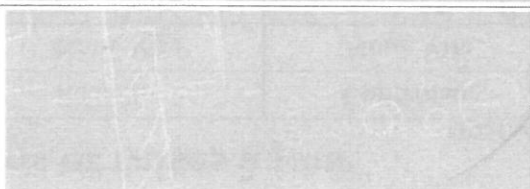
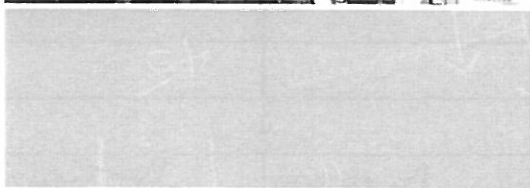
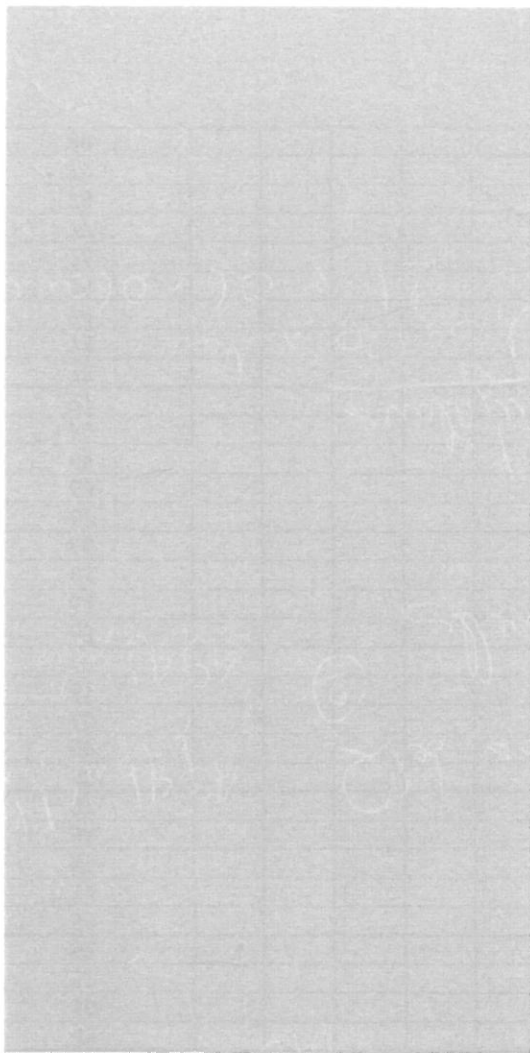


M.12-226 – Pièce n° 001



GANDRANGE (57)
Construction d'un bâtiment industriel
Etude géotechnique G12

JAMART France Industrie

SCI CHAMS

METZ Tél. 03 87 74 96 77

 **fondasol**
G E O T E C H N I Q U E

Suivi des modifications et mises à jour

FD261-A

Révis.	Date	Nb pages	Modifications	Rédacteur	Contrôleur
	13/08/12	39		JOZWIAK	GOEURX
A					
B					
C					

PAGE	REV	A	B	C	PAGE	REV	A	B	C
1	X				41				
2	X				42				
3	X				43				
4	X				44				
5	X				45				
6	X				46				
7	X				47				
8	X				48				
9	X				49				
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					80				

Présentation de notre mission

- 1 – Mission selon la norme NF P 94-500
- 2 – Programme d'investigations

Descriptif général du site et approche documentaire

- 1 – Description du site
- 2 – Contexte géologique
- 3 – Enquête documentaire
- 4 – Documents à notre disposition pour cette étude

Résultats des investigations in situ

- 1 – Résultats des sondages
- 2 – Aspects géomécaniques
- 3 – Essai de perméabilité
- 4 – Niveaux d'eau

Application au projet

- 1 – Description générale du projet
- 2 – Rappel des contraintes du site – insertion du projet
- 3 – Travaux d'adaptation du projet au site
- 3.1 Conditions de terrassement

4 – Mode de fondations envisageables

- 4.1 – Type de fondation et niveau d'assise
- 4.2 – Calcul de la contrainte de calcul
- 4.3 – Evaluation des tassements
- 4.4 – Sujétions particulières et précautions à prendre
- 5 – Etude du dallage
- 6 – Ebauche dimensionnelle des chaussées neuves

6.1 Généralités

- 6.2 – Détermination de la partie supérieure des terrassements (PST - ARI) – couche de forme
- 6.2.1 – Couche de forme non traitée
- 6.3 – Ebauche dimensionnelle des différentes structures de voiries
- 6.4 – Ebauche dimensionnelle de la structure des plates-formes de stockage
- 7 – Capacité d'infiltration des sols en place

7.1 - Résultat de l'essai de perméabilité	19
7.2 - Possibilité d'évacuation des eaux pluviales par un bassin d'infiltration	19
7.2.1 Calcul de l'infiltration à titre indicatif	19
7.2.2 Le climatage	20
Conditions Générales	22
Enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique (Norme NF P 94-500)	23
Missions types d'ingénierie géotechnique (Norme NF P 94-500)	24
Calcul d'une fondation superficielle selon le DTU 13-12	25
ANNEXES	28
Plan de situation	29
Plan d'implantation des sondages	30
Coupes des sondages	31

La **SCI CHAMS** envisage la construction d'un bâtiment industriel et d'une zone de stockage pour bungalows sur un terrain de la ZI de GANDGRANGE (57).

L'étude géotechnique a été confiée à FONDASOL, Agence de METZ, suite à l'acceptation du devis DE.M.12.06.031 Indice A par la lettre de commande datée du 22 juin 2012.

I – Mission selon la norme NF P 94-500

Il s'agit d'une mission de type G12 au sens de la norme NFP 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
- Donner les recommandations particulières de conception et d'exécution liées à la géotechnique du site.

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

Conformément à notre devis DE.M.12.06.031 Indice A, nous avons réalisé :

- **3 sondages de reconnaissance géologique avec essais pressiométriques**, notés S1 à S3, descendus à 6 m de profondeur par rapport au niveau du terrain actuel.
- **2 sondages de reconnaissance géologique**, notés R1 et R2, descendus à 2 m de profondeur par rapport au niveau du terrain actuel.
- **1 sondage de reconnaissance géologique**, noté R3, descendu à 3 m de profondeur par rapport au niveau du terrain actuel, dans lequel nous avons réalisé 1 essai d'infiltration de type LEFRANC, afin de mesurer la perméabilité des sols en place.

Les résultats des investigations ainsi qu'un plan d'implantation des sondages figurent en annexe à la fin du présent rapport.

Les sondages ont été réalisés, à l'aide d'une foreuse de type Wagon-Drill, au carottier battu et au taillant de 60 mm de diamètre.

Des échantillons remanés représentatifs des différentes couches traversées ont été prélevés au fur et à mesure de l'avancement pour identification géologique et les caractéristiques mécaniques des sols en place ont été mesurées au moyen d'essais pressiométriques MENARD, conformément à la norme NFP-94-110.

Le nivellement de nos sondages a été rattaché à une plaque Télécop située en bordure du terrain. Le système altimétrique de référence est local ± 100.0 .

Photographie aérienne du site étudié (source Géoportail)



Le terrain étudié est situé rue de Brequette, dans la Zone Industriel de GANDRANGE. Il s'agit actuellement d'un champ cultivé, dont la surface est en pente, entre les cotes locales 99.75 et 97.55 au droit de nos sondages.

I – Description du site

Descriptif général du site et approche documentaire

2 – Contexte géologique

D'après la carte géologique d'UCKANGE au 1/50000ème, nous devrions rencontrer successivement :

- Des limons sur des épaisseurs variables
- Des alluvions anciennes limoneuses puis sablo-graveleuses
- Le substratum constitué par les marnes à Amalthée du Domérien.



3 – Enquête documentaire

La Commune de GANDRANGE est sujette à plusieurs risques naturels qui sont :

- Les risques sismiques
- Les mouvements de terrains
- Les coulées de boues
- Les inondations

Ci-joint les différents Arrêtés dont la Commune a fait l'objet :

Atlas de Zone Inondable

Alés	Nom de l'AZI	Diffusion le
Inondation	Orne (Zones Inondées)	01/12/1999
Inondation	Orne (Zones Inondables)	01/12/2002

Arrêtés de reconnaissance de catastrophe naturelle

Type de catastrophe	Début le	Fin le	Arrêté du	Sur le JO du
Inondations et coulées de boue	08/12/1982	31/12/1982	11/01/1983	13/01/1983
Inondations, coulées de boue et mouvements de terrain	25/12/1999	29/12/1999	29/12/1999	30/12/1999
Mouvements de terrain consécutifs à la sécheresse et à la réhydratation des sols	01/07/2003	30/09/2003	25/08/2004	26/08/2004

(Tableau extrait du site www.prim.net)

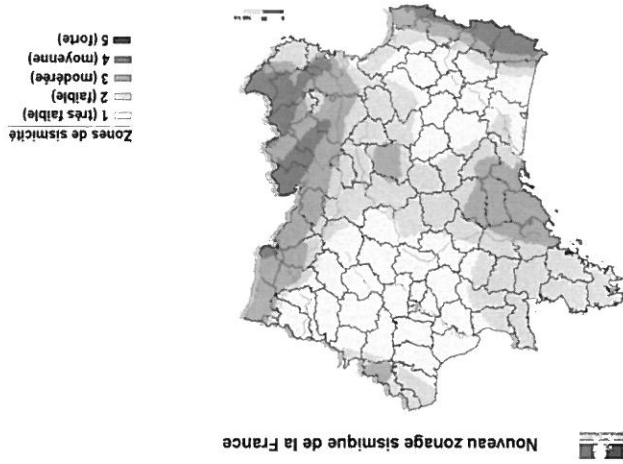
Les risques de mouvements de terrains

La Commune de GANDRANGE est soumise à un arrêté de reconnaissance de catastrophe naturelle de mouvements de terrain consécutifs à la sécheresse et à la réhydratation des sols. D'après la carte d'aléas établie par le BRGM concernant les argiles sensibles au retrait-gonflement, le terrain est situé dans une zone où l'aléa est à priori faible à moyen.



Les risques sismiques

D'après l'arrêté du 19 juillet 2011, la Commune de GANDRANGE est située dans une zone sismique I (très faible).



Les nouvelles règles de constructions parasismiques ainsi que le nouveau zonage sismique (qui modifie les articles 5653-I à 8 du Code de l'Environnement) sont entrés en vigueur depuis le 1^{er} mai 2011.

4 – Documents à notre disposition pour cette étude

Pour mener à bien notre mission, nous disposons des éléments suivants :

- Plan masse au 1/750^{ème}
- Plan de situation

I – Résultats des sondages

Les sondages ont mis en évidence :

- Une couverture de **terre végétale** sur 20 à 30 cm d'épaisseur.
- Des **limons bruns ou moins argileux**, à partir de 0,2 m à 0,3 m de profondeur par rapport au niveau du terrain actuel, sous les cotes locales 99,55 et 97,35 au droit des sondages, jusqu'à 0,6 m à 2,5 m de profondeur par rapport au niveau du terrain actuel.
- des **cailloutis beiges limoneux à sableux**, à partir de 0,6 m à 2,5 m de profondeur par rapport au niveau du terrain actuel, sous les cotes locales 98,55 et 96,10 au droit des sondages, jusqu'à leur base (entre 2 et 6 m de profondeur par rapport au niveau du terrain actuel).

2 – Aspects géomécaniques

Les caractéristiques mécaniques des différentes couches sont les suivantes :

- *Médocres* dans les **limons bruns ou moins argileux**, avec des pressions limites pl-p0 comprises entre **0,34 et 0,53 MPa**.
- *Bonnes à élevées* dans les **cailloutis beiges limoneux à sableux**, avec des pressions limites pl-p0 comprises entre **1,48 et 3,76 MPa**.

3 – Essai de perméabilité

Nous avons réalisé un essai de perméabilité de type Lefranc au droit du sondage noté R3.

Essais Lefranc en forage.

Les essais Lefranc sont des essais réalisés en forage dans une cavité de 114 mm de diamètre et de 1,0 m de hauteur.

Le principe est d'injecter un débit constant en recherchant un régime d'absorption stationnaire (montée), puis on réalise des mesures de descente du niveau d'eau. Par comparaison avec une solution par équation différentielle (superposition de la courbe théorique et de la courbe d'essai), on obtient l'ordre de grandeur de la perméabilité locale, au niveau de la poche d'essai.

Lors de notre intervention, du 5 au 9 juillet 2012, nous n'avons pas rencontré d'arrivée d'eau au droit de nos forages descendus au plus profond jusqu'à 6 m de profondeur par rapport au niveau du terrain actuel.

Néanmoins, il est possible de rencontrer des eaux d'infiltration à la circulation anarchique dans les cailloutis dont le débit et la profondeur dépendent des conditions météorologiques et les saisons.

Notre intervention ponctuelle dans le cadre de la réalisation de l'étude confiée ne nous permet pas de fournir des informations hydrogéologiques suffisantes, dans la mesure où le niveau d'eau mentionné dans le rapport d'étude correspond nécessairement à celui relevé à un moment donné, sans possibilité d'apprécier la variation inéluctable des nappes et des circulations d'eau qui dépend notamment des conditions météorologiques.

4 – Niveaux d'eau

Bien entendu, les valeurs obtenues doivent être comprises comme des ordres de grandeur à utiliser avec discernement, en particulier car les essais caractérisent les sols très localement, du fait des dimensions très limitées de la cavité d'essai. Ces valeurs de perméabilité locales peuvent être assez différentes des valeurs de perméabilité « en grand ».

❖ La perméabilité mesurée dans les cailloutis sablo-limoneux belge est **moyenne**.

Sondages	Profondeur de la poche d'essai (m)	Nature de sol	Cailloutis sablo-limoneux belge	Ordre de Perméabilité grandeur K_L (m/s)	Ordre de Perméabilité grandeur K_L (mm/h)
R3	2,0 à 3,0			$7,4.10^{-5}$	266,4

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

1 – Description générale du projet

D'après les renseignements qui nous ont été transmis, il s'agit de la construction d'un bâtiment industriel d'environ 1000 m² d'emprise au sol, de type charpente métallique et bardage simple peau. Ce bâtiment accueillera des bureaux et des ateliers de maintenance de bungalows. La cote du niveau bas n'est pas encore définie. Le projet prévoit également la réalisation d'une plate-forme de stockage extérieure pour bungalows de chantier destinés à la location. Cette plate-forme recevra en guise de couche de roulement, une finition en matériaux concassés de type 0/20.

Il est également prévu l'aménagement de voiries et de parking pour véhicules légers.

2 – Rappel des contraintes du site – insertion du projet

Concernant le projet, il y a des risques d'aléas géotechniques en relation avec :

La géologie :

- Aléa lié à la présence de limons de compacité médiocre sur des épaisseurs très variables.
- Aléa lié à la nature des cailloutis limoneux rencontrés pouvant être très bouillants, ce qui nécessitera le blindage des fouilles le cas échéant.

3 – Travaux d'adaptation du projet au site

3.1 Conditions de terrassement

Compte tenu de la sensibilité à l'eau des sols limoneux rencontrés, il conviendra de réaliser les travaux de terrassement dans de bonnes conditions météorologiques.

Les terrassements seront réalisés dans des limons et dans les cailloutis limoneux à sableux sans difficulté particulière.

Il faudra prévoir notamment des pentes dans les terrassements généraux avec collecte des eaux par des dispositifs de drainage (fossé ou tranchée drainante), pour éviter la stagnation d'eau et permettre un assèchement plus rapide après précipitations.

Dans de mauvaises conditions météorologiques, le chantier deviendra rapidement impraticable, ce qui nécessitera son arrêt.

4 – Mode de fondations envisageables

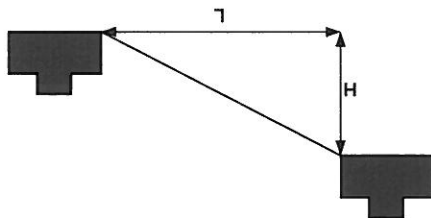
4.1 – Type de fondation et niveau d'assise

Pour le bâtiment projeté, nous avons étudié une solution de fondation sur **massifs isolés prolongés en tant que besoin par du gros béton**, et blindés selon les profondeurs à atteindre, ancrés de 30 cm minimum dans les **cailloutis limoneux à sableux** en place et non remaniés que l'on rencontre à partir de 1,2 m à 2,5 m de profondeur par rapport au niveau du terrain actuel, sous les cotes locales 98,55 et 96,10 au droit des sondages réalisés dans la zone probable d'implantation du bâtiment (sondages S1 à S3). Les niveaux d'assise seront compris entre 1,5 m et 2,8 m de profondeur par rapport au terrain actuel, sous les cotes locales 98,25 et 95,80 au droit des sondages S1 à S3.

Par ailleurs, il faudra également respecter **une profondeur minimale hors-gel de 0,90 m par rapport au niveau du terrain extérieur fini**.

Des dénivellations importantes du toit des **cailloutis limoneux et sableux** ont été rencontrées entre nos sondages, il y aura lieu par conséquent de prévoir des approfondissements locaux des niveaux d'assises des fondations.

Les dénivellations entre fondations seront reprises par redans successifs en respectant la proportion $H/L \leq 2/3$ (DTU 13.12) et en partant du point le plus bas (voir croquis ci-après) :



4.2 – Calcul de la contrainte de calcul

On utilisera la relation pressiométrique donnée dans le DTU 13.12 (voir notice jointe en annexe)

avec :

$$p_{le}^* = 1,73 \text{ MPa}$$

$$K_p = 0,9 \text{ pour des massifs isolés}$$

$$\gamma_D = \text{négligeable}$$

$$D'où \quad q_u = 1,56 \text{ MPa}$$

On en déduit :

⇒ La contrainte de calcul aux Etats Limites de Services

$$q_a = 0,52 \text{ MPa}$$

* La contrainte de calcul aux Etats Limites Ultimes

$$q = 0,78 \text{ MPa}$$

4.3 – Evaluation des tassements

Estimés par la méthode pressiométrique, les tassements absolus pour un massif isolé ainsi chargé aux ELS seront les suivants :

Le tableau ci-dessous donne une estimation des tassements absolus et différentiels pour des massifs isolés par la méthode pressiométrique pour différentes charges au droit de nos sondages, avec un taux de travail de 0,52 MPa aux ELS.

Charges (T)	Charges (kN)	Dimension des massifs (mxm)	Ordre de grandeur des tassements en cm		
			S1	S2	S3
20	200	0,65	0,2	0,3	0,2
40	400	0,90	0,3	0,3	0,2
60	600	1,10	0,4	0,4	0,3

Les tassements absolus seront de l'ordre de 0,2 à 0,4 cm, d'où des tassements différentiels plurimillimétriques. Ces tassements devraient être admissibles.

4.4 – Sujétions particulières et précautions à prendre

Il conviendra :

- ⇒ De terrasser par temps sec non pluvieux,
- ⇒ De bien vérifier la nature et l'homogénéité des fonds de fouille et de purger toutes poches de sols mous que l'on pourrait rencontrer au niveau d'assise prévu,
- ⇒ De respecter la garde minimale de hors gel qui est de 0,9 m de profondeur par rapport au niveau du terrain fini,
- ⇒ De bétonner aussitôt après les tassements, avec un béton non délavable afin d'éviter l'altération du fond de fouille par les eaux d'infiltration et de précipitations,
- ⇒ de prévoir le talutage des fouilles ou éventuellement leur blindage jointif si nécessaire
- ⇒ De faire porter par les fondations tous les éléments porteurs ainsi que les murs de façades et les murs de refends. Les murs de remplissage éventuels reposeront sur des filantes désolidarisées de la structure ou sur des longrines posées sur des massifs de fondation,
- ⇒ De séparer le dallage de la structure du bâtiment par un joint d'isolement,

5 – Etude du dallage

Pour des niveaux bas à usage noble, il faudra de préférence des planchers portés par les fondations. Pour des niveaux bas à usage de stockage et d'atelier, sans revêtements fragiles particuliers et pour des charges inférieures ou égales à 3 T/m^2 , si l'on accepte des tassements différentiels de l'ordre du $\frac{1}{2}\text{ cm}$, un dallage sur terre-plein est envisageable.

Il faudra respecter les modalités de réalisation suivantes :

- Terrasser par temps sec non pluvieux.
- Purger toutes les poches de sols mous ou douteux sur toute leur épaisseur
- Compactage soigné des fonds de fouille afin de déceler toute zone molle ou tout point dur qui serait à purger, afin de viser un objectif de portance EV2 minimum de 30 MPa, avant la mise en œuvre de la couche de forme.
- Mise en place d'un géotextile entre le sol support et les remblais d'apport.
- Mise en place d'une sous-couche en matériaux sablo-graveleux ou rocheux d'apport, de classe R21 ou D31 selon le GTR, de granulométrie 0/50 mm ou équivalent, sains, non évolutifs et soigneusement compactés par couches minces avec contrôle de portance et de compactage par essais à la plaque de type LCPC et WESTERGARD. L'épaisseur minimale de cette sous-couche sera de **50 cm (65 cm par météo défavorable)**, avec comme objectifs :
 - $EV2 \geq 50\text{ MPa}$, $k_w \geq 50\text{ MPa/m}$ et $K = \frac{EV2}{EV1} < 2,0$
 - Désolidarisation des dallages de la structure.

Nous rappelons que les critères définis ci-dessus sont à considérer en tant qu'obligation de résultats et qu'il appartient à l'Entreprise de mettre en œuvre des matériaux et épaisseurs afin de les respecter.

On notera par ailleurs que, si les travaux se déroulent en période climatique défavorable (ce que nous déconseillons), il faudra prévoir des surépaisseurs de couche de forme.

Nous rappelons que les critères définis ci-dessus sont à considérer en tant qu'obligation de résultats et qu'il appartient à l'Entreprise de mettre en œuvre des matériaux et adaptés afin de les respecter.

Dans le cadre du DTU 13.3 dallage de mars 2005, les modules E_s à prendre en compte sont les suivants, du haut vers le bas :

Nature du sol	Couche concernée	Module E_s (MP)
Couche de forme	0,5 m	50 (mini) à confirmer par essais de plaque (module EV2)
Limons	Jusqu'à 1,2 à 2,5 m	10 à 20
Cailloutis limoneux à sableux	A partir de 1,2 à 2,5 m	30 à > 50 (supposées indéformables)

6 – Ebauche dimensionnelle des chaussées neuves

6.1 Généralités

Il est prévu la construction de voiries neuves et de parkings.

Nous estimerons le trafic poids lourds entre 0 et 25 PL/jour, ce qui équivaut à un trafic faible T5, considéré comme voirie de desserte à circulation réduite.

Pour la caractérisation des nouvelles structures de chaussée, nous avons utilisé les documents techniques de SETRA – LCPC suivants :

- ⇒ Guide Technique de Réalisation des remblais et des couches de forme de juillet 2000 (GTR fascicules I et II)
- ⇒ Catalogue des structures types de chaussées neuves du SETRA – LCPC édition 1998
- ⇒ Guide de dimensionnement des chaussées urbaines d'avril 2000.

6.2 - Détermination de la partie supérieure des terrassements (PST - ARI) – couche de forme

6.2.1 - Couche de forme non traitée

Les sols supports des futures chaussées seront relativement homogènes et correspondront à des sols limoneux, donc très sensibles aux variations de teneurs en eau.

En période estivale et dans de bonnes conditions météorologiques (pas de pluie), on sera dans le cas d'une PST3-ARI. Pour obtenir une plate-forme PF2 (EV2 > 50 MPa) (classe minimale pour un trafic léger), on devra mettre en œuvre une couche de forme de **0,40 m d'épaisseur minimum** en matériaux rocheux de granulométrie 0/50 ou 10/60, insensibles à l'eau, sains et non gélifs de classe D31 ou R21 selon le GTR.

En période défavorable (forte pluie) on se trouvera dans le cas d'une PST1-ARI ; dans ce cas, il faudra majorer l'épaisseur de la couche de forme à **0,75 m d'épaisseur minimum** (0,6 m avec intercalation d'un géotextile entre le sol support et le remblai d'apport).

Nota : Toutes ces épaisseurs sont données pour l'obtention d'une classe de plate-forme PF2. Nous conseillons la pose d'un géotextile non tissé intercalé entre le sol support et le remblai d'apport.

6.3 – Ebauche dimensionnelle des différentes structures de voiries

Pour les chaussées neuves, en prenant l'hypothèse d'une classe de trafic T5, nous étudierons deux types de structures sur une couche de forme granulaire, selon le guide de dimensionnement des chaussées urbaines, sachant que des variantes pourront être proposées.

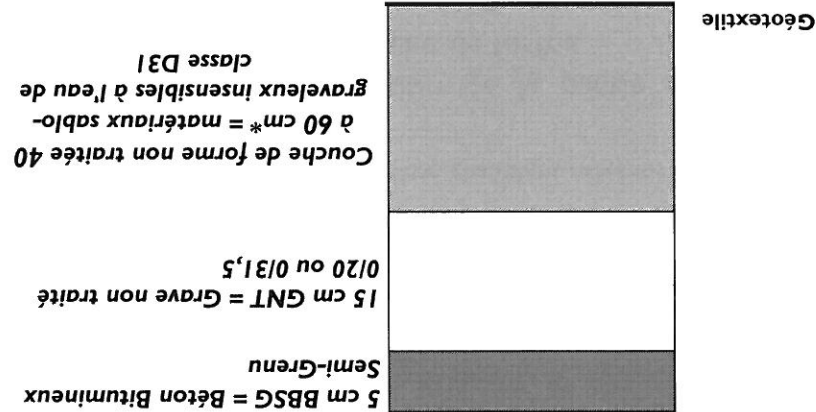
a) **une structure BBSG/GNT** (couche de roulement en Béton Bitumineux semi-grenu - couche de base/fondation : grave non traitée 0/20).

b) **une structure en BBSG/GB3** (couche de roulement en Béton Bitumineux semi-grenu - couche de base/fondation : grave bitume de classe 3. (Nous conseillons cette structure dans la zone de l'aire de retournement).

NOTA : La structure souple en grave bitume est préférable à celle en GNT, car celle-ci permet une bonne trafabilité des engins de chantier sur la grave bitume. La couche de roulement en béton bitumineux est quant à elle mise en œuvre de préférence lorsque les constructions sont complètement terminées.

Structures sur une couche de forme non traitée

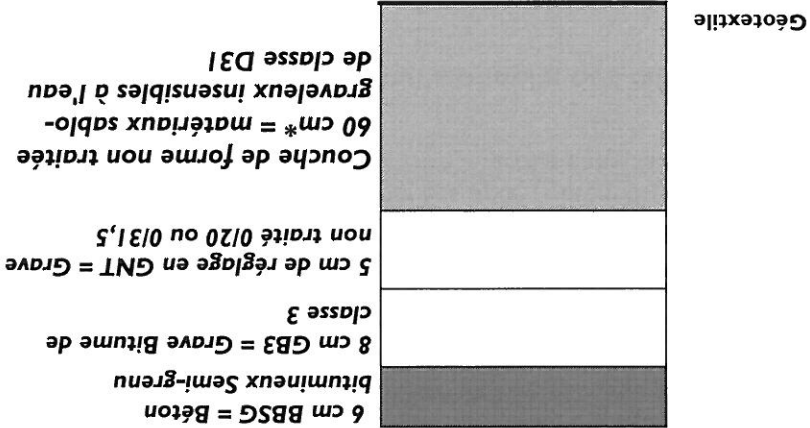
Structures BBSG/GNT trafic T5 – parkings et voiries légères



* Epaisseur variable selon les conditions météorologiques lors de la réalisation des travaux

Sol support limoneux

Structures lourdes et aires de manœuvre, BBSG/GB3 trafic T5

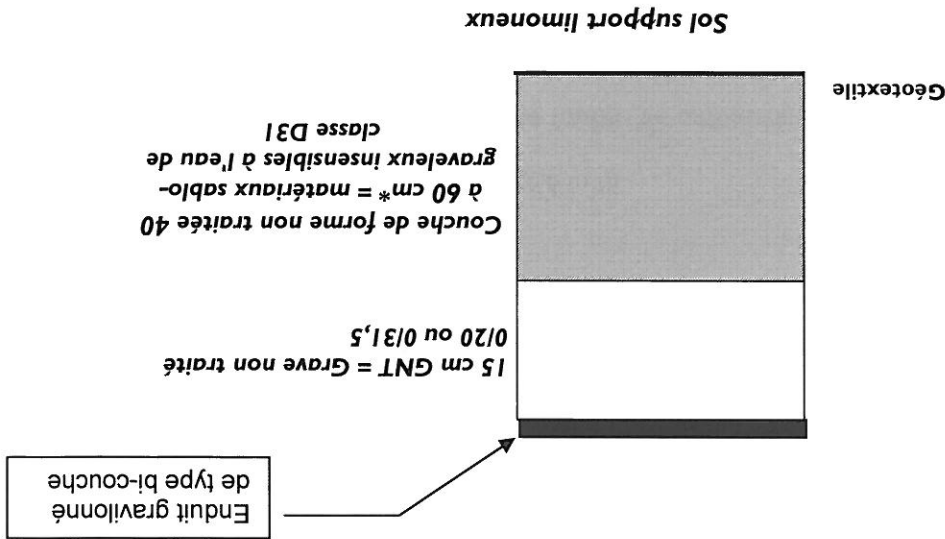


* Epaisseur variable selon les conditions météorologiques lors de la réalisation des travaux

Sol support limoneux

6.4 – Ebauche dimensionnelle de la structure des plates-formes de stockage

Le plate-forme de stockage, ne recevant aucune couche de roulement, la structure pourra se satisfaire d'une couche de forme et de la couche de base/fondation en **grave non traitée 0/20**, avec des épaisseurs identiques à la structure de chaussée du paragraphe précédent, à savoir :



7 – Capacité d'infiltration des sols en place

7.1 - Résultat de l'essai de perméabilité

Nous avons réalisé un essai de perméabilité de type LEFRANC au droit du sondage noté R3.

❖ La perméabilité mesurée dans les **cailloutis sablo-limoneux** est **moienne**, de l'ordre de 10^{-5} m/s.

7.2 - Possibilité d'évacuation des eaux pluviales par un bassin d'infiltration

7.2.1 Calcul de l'infiltration à titre indicatif

En matière d'hydraulique des sols, les méthodes simples de calcul sont basées essentiellement sur la loi de DARCY.

L'écoulement est vertical suivant un gradient i voisin de 1 et ne varie que très peu en fonction de la hauteur d'eau dans le bassin.

Le débit d'infiltration du bassin est donné par application de la loi de DARCY :

$$Q = kv \times S$$

Avec :

S = surface d'infiltration (égale à la superficie du bassin)

kv = coefficient de perméabilité en m/s

Cette formule n'est valable que si la nappe phréatique est située sous le niveau d'infiltration

Application numérique

Nous prendrons comme hypothèses de perméabilité :

- $kv = 7,4 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$

Nous prendrons l'hypothèse de la réalisation d'un bassin de 100 m², descendu dans les cailloutis sablo-limoneux beige.

$$S = 20 \text{ m}^2$$

$$k = 7,4 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

$$Q = 7,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} = 26,6 \text{ m}^3/\text{h}$$

Les débits obtenus avec un fond de fouille de cailloutis sablo-limoneux pour une surface réduite, ici 100 m², sont moyens.

L'efficacité de l'infiltration sera liée notamment à la charge hydraulique.

Nota : Nos essais réalisés dans un forage de 10 cm de diamètre ne peuvent être représentatifs d'un bassin de 20 m².

7.2.2 Le colmatage

Malgré toutes les précautions prises, le colmatage des bassins à plus ou moins long terme est inévitable.

Avec l'ala de fraction limoneuse dans les sables, les bassins seront très sensibles aux phénomènes de colmatage, soit une réduction très sensible du coefficient de perméabilité.

Il est donc indispensable :

- de prévoir un regard de décantation préalable au bassin
- de prévoir des entretiens réguliers.

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.

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

Selon la norme NFP 94-500, elle doit être suivie par une mission d'étude géotechnique de projet G2 visant notamment à :

- traiter les aléas importants identifiés pour ce projet
- reprendre les points qui demandent une analyse spécifique, par exemple :

- préciser les hétérogénéités,
- définir la géométrie des ouvrages géotechniques, fondations, blindage,...
- fixer tous les paramètres du sol et d'interactions sol-structure permettant la justification par le calcul des ouvrages,
- Evaluer les tassements et les déplacements prévisibles des ouvrages
- Préciser les sujétions de réalisation, notamment le phasage travaux et le suivi spécifique

Ces points pourront nécessiter un programme d'investigations complémentaire.

Fondasol est bien entendu à disposition de tous les intervenants dans cette affaire pour réaliser cette mission d'étude de projet 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.

Fabien JOZWIAK

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 investisseurs 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 des délais, ainsi que les prix sont déterminés en fonction des éléments 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. L'ouvrage 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 l'existence ou constructeur, l'ouvrage ne peut être réutilisé sans l'autorisation écrite du maître de l'ouvrage.

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 s'engage par l'exécution de sa mission telle que décrite au présent contrat. A ce titre, il est responsable de ses prestations dont la nature que ce soit et quel qu'en soit le fondement juridique. Il est expressément convenu que FONDASOL ne sera pas responsable des dommages matériels consécutifs ou non à un dommage matériel tels que, notamment, la perte d'exploitation, la perte de production, 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 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, en cas de souscription d'un Contrat Collectif de Responsabilité Décennale (CCRD), de faire la nécessaire pour que FONDASOL soit mentionné parmi les bénéficiaires de cette garantie de responsabilité décennale en charge seconde ligne. En tout état de cause, il appartiendra au client de prendre en charge toute éventuelle surconsommation qui serait demandée à FONDASOL par rapport aux conditions de base de son contrat d'assurance.

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 servitudes 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

Mai 2010

L'acceptation de l'offre de FONDASOL implique celle des présentes conditions générales. En cas de contradiction entre certaines clauses des présentes conditions générales 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 inhérentes 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 détaillés 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 et l'exécution de l'ouvrage soient analysées par un homme de l'art. En cas d'incident survenant en cours d'exécution des travaux, FONDASOL doit impérativement être averti pour valider les conclusions géotechniques antérieures à l'événement ou les remettre en cause le cas échéant.

Les coûts des différentes formations géologiques sont donnés par rapport à un repère de l'origine des sols. Dans l'hypothèse où les coûts ne seraient pas rattachés au Niveau du 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 (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 pu lui être transmis en réponse à la Demande de Renseignements 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'article 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 domo-terres ne sauraient engager FONDASOL.

En toute hypothèse, la responsabilité de FONDASOL est dérogée 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 d'ouvrage, de constructeur ou de tiers, modifiant les conditions d'exécution des travaux géotechniques objet de la commande ou les rendant impossibles.

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 1 - Schéma d'enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique

Etape	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	Etude préliminaire	Etude géotechnique préliminaire de site (G11)	Première identification des risques	Fonction des données existantes
	Avant projet	Etude 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)	Etude géotechnique de projet (G2)	Identification des aléas importants et dispositions pour en réduire les conséquences
3	Exécution	Etude 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)	conséquences	Fonction des conditions rencontrées à l'exécution
Cas particulier	Etude d'un ou plusieurs éléments spécifiques	Diagnostic géotechnique (G5)	Analyse des risques liés à ces éléments géotechniques	Fonction de la spécificité des éléments étudiés

* NOTE A définir par l'ingénierie géotechnique chargée de la mission correspondante.

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

L'enchâssement 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 PRÉALABLES (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'avoisinants avec visite du site et des alentours.
 • Définir un programme d'investigations géotechniques spécifiques, 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 spécifiques, 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 de construction (notamment terrassements, soutènements, fondations, risques de déformation des terrains, dispositions générales vis-à-vis des nappes et avoisinants).
 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 spécifiques, 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 avoisinants) 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, notes 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 spécifiques, 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 (phases, suivis, contrôles, adaptations 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 complémentaires 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 avoisinants 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 spécifiques, 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.

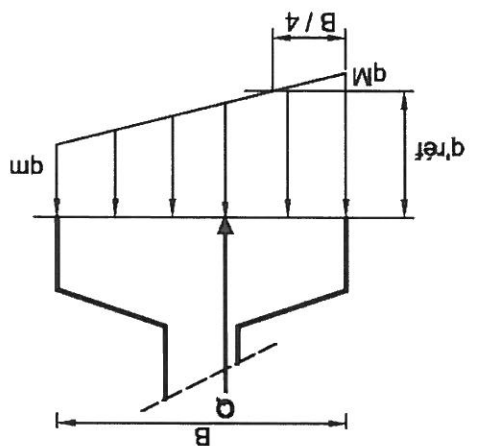
Des études géotechniques de projet et/ou d'exécution, de suivi et supervision, doivent être réalisées ultérieurement, conformément à l'enchâssement des missions d'ingénierie géotechnique, si ce diagnostic conduit à modifier ou réaliser des travaux.

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

I – Contrainte de référence

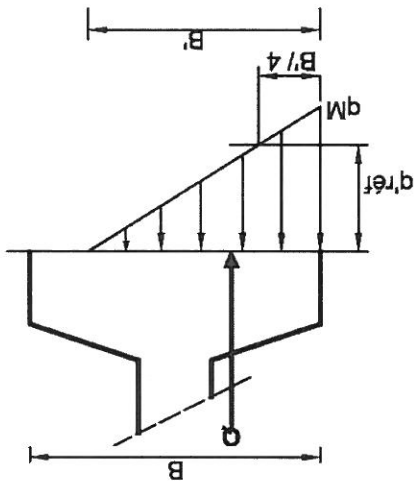
La justification des fondations vis à vis de certains états limites est menée à partir d'une contrainte conventionnelle de référence notée $q'_{\text{réf}}$.

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 :



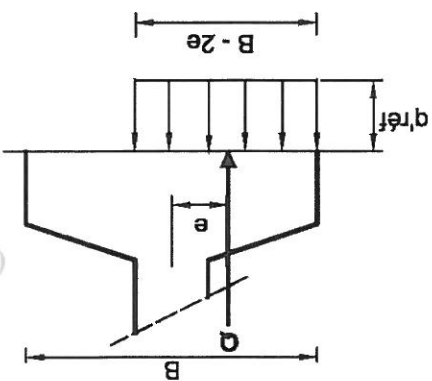
SEMELLE ENTIEREMENT
COMPRIMÉE

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



SEMELLE PARTIELLEMENT
COMPRIMÉE

$$q'_{\text{réf}} = \frac{3q_M}{4}$$



MODELE DE MEYERHOF

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

Cette contrainte issue de la résultante est comparée à la contrainte de calcul.
La contrainte de calcul q'_{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
γD	: 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 :

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

Où :

E_c, E_d : modules pressiométriques représentatifs de la couche compressible située sous la fondation (E_c : domaine sphérique, E_d : domaine déviatorique)

α_c, α_d : coefficients rhéologiques

λ_c, λ_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 simplifiés 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 :

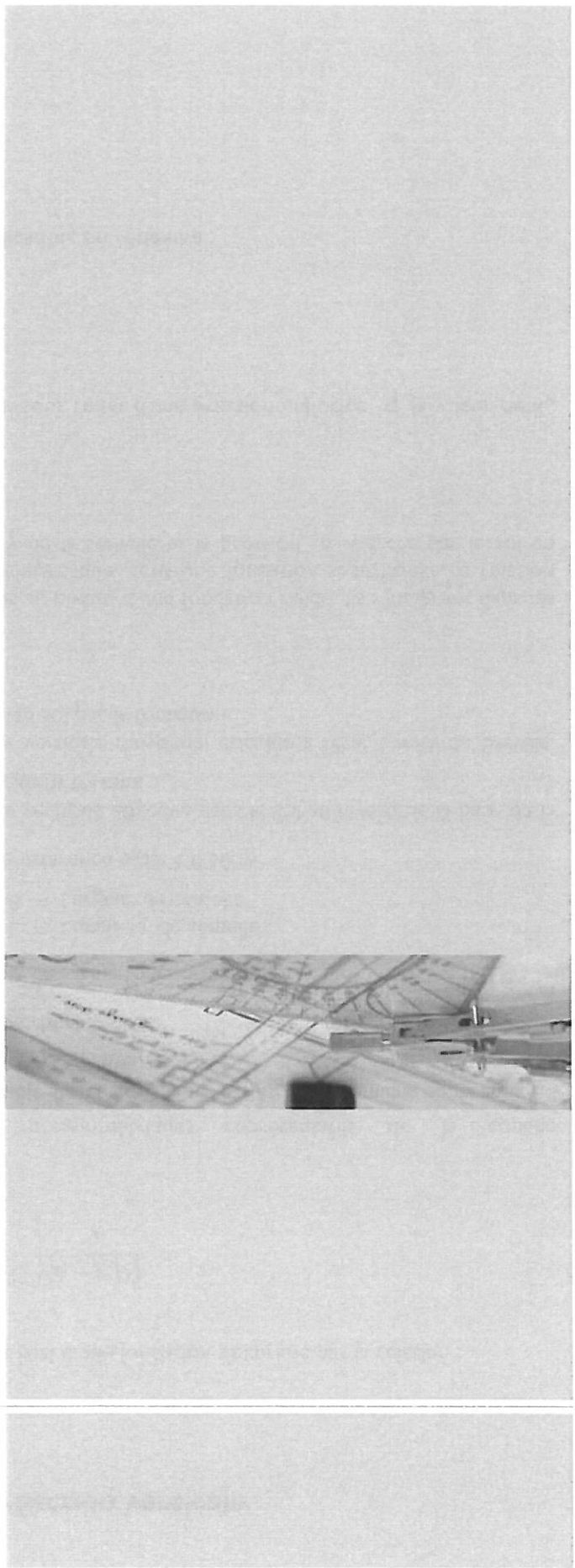
$$p = k_v \cdot y$$

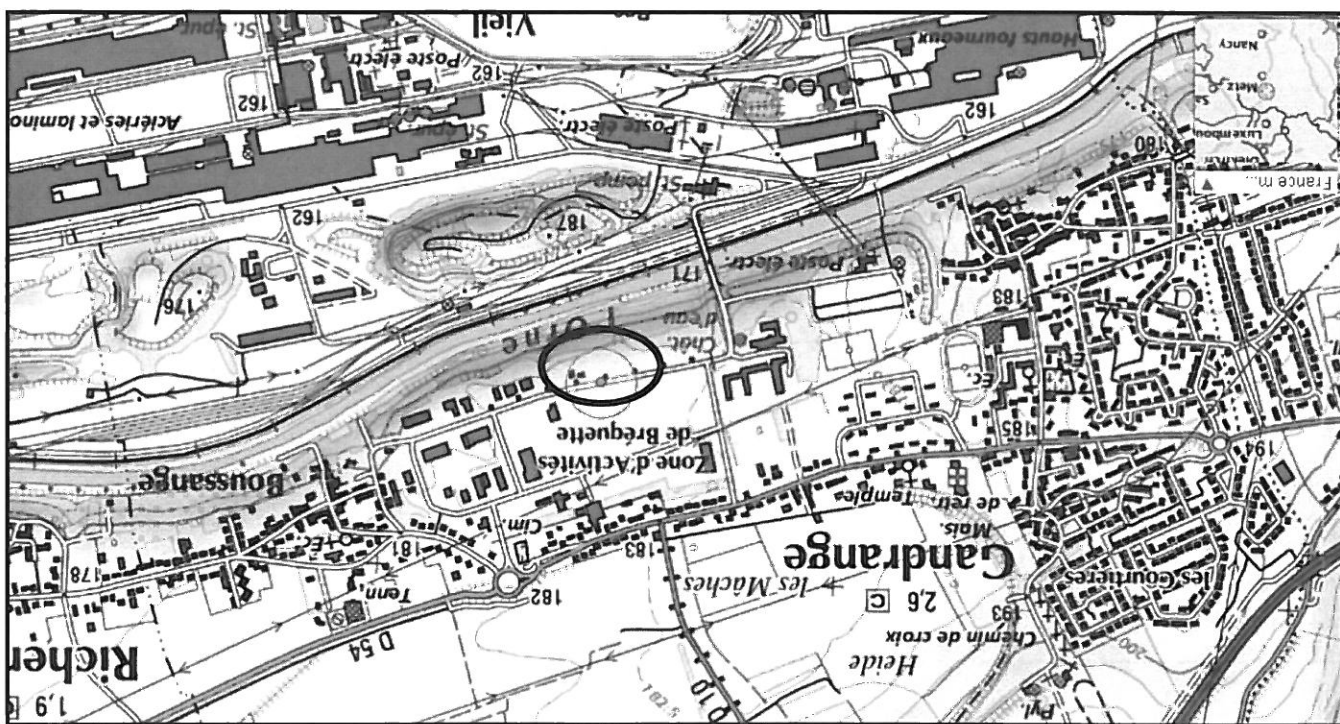
Connaissant le tassement s de la fondation sous l'effet d'une pression uniforme q , la valeur de k_v est donnée par :

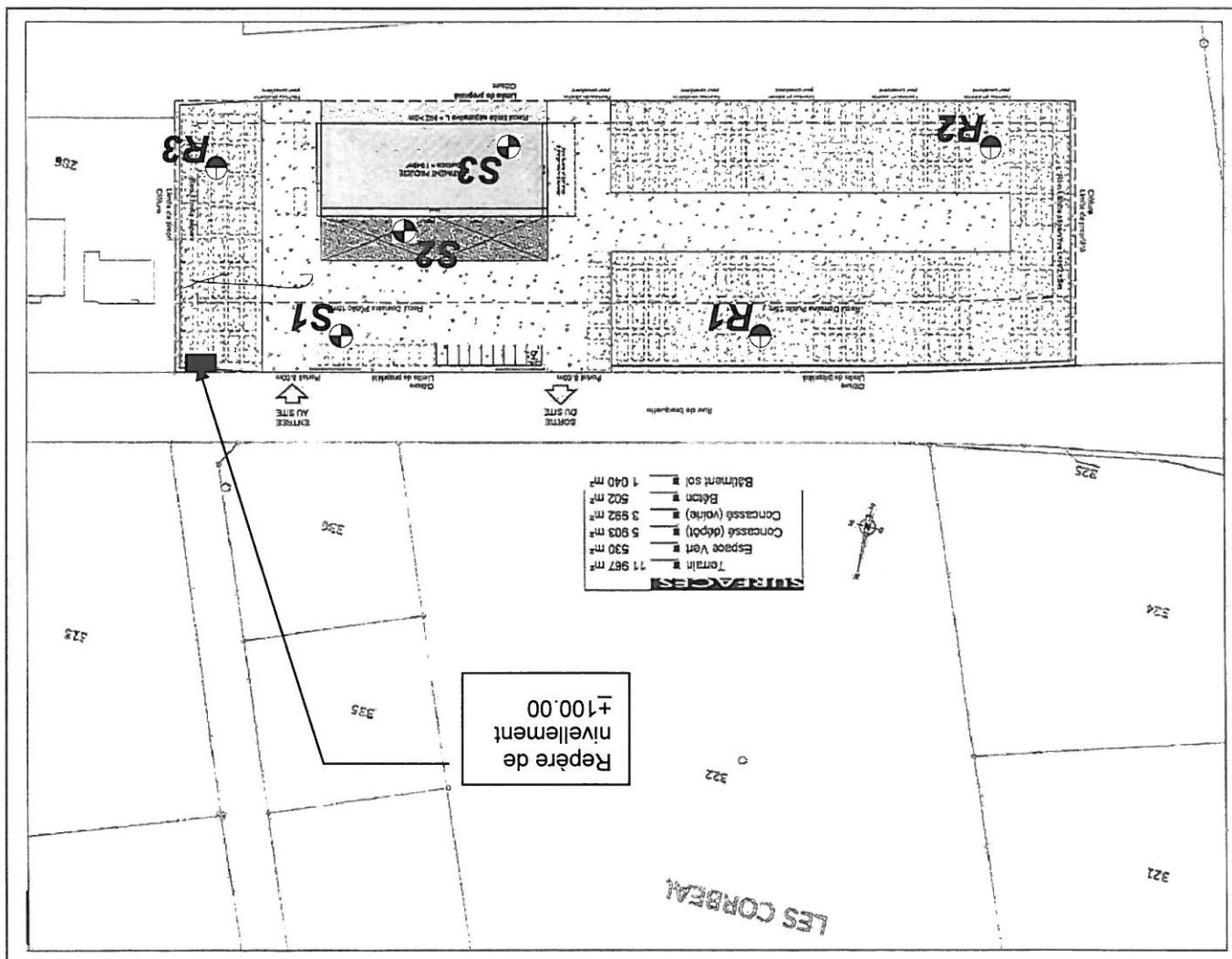
$$k_v = \frac{s}{q}$$

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

$$k_i = 2 k_v$$

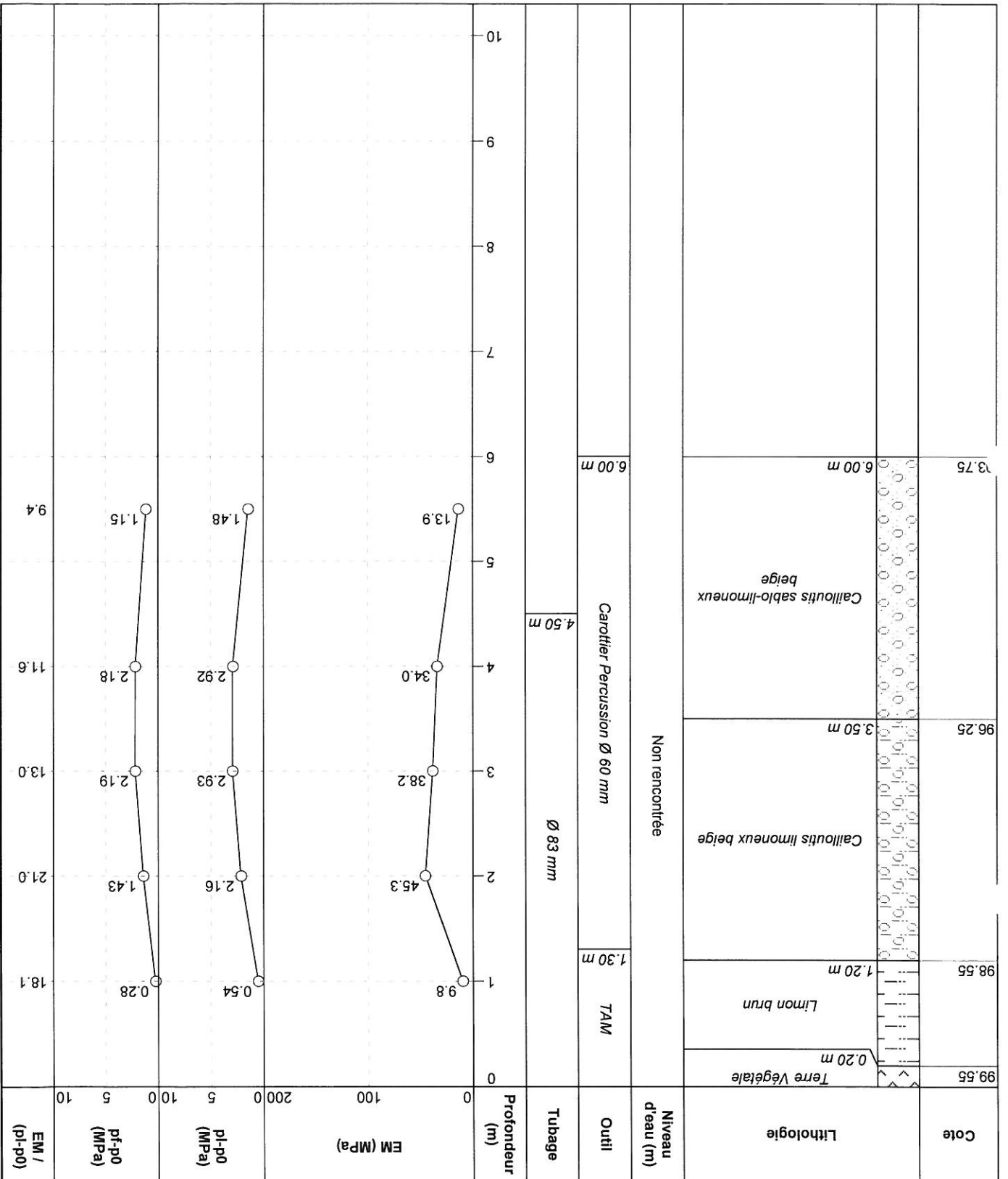




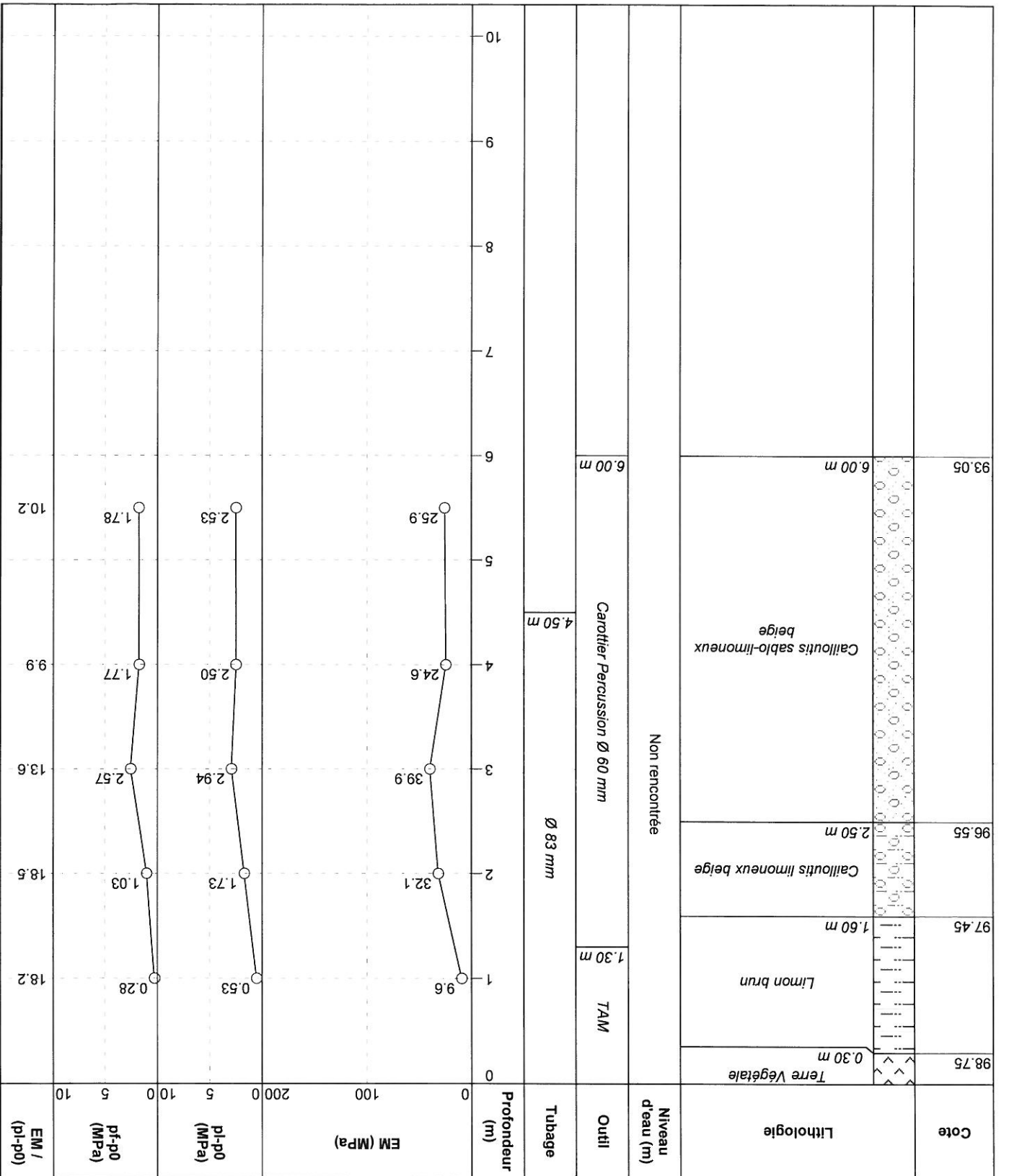


Sondage : S1

EXGTE 2.30/GTE

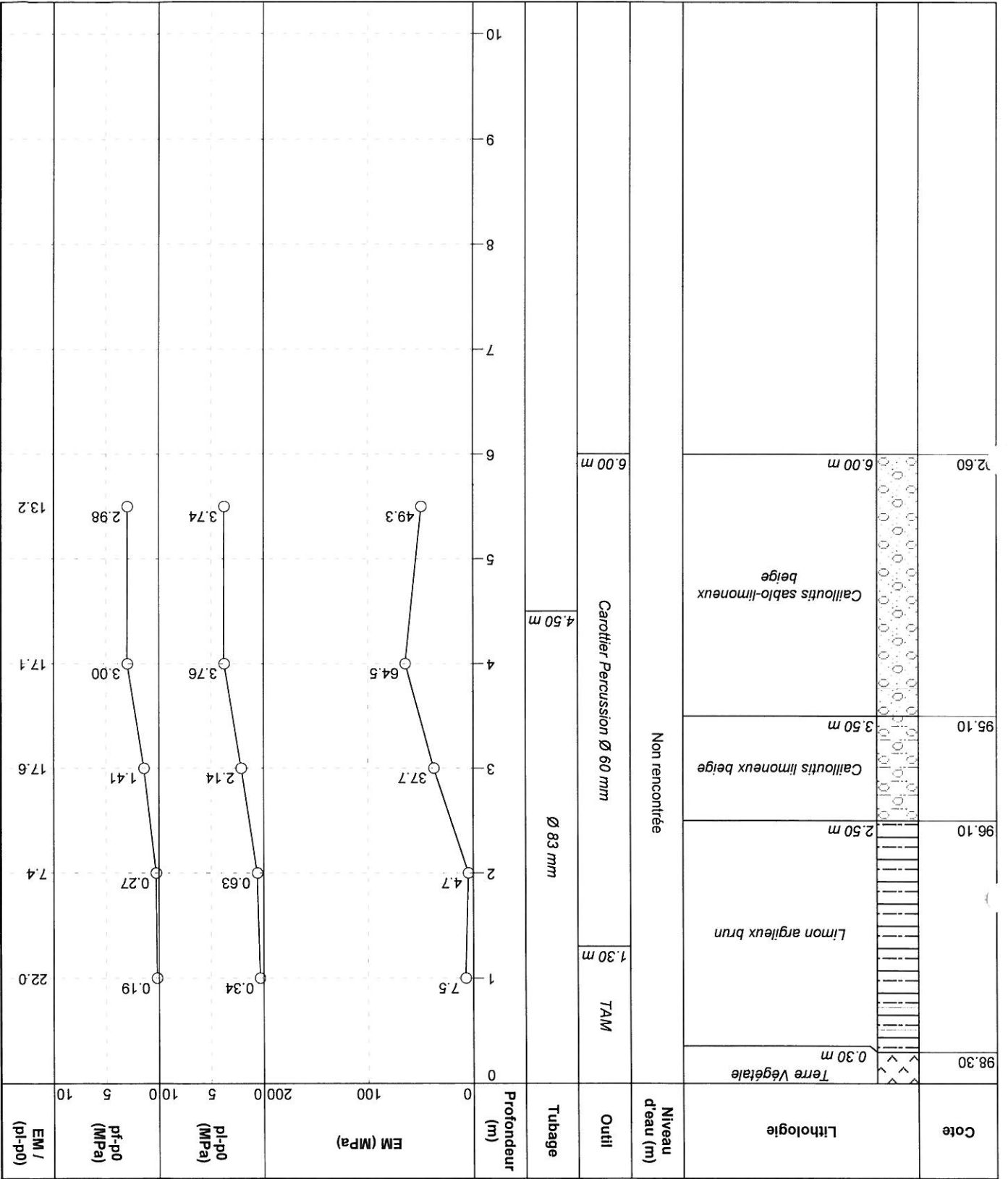


Sondage : S2



Sondage : S3

EXGTE 2.30/GTE





CONSTRUCTION D'UN BATIMENT INDUSTRIEL
GANDRANGE
n° affaire M12 226

Date : 05/07/2012

Cote : 99.05

Profondeur : 0.00 - 2.00 m

Sondage : R1

EXGTE 2.30/GTE

Cote	Lithologie	Niveau d'eau (m)	Outil	Tubage	Profondeur (m)	Observations
98.85	Terre Végétale	0.20 m	Non rencontrée	Tarrière à main	2	
98.45	Limmon foncé	0.60 m				
97.25	Limmon brun	1.80 m				
97.05	cailloutis limoneux beige	2.00 m				

	
CONSTRUCTION D'UN BATIMENT INDUSTRIEL GANDRANGE n° affaire M12 226	
Date : 05/07/2012 Cote : 97.55 Profondeur : 0.00 - 2.00 m	

EXGTE 2.30/GTE

Sondage : R2

Cote	Lithologie				Niveau d'eau (m)	Outil	Tubage	Profondeur (m)	Observations
97.35	Terre Végétale	0.20 m	Limou brun à cailloutis	0.60 m	cailloutis limoneux beige	1.00 m	Cailloutis sablo-limoneux beige	2.00 m	
96.95									
96.55									
95.55									

Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr



CONSTRUCTION D'UN BATIMENT INDUSTRIEL
GANDRANGE
n° affaire M12 226

Date : 09/07/2012

Cote : 99.00

Profondeur : 0.00 - 3.00 m

1/50

Sondage : R3

EXGTE 2.30/GTE

Cote	Lithologie	Niveau d'eau (m)	Outil	Tubage	Profondeur (m)	Observations
98.80	Terre Végétale	0.20 m	Non rencontrée	CP Ø 60 mm / Taillant Ø 89 mm	Ø 98 / 114 mm	
97.60	Limons bruns	1.40 m				
97.00	cailloutils limoneux beige	2.00 m				
96.00	cailloutils sablo-limoneux beige	3.00 m				

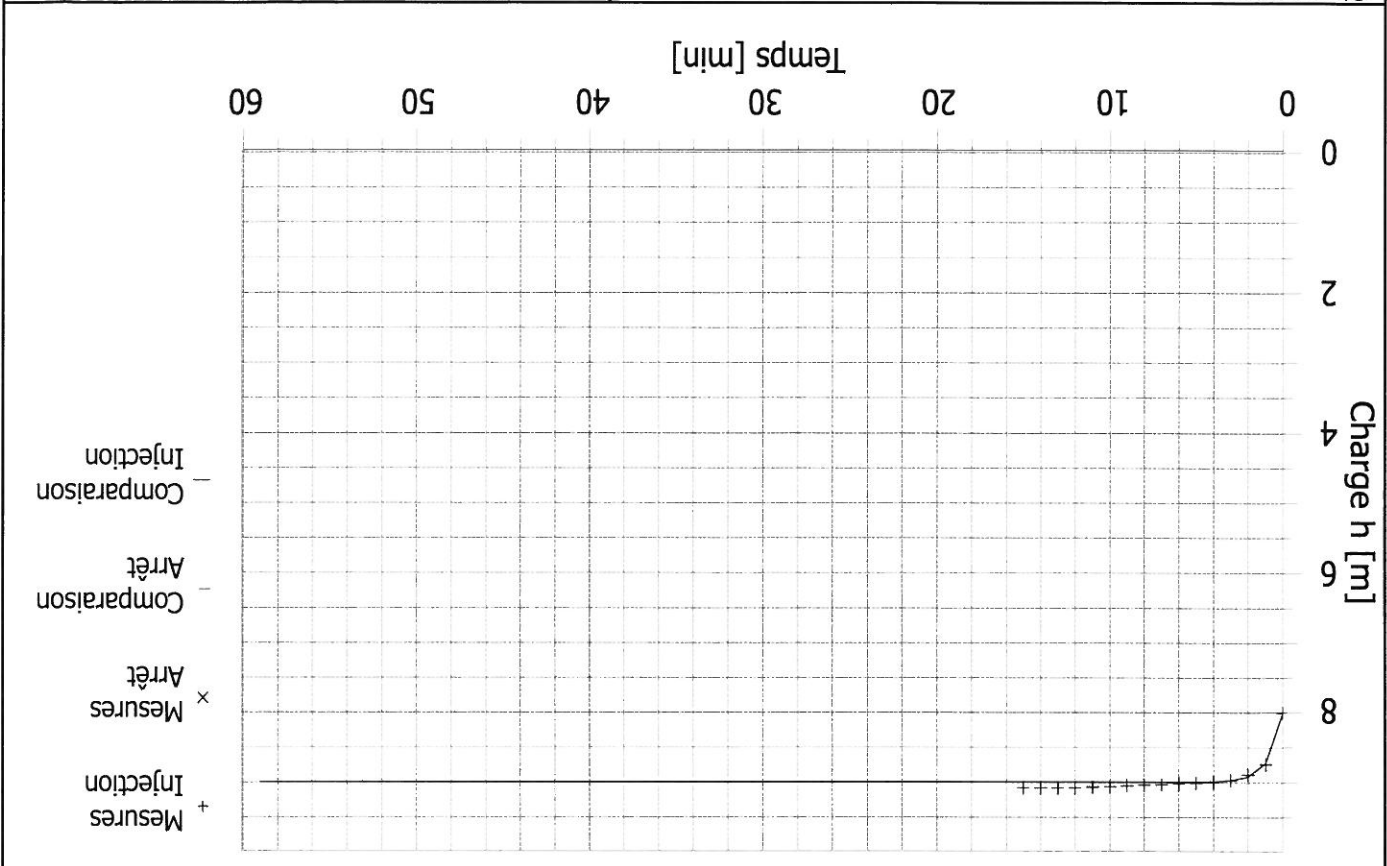
ESSAI D'EAU LEFRANC

Conforme NF P 94-132

N° dossier	M.120226.REP	Date essai	13/08/2012
------------	--------------	------------	------------

Sondage N°	R3	Norm opérateur	DERAINS
Lieu	GANDRANGE	Profondeur de la cavité d'essai (m/TN)	2.50
Affaire	Bâtiment Industriel	- ml-hauteur de la poche d'essai-	

Mode opératoire	Injection	Débit (m³/s)	1.5E-03
		(l/mn)	87.50
Niveau piézométrique au repos (m/TN)	10.00	Eclatement de la cavité c= L/B	8.8
Diamètre interne du tubage Bi (m)	0.098	Profondeur de la base de l'aquifère (m/TN)	
Hauteur de la poche d'essai L (m)	1.00	Distance de la cavité - ml-hauteur de la poche d'essai- à la base de l'aquifère H(m)	
Diamètre de la poche d'essai Be (m)	0.114	Facteur de forme m0	19.22
		Facteur de forme m	19.22



Observations	Coefficient de perméabilité K (m/s)		
Comparaison à la solution d'équation différentielle	Montée	Descente	
	7.40E-05	0.00E+00	
Vérifié par	JOZWIAK		

