la contrainte issue de la résultante est déterminée comme indiqué ci-dessous :



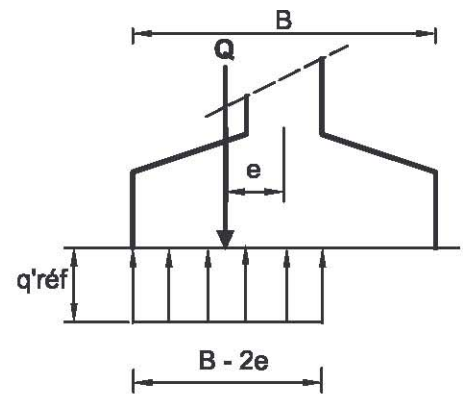
$$q'_{\text{réf}} = \frac{3q_M + q_m}{4}$$

SEMELLE ENTIEREMENT  
COMPRIMEE



$$q'_{\text{réf}} = \frac{3q_M}{4}$$

SEMELLE PARTIELLEMENT  
COMPRIMEE



$$q'_{\text{réf}} = \frac{Q}{B - 2e}$$

MODELE DE MEYERHOF

Cette contrainte issue de la résultante est comparée à la contrainte de calcul.

La contrainte de calcul  $q'_{\text{ELU}}$  est la plus petite des 2 valeurs,  $q_u/2$  et de celle qui dispense de tenir compte des tassements différentiels dans la structure.

La contrainte de calcul ne doit pas être confondue avec la « contrainte admissible » du BA68 qui doit être rapprochée d'une contrainte en limite de service.

## 2 – Contrainte de calcul

### 2.1 - Contrainte ultime sous charge verticale centrée

Selon le DTU 13-12, la contrainte ultime sous charge verticale centrée a pour expression :

$$q_u = k_p \cdot P_{le}^* + \gamma D \quad \text{ou} \quad q_u = k_c \cdot q_{ce} + \gamma D$$

(théorie pressiométrique)                      (théorie pénétrométrique)

Avec :

- $k_p, k_c$  : coefficients de portance
- $P_{le}^*$  : pression limite nette équivalente
- $q_{ce}$  : résistance de pointe équivalente
- $\gamma D$  : contrainte verticale effective dans le sol au niveau de la base de la fondation en faisant abstraction de celle-ci.

### 2.2 - Contrainte de calcul à l'Etat Limite Ultime

La contrainte issue de la résultante doit vérifier :

$$P \leq 0,5 (q_u - \gamma \cdot D) \cdot i\delta + \gamma D = q_{ELU}$$

Où :

$i\delta$  est le coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison de la résultante, de la nature du sol et de l'encastrement de la fondation.

### 2.3 - Contrainte admissible, contrainte de calcul à l'Etat Limite de Service

La contrainte issue de la résultante doit vérifier :

$$P \leq 0,33 (q_u - \gamma \cdot D) \cdot i\delta + \gamma D = q_{adm}$$

Elle est assimilable à une contrainte de calcul à l'Etat Limite de Service  $q_{ELS}$ .

## 3 – Tassements – Modules de réaction verticale

### 3.1 - Tassements

Dans le cas d'un sol homogène, le tassement final d'une fondation s'exprime par la relation :

$$S = \left( \frac{\alpha_c B \lambda_c}{E_c} + \frac{2B_o}{E_d} \left( \lambda_d \frac{B}{B_o} \right)^{\alpha_d} \right) \frac{(q - \gamma \cdot D)}{9}$$

Où :

- $E_c, E_d$  : modules pressiométriques représentatifs de la couche compressible située sous la fondation ( $E_c$  : domaine sphérique,  $E_d$  : domaine déviatorique)
- $\alpha_c, \alpha_d$  : coefficients rhéologiques
- $\lambda_c, \lambda_d$  : coefficients de forme fonction du rapport  $L/B$ 
  - où :  $L$  = Longueur de semelle
  - $B$  = Largeur de semelle
- $B_o$  : largeur de référence égale à 0.60 m
- $\gamma \cdot D$  : contrainte verticale effective dans le sol au niveau de la base de la fondation avant travaux
- $q$  : contrainte verticale moyenne, calculée à l'Etat Limite de Service, appliquée au sol par la fondation

### 3.2 - Modules de réaction

Ils sont utilisés pour évaluer les déformations au niveau d'une fondation rigide. Ils s'intègrent dans les modèles de calcul simplifié consistant à admettre que, sous une fondation superficielle, la relation liant en tout point le déplacement vertical  $y$  de la semelle et la pression  $p$  exercée par le sol en réaction est de la forme :

$$p = k_v \cdot y$$

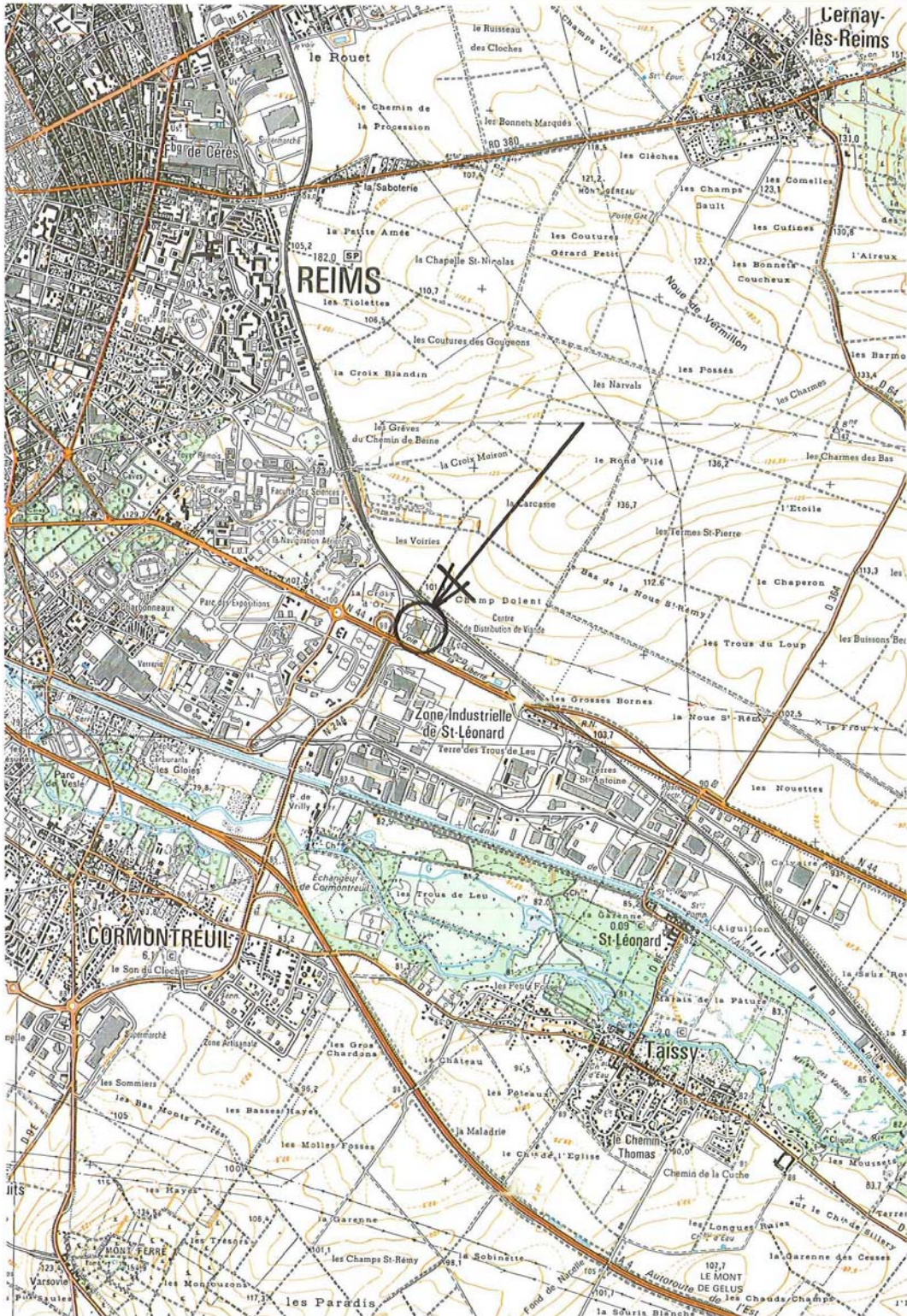
Connaissant le tassement  $s$  de la fondation sous l'effet d'une pression uniforme  $q$ , la valeur de  $k_v$  est donnée par :

$$k_v = \frac{q}{s}$$

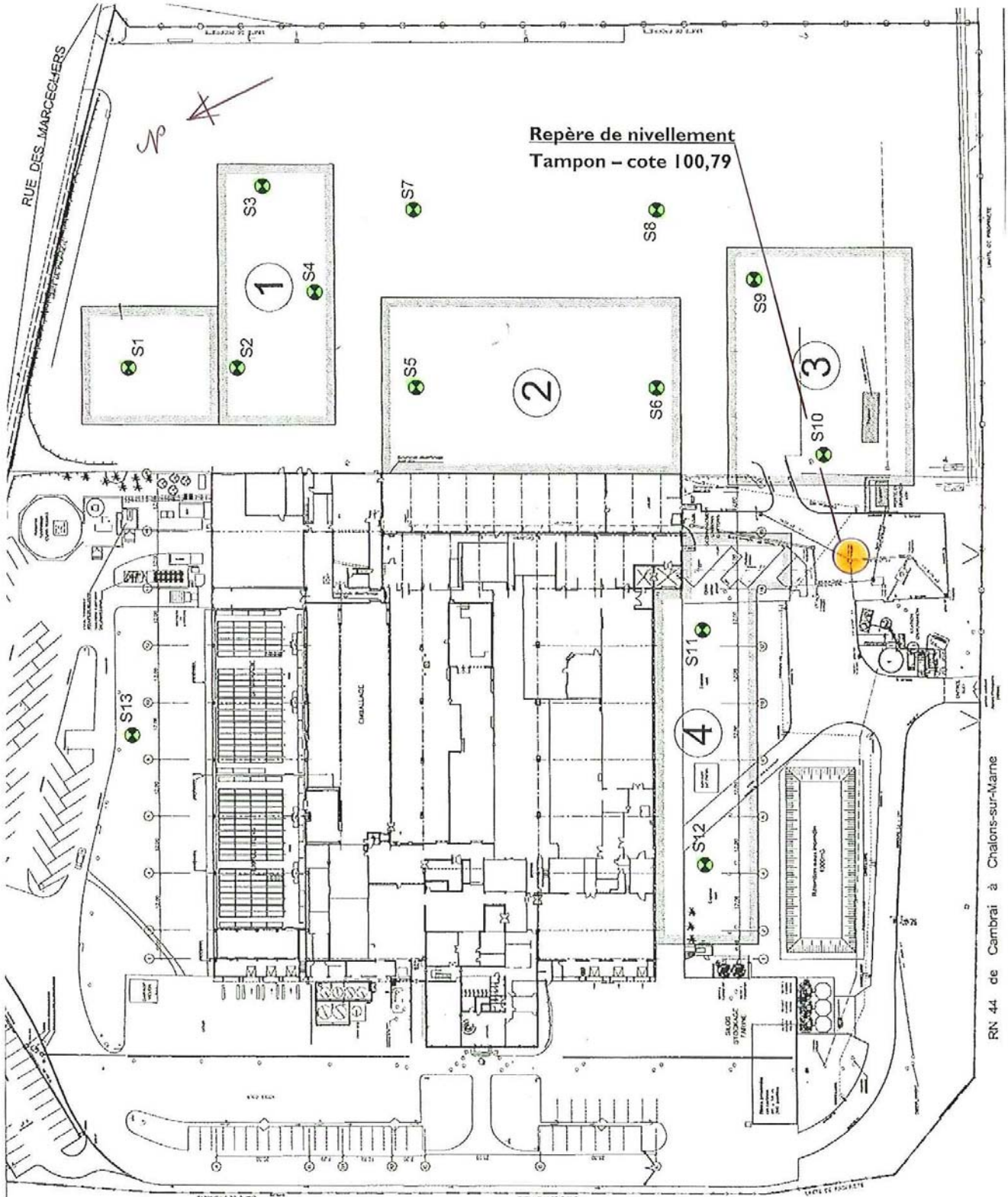
Pour une sollicitation de courte durée d'application, on retiendra :

$$k_i = 2 k_v$$

## Plan de situation



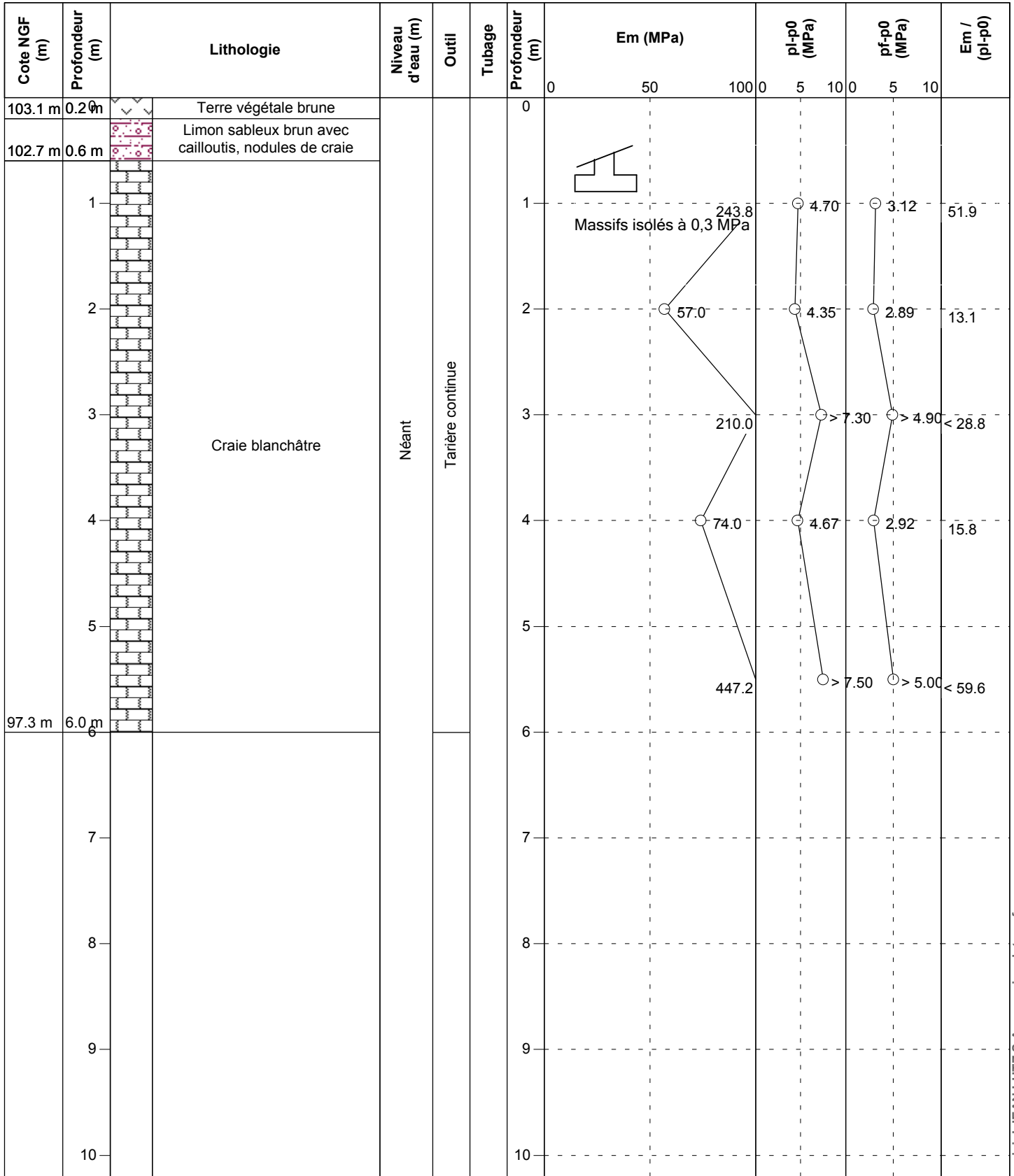
# Plan d'implantation des sondages

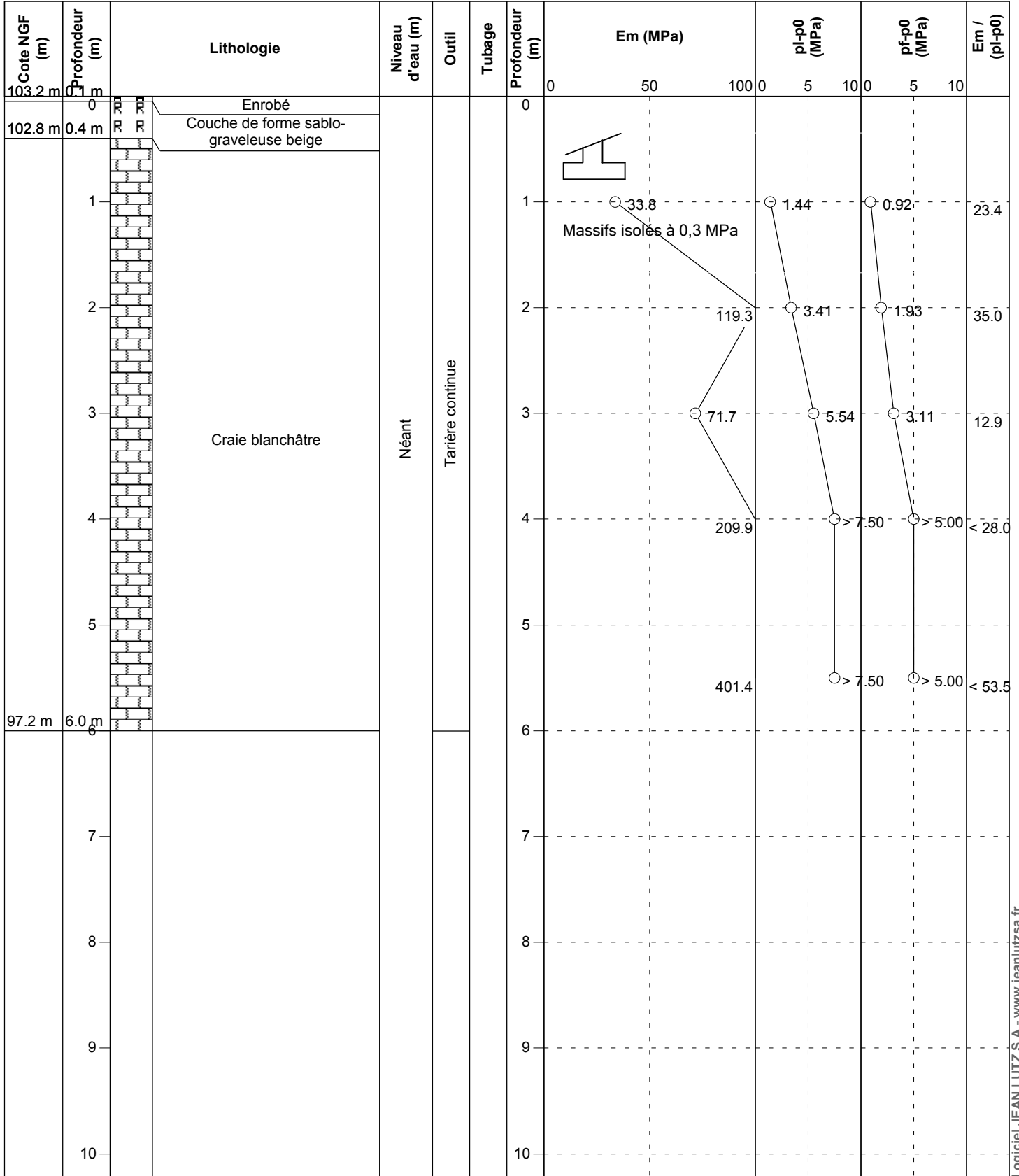


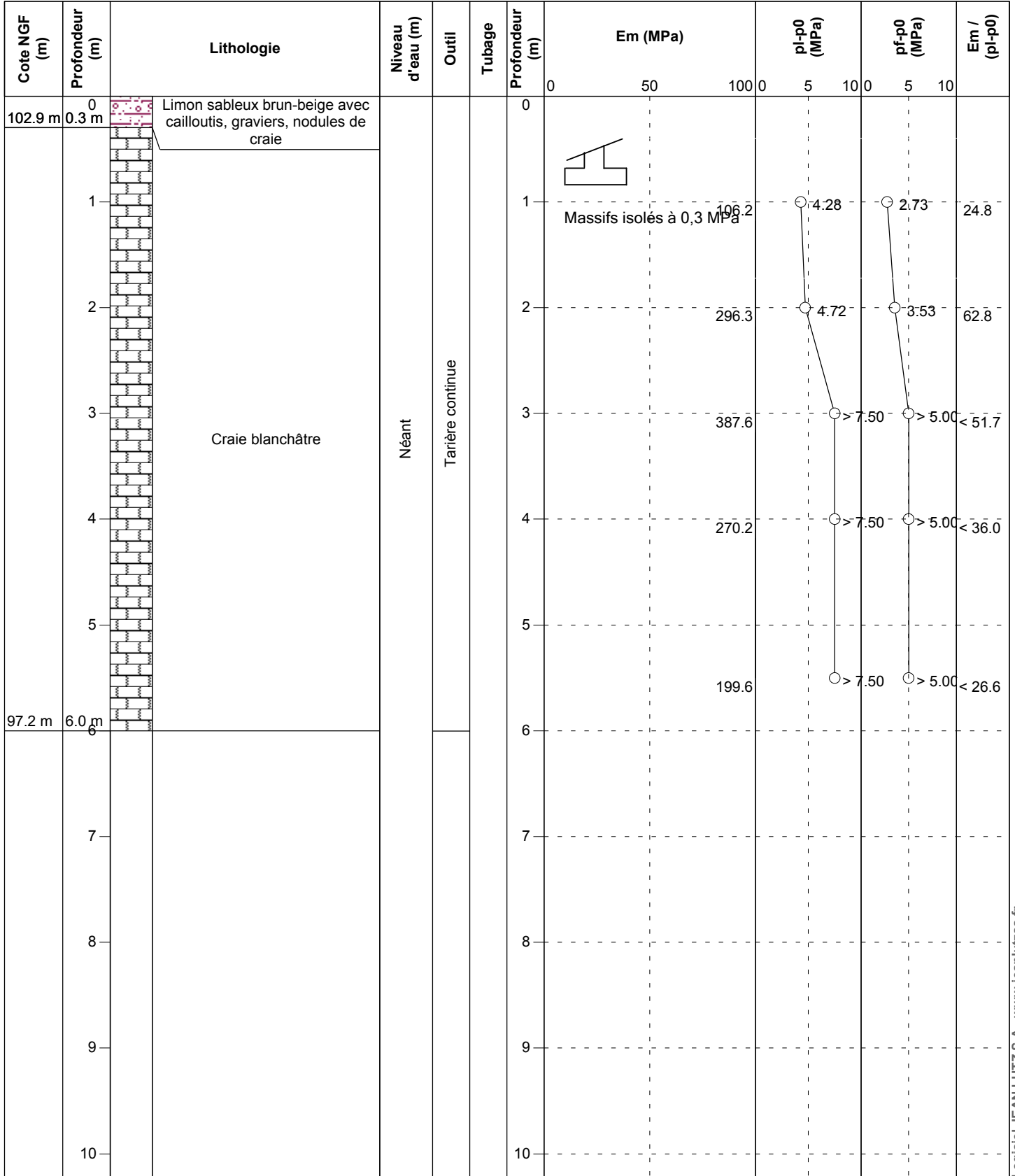


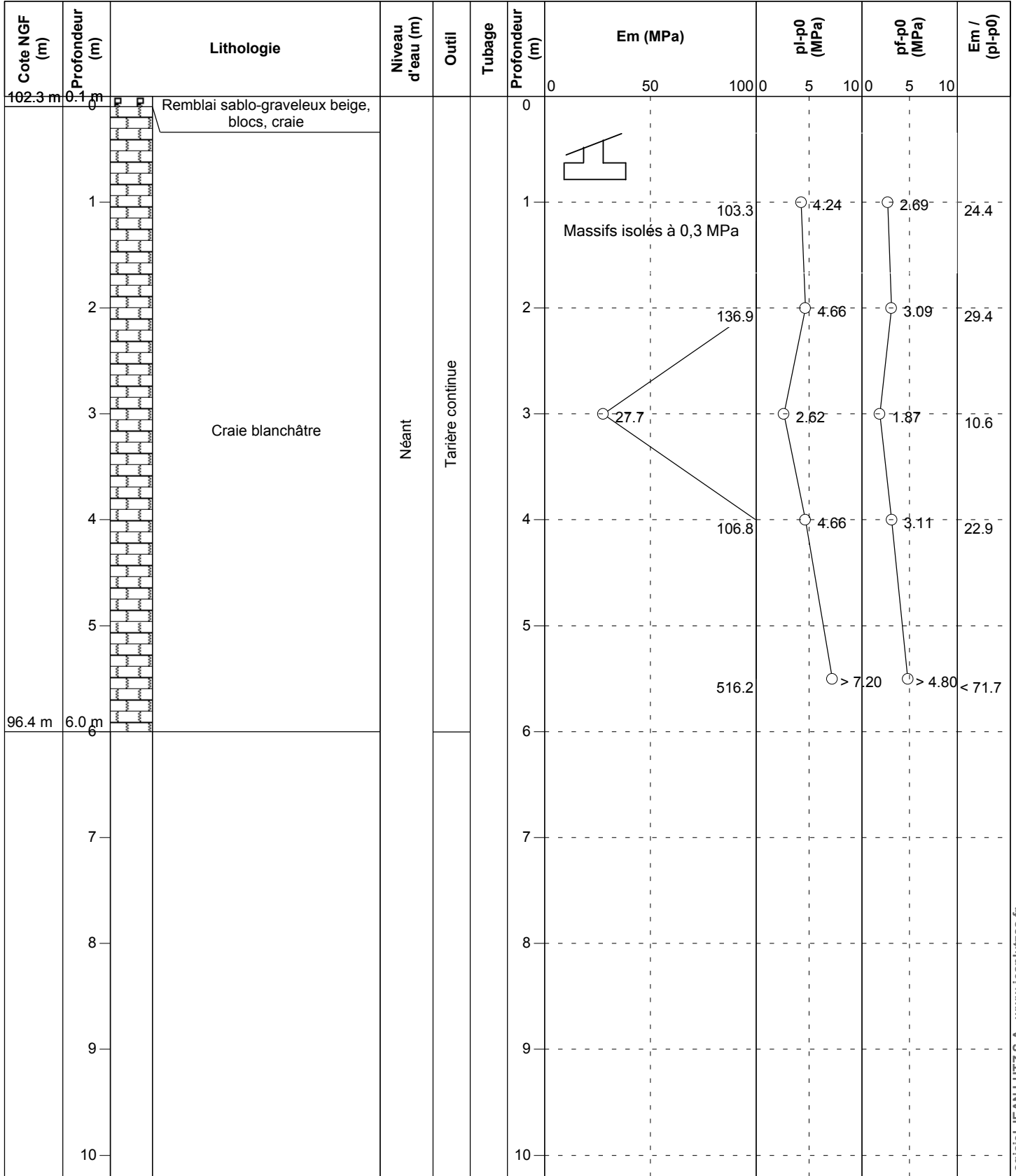
## Coupes des sondages

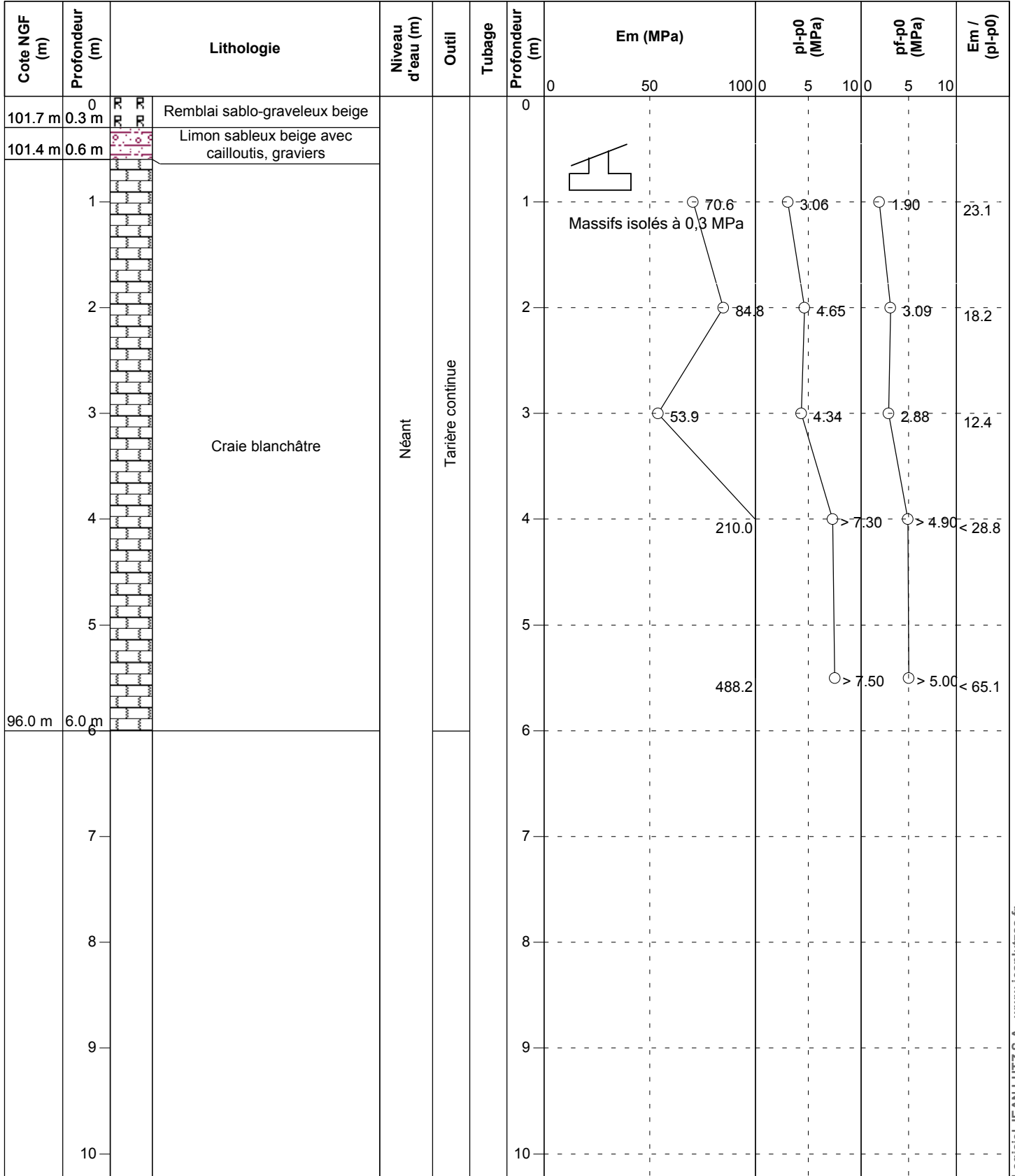


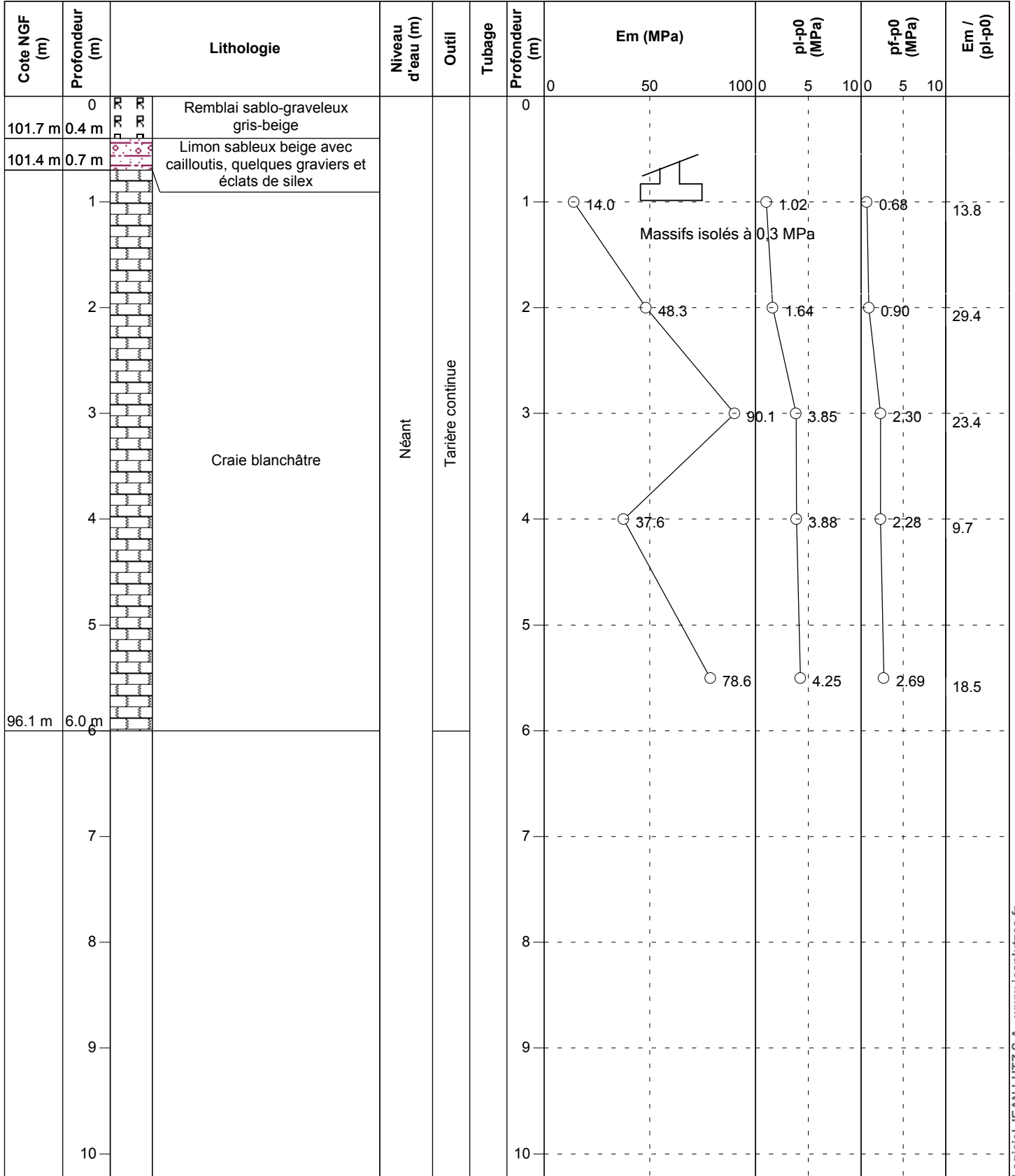


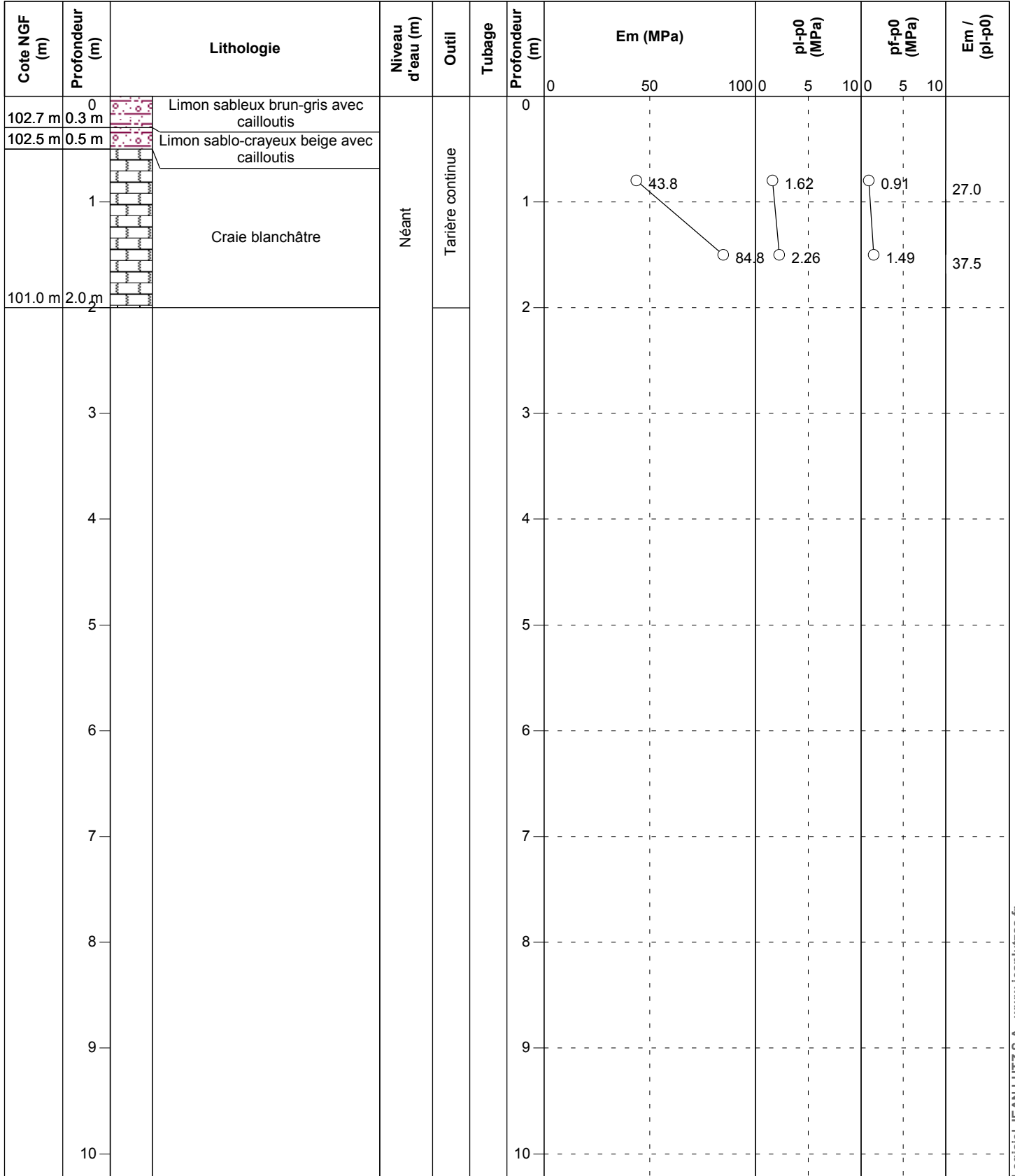






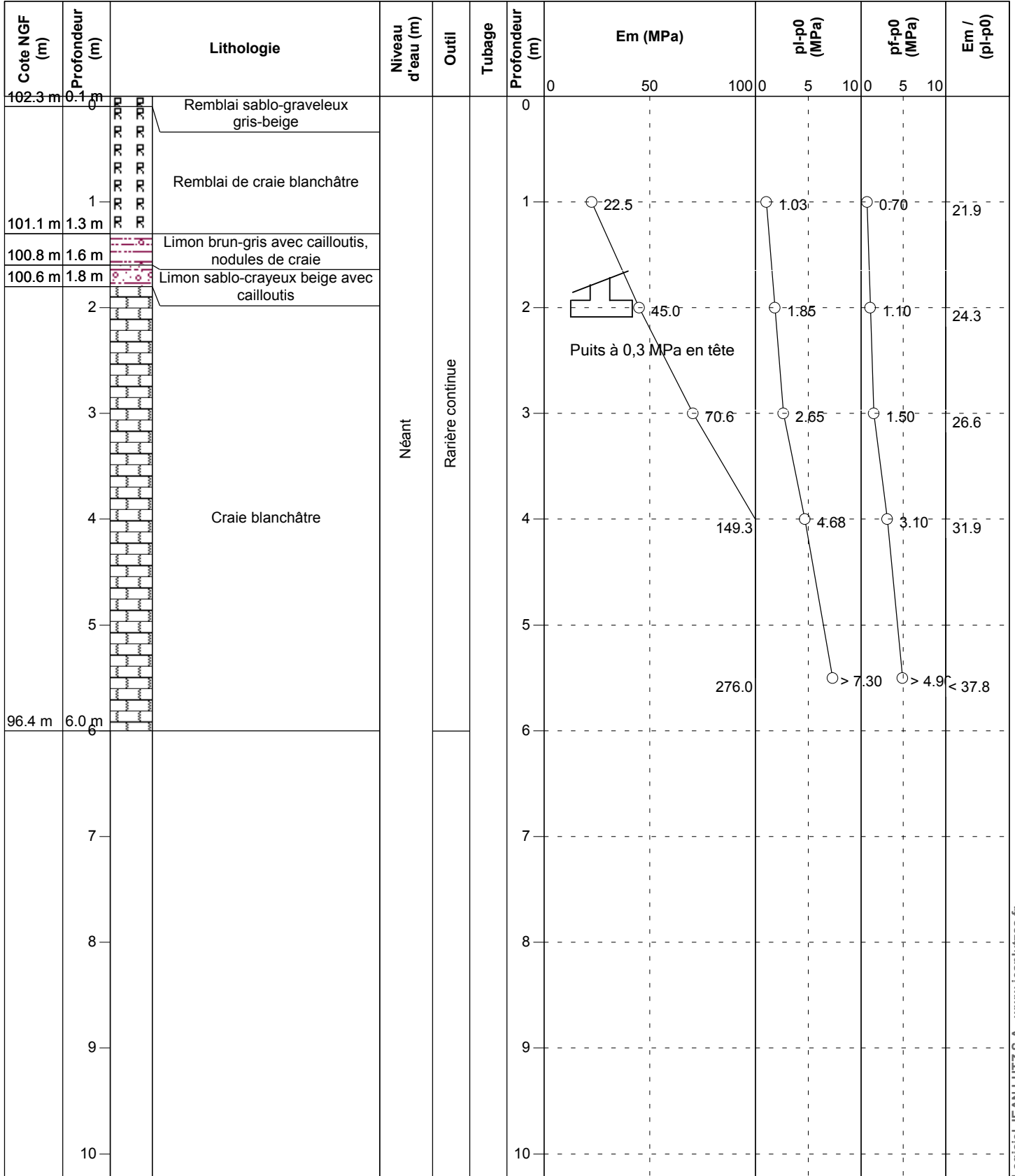


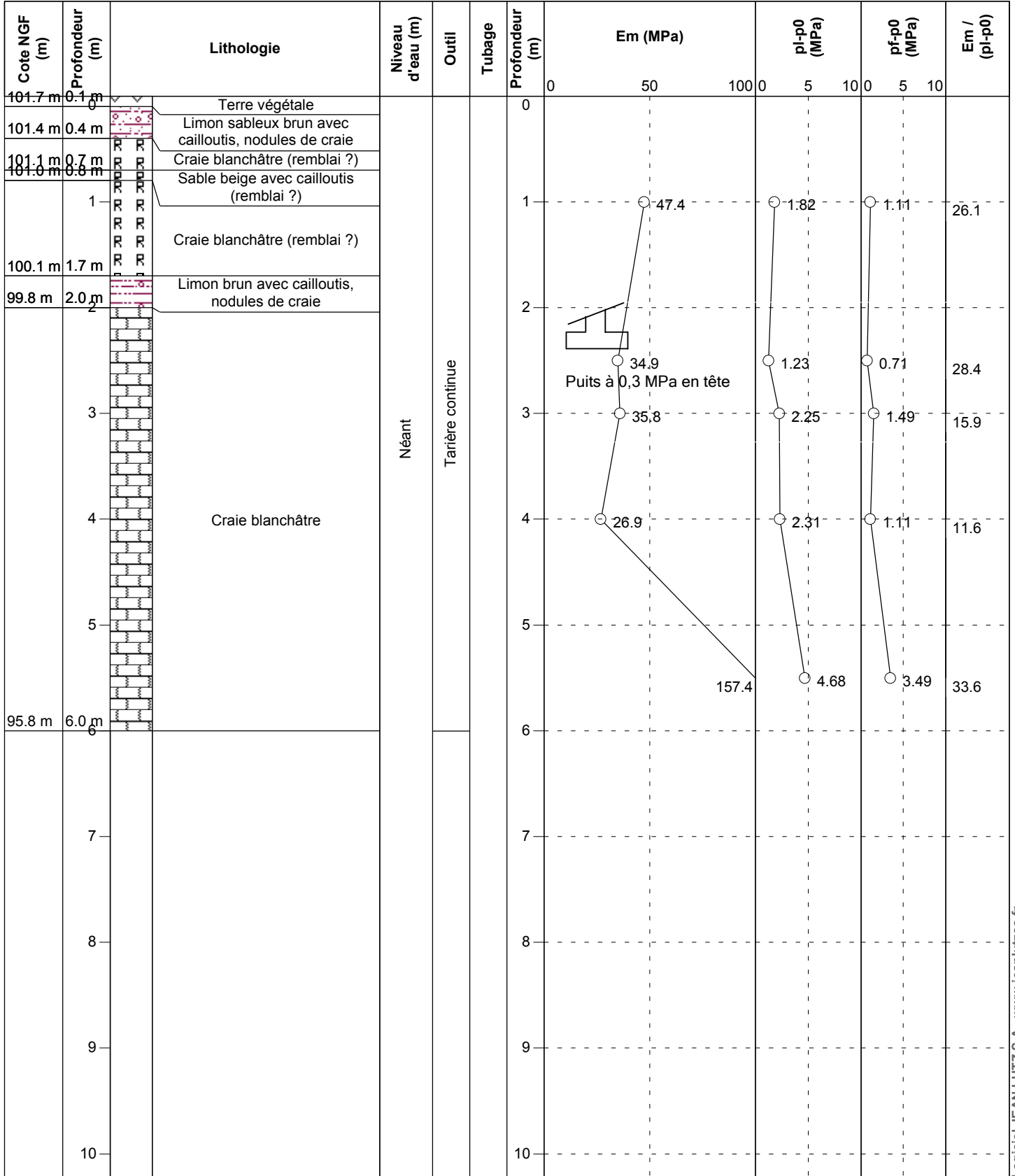


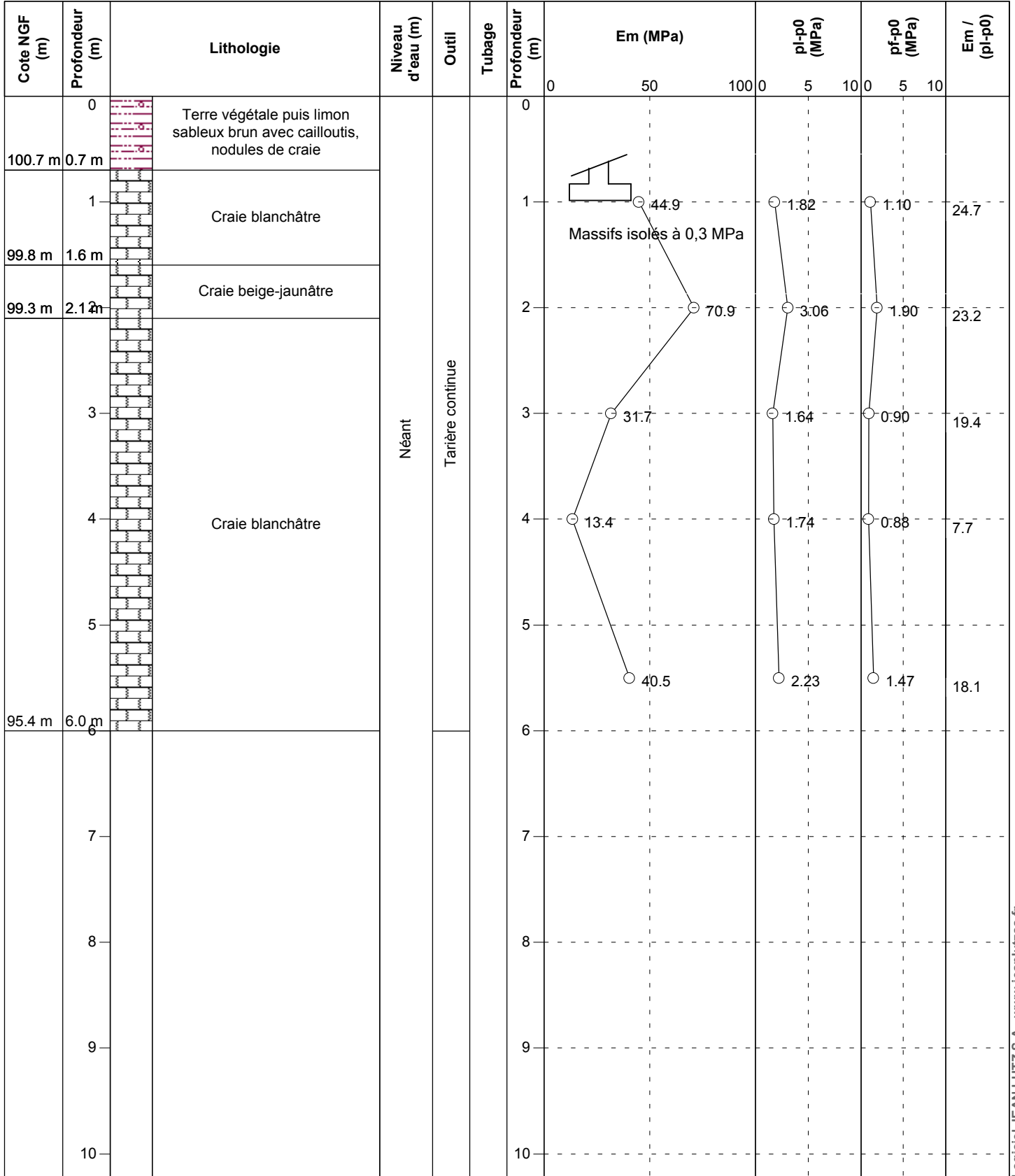


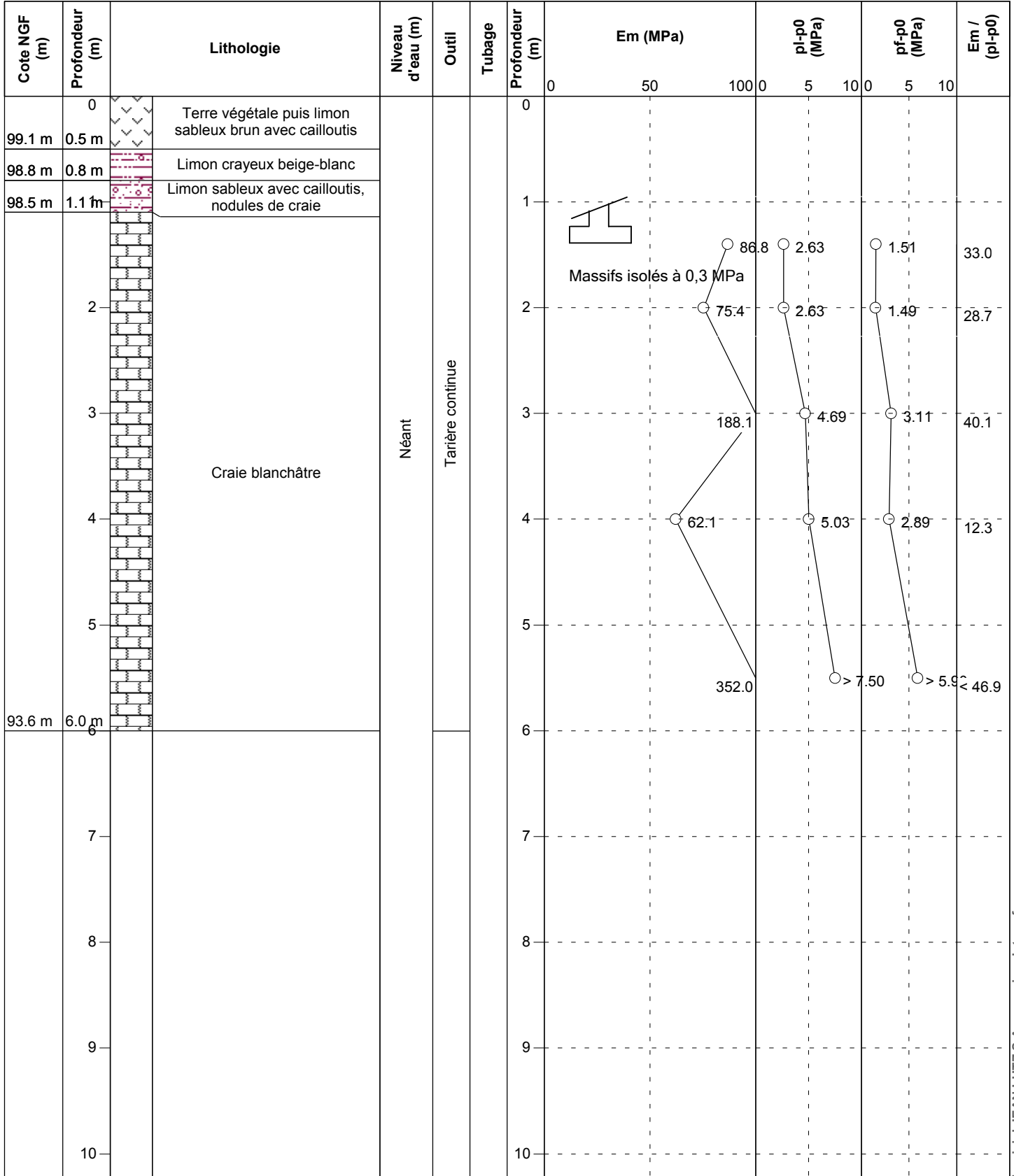
Cote NGF (m)	Profondeur (m)	Lithologie	Niveau d'eau (m)	Outil	Tubage	Profondeur (m)	Em (MPa)			Em / (pl-p0)	
							0	50	100		pl-p0 (MPa)
102.7 m	0.1 m	Remblai limono-crayeux gris-beige avec cailloutis	Néant	Rarière continue		0					
101.6 m	1.2 m	Remblai de craie blanchâtre				1	32.3	1.79	1.09	18.1	
101.5 m	1.3 m	Limon brun-gris avec cailloutis									
101.1 m	1.7 m	Limon crayeux beige				2	24.3	1.81	1.11	13.4	
	2	Craie blanchâtre									
100.0 m	2.8 m										
	3										
	4										
	5										
	6										
	7										
	8										
	9										
	10										

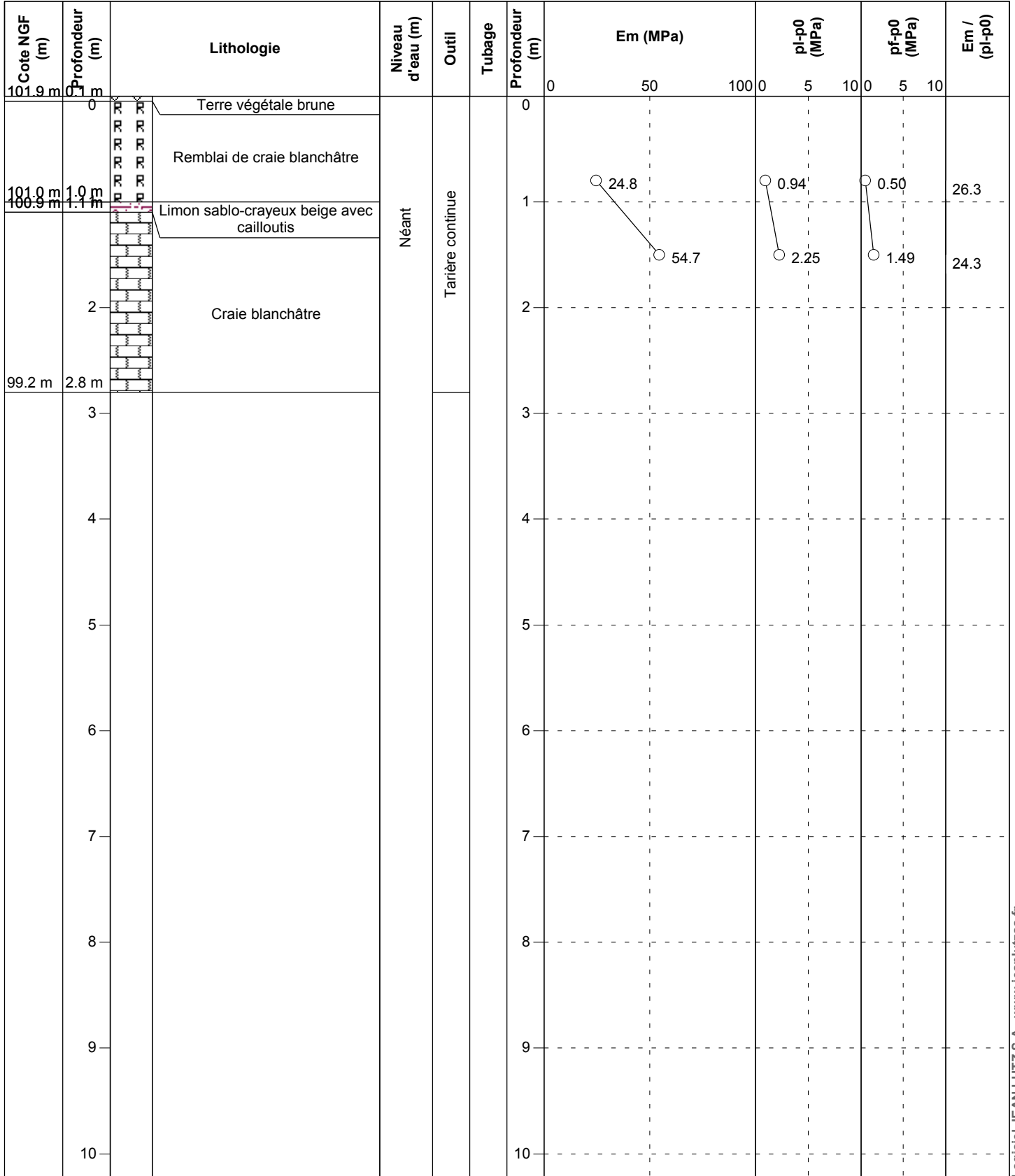












## Résultats des essais de laboratoire

**RECAPITULATIF D'ESSAIS DE LABORATOIRE**

Echantillons remaniés

Nom de l'affaire :	Affaire N° : MR.110162		Ingénieur d'études, visa :		RESPONSABLE DU LABORATOIRE		J.M. BIDET-COMBES		Page									
	indice mémo:		C. HAON		Date	Nom	Visa											
EXTENSION D'UNE UNITE DE FABRICATION A REIMS		12-août-11		J.M. BIDET-COMBES						1								
FORAGE PROFONDEUR m	NATURE	Wn %	WL %	Ip (indice) %	Wr %	$\rho$ Mg / m <sup>3</sup>	$\rho_s$ T / m <sup>3</sup>	VBS	% passant à 50 mm 0 / D	% passant à 80 $\mu$ m 0 / D	% passant à 2 mm 0 / 50	% passant à 80 $\mu$ m 0 / 50	% passant à 2 $\mu$ m 0 / D	sans correction Wopn %	pdopn Mg / m <sup>3</sup> à What	I.P.I. à What	matière organique %	
Normes AFNOR		94-050	94-051	94-051	94-053	94-054	94-054	94-068	94-056	94-057	94-083	94-078	94-047					
Remarques : *Wn = teneur en eau sur 0/20 (NFP 11-300) * Ic ne peut être calculé uniquement si le matériau < 400 $\mu$ m (NFP 94-051)																		
essais																		
SP7	0.30 - 0.50	Craie limoneuse	17.7	28	4													
SP8	1.30 - 1.70	Craie limoneuse	17.1	26	4													

N.B. :

☆ quantité de matériau NON NORMALISEE

☆ Cet essai ne représente que l'échantillon

**IDENTIFICATION D'UN SOL EN LABORATOIRE**

**Nom de l'affaire :** EXTENSION D'UNE UNITE DE FABRICATION **Laboratoire :** METZ  
**N° d'affaire :** A REIMS  
 MR.110162

**Sondage :** SP7 **Date de prélèvement :** 20/07/2011  
**Profondeur :** 0.30 - 0.50 m **Date de réception :** 01/08/2011  
**Côte :** m **Mode de prélèvement :**  
**Nature matériau :** Craie limoneuse **Etuve (°C)**

X	
---	--

  
105°C 50°C

**TENEUR EN EAU PONDERALE (NF P 94-050)**

**Date de l'essai :** 01/08/2011

**Observations :** **Résultat :**  
**Teneur en eau :**  
 $w_n = 17.7 \%$

**MASSE VOLUMIQUE DES SOLS FINS (NF P 94-053) - METHODE D'IMMERSION DANS L'EAU**

**Date de l'essai :** **Résultat :**  
**Conditions :**

$\rho =$	t/m <sup>3</sup>
----------	------------------

  
**Autres paramètres :**  

$\rho_d =$	t/m <sup>3</sup>
$\gamma =$	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_d =$	kN/m <sup>3</sup>

  
**Observations :** **Nom de l'opérateur :**

**LIMITES D'ATTERBERG**  
*Limite de liquidité à la coupelle et limite de plasticité au rouleau (NF P 94-051)*

<b>Limite de liquidité <math>W_L</math> :</b>					<b>Date de l'essai :</b> 11/08/2011
Mesure N°	1	2	3	4	
N	15	19	24	29	
w (%) (NF P 94-050)	29.5	28.7	28.1	27.6	

<b>Limite de plasticité <math>W_p</math> :</b>				<b>Résultats :</b>
Mesure N°	1	2	3	$W_L (\%) = 28$
w (%) (NF P 94-050)	24	24	23	$W_p (\%) = 24$
<b>Observations :</b>				$I_p = 4$

**ESSAI AU BLEU DE METHYLENE (NF P 94-068)**

**Date de l'essai :** **Fraction 0/5mm dans la fraction 0/50mm**  
 Proportion : C =

**Observations :** **Résultat :**  
**Valeur de bleu du sol :**  
**VBS =**

**EQUIVALENT DE SABLE (NF EN 933-8)**

**Date de réception de l'échantillon :** **Résultats (fraction 0/2mm - w<2%) :**

<b>Observations :</b>	$SE_1 =$	%
	$SE_2 =$	%
	<b>Equivalent de sable :</b>	
	$SE =$	%

**COEFFICIENT DE FRIABILITE DES SABLES (NF P 18-576)**

**Observations :** **Résultat :**  
 $F_s =$  %



**IDENTIFICATION D'UN SOL EN LABORATOIRE**

**Nom de l'affaire :** EXTENSION D'UNE UNITE DE FABRICATION Laboratoire : METZ  
**N° d'affaire :** A REIMS  
 MR.110162

**Sondage :** SP8 **Date de prélèvement :** 20/07/2011  
**Profondeur :** 1.30 - 1.70 m **Date de réception :** 01/08/2011  
**Côte :** m **Mode de prélèvement :**  
**Nature matériau :** Craie limoneuse **Etuve (°C)**

X	
---	--

  
105°C 50°C

**TENEUR EN EAU PONDERALE (NF P 94-050)**

**Date de l'essai :** 01/08/2011

**Observations :**

**Résultat :**

**Teneur en eau :**  
 $w_n = 17.1 \%$

**MASSE VOLUMIQUE DES SOLS FINS (NF P 94-053) - METHODE D'IMMERSION DANS L'EAU**

**Date de l'essai :**

**Résultat :**

**Conditions :**

$\rho = \text{t/m}^3$

Conditions de conservations : SACHET

**Autres paramètres :**

Conditions de préparation :

$\rho_d = \text{t/m}^3$

Température de la salle d'essai : °C

$\gamma = \text{kN/m}^3$

**Observations :**

$\gamma_d = \text{kN/m}^3$

**Nom de l'opérateur :**

**LIMITES D'ATTERBERG**

*Limite de liquidité à la coupelle et limite de plasticité au rouleau (NF P 94-051)*

**Limite de liquidité  $W_L$  :**

**Date de l'essai :** 11/08/2011

Mesure N°	1	2	3	4
N	15	19	25	33
w (%) (NF P 94-050)	27.3	26.8	25.5	24.6

**Limite de plasticité  $W_p$  :**

Mesure N°	1	2	3
w (%) (NF P 94-050)	22	21	21

**Résultats :**

$W_L (\%) = 26$

$W_p (\%) = 22$

$I_p = 4$

**Observations :**

**ESSAI AU BLEU DE METHYLENE (NF P 94-068)**

**Date de l'essai :**

Fraction 0/5mm dans la fraction 0/50mm

Proportion : C =

**Observations :**

**Résultat :**

**Valeur de bleu du sol :**

**VBS =**

**EQUIVALENT DE SABLE (NF EN 933-8)**

**Date de réception de l'échantillon :**

**Résultats (fraction 0/2mm - w<2%) :**

**Observations :**

$SE_1 = \%$

$SE_2 = \%$

**Equivalent de sable :**

$SE = \%$

**COEFFICIENT DE FRIABILITE DES SABLES (NF P 18-576)**

**Observations :**

**Résultat :**

$F_s = \%$