



PERRIGNY (39)

Construction d'un magasin Lidl

**Études géotechniques
préalable (G1) et de conception phase avant-projet (G2 AVP)**

**Dossier RDI2.G.064
Pièce 3**

Septembre 2016



Agence de Dijon • 24 rue René Char 21000 Dijon
Tél. 33 (0) 3 80 78 76 60 • Fax 33 (0) 3 80 78 76 61 • cebtp.dijon@groupe-cebtp.com



LIDL

PERRIGNY (39)

Construction d'un magasin Lidl

**RAPPORT – Études géotechniques
préalable (G1) et de conception en phase avant-projet (G2 AVP)**

Dossier : RDI2.G.064

Contrat : RDI2.F.0182

Indice	Date	Chargé d'affaire	Visa	Vérfié par	Visa	Contenu	Observations
A	05/09/2016	A. LETESSIER		Y. BERNARDIN		70 pages	

A compter du paiement intégral de la mission, le client devient libre d'utiliser le rapport et de le diffuser à condition de respecter et de faire respecter les limites d'utilisation des résultats qui y figurent et notamment les conditions de validité et d'application du rapport.

SOMMAIRE

1. PLANS DE SITUATION.....	6
1.1 Extrait de carte IGN.....	6
1.2 Image aérienne.....	6
2. CONTEXTE DE L'ETUDE	7
2.1 Données générales.....	7
2.1.1 Généralités.....	7
2.1.2 Intervenants.....	7
2.2 Documents communiqués.....	7
2.3 Description du site.....	8
2.3.1 Occupation du site.....	8
2.3.2 Avoisinants dans la zone d'influence géotechnique.....	10
2.3.3 Topographie du site.....	10
2.3.4 Contexte géologique.....	12
2.3.5 Contexte hydrogéologique.....	12
2.3.6 Contexte sismique.....	12
2.4 Caractéristiques de l'avant-projet.....	13
2.4.1 Description de l'ouvrage.....	13
2.4.2 Sollicitations appliquées aux fondations et aux niveaux bas.....	13
2.5 Mission GINGER CEBTP.....	14
3. INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES	16
3.1 Préambule.....	16
3.2 Implantation et nivellement.....	16
3.3 Sondages, essais et mesures in situ.....	16
3.3.1 Investigations in situ.....	16
3.3.2 Essais de perméabilité in situ.....	17
3.3.3 Piézométrie.....	18
3.4 Essais en laboratoire.....	18
4. SYNTHESE DES INVESTIGATIONS BIBLIOGRAPHIQUES ET IN SITU (MISSION G1).....	19
4.1 Analyse et synthèse géotechnique.....	19
4.1.1 Lithologie.....	19

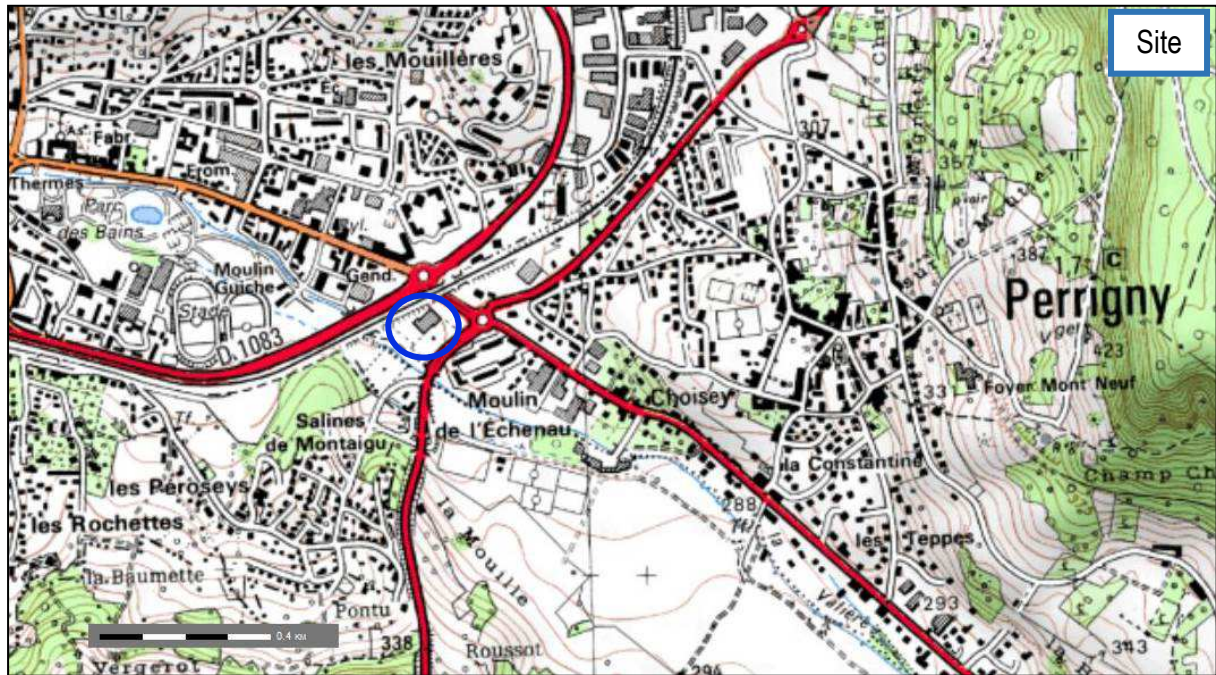
4.1.2	<i>Tableau récapitulatif</i>	21
4.2	Caractéristiques physiques des sols	22
4.3	Première approche du modèle hydrogéologique.....	22
4.3.1	<i>Niveaux d'eau</i>	22
4.3.2	<i>Perméabilité in situ</i>	23
4.4	Risques naturels	23
4.4.1	<i>Données parasismiques réglementaires</i>	23
4.4.2	<i>Liquéfaction des sols sous séisme</i>	24
4.4.3	<i>Arrêtés de catastrophe naturelle</i>	24
4.4.4	<i>Inondabilité</i>	24
4.4.5	<i>Mouvements de terrain</i>	25
4.4.6	<i>Potentiel de sensibilité aux phénomènes de retrait et gonflement</i>	25
4.4.7	<i>Cavités</i>	25
4.5	Risques résiduels	25
5. PRINCIPES GENERAUX DE CONSTRUCTION D'AVANT PROJET (MISSION G2 AVP)		27
5.1	Analyse du contexte et principes d'adaptation	27
5.1.1	<i>Contexte géologique et géotechnique</i>	27
5.1.2	<i>Rappel du projet</i>	28
5.1.3	<i>Orientations de l'avant-projet</i>	29
5.2	Réalisation des terrassements.....	30
5.2.1	<i>Traficabilité en phase chantier</i>	30
5.2.2	<i>Terrassabilité des matériaux</i>	30
5.2.3	<i>Réutilisation des matériaux du site</i>	31
5.2.4	<i>Drainage en phase chantier</i>	31
5.2.5	<i>Remblais de substitution sous le bâtiment</i>	31
5.2.6	<i>Remblaiement périphérique après construction et derrière le quai</i> ... 32	
5.2.7	<i>Talutages</i>	32
5.3	Niveau-bas - dallage	33
5.3.1	<i>Conception et exécution</i>	33
5.3.2	<i>Contrôles</i>	34
5.3.3	<i>Tassements prévisibles</i>	34
5.4	Fondations de la structure.....	35
5.4.1	<i>Principe</i>	35
5.4.2	<i>Ebauche dimensionnelle</i>	35
5.4.3	<i>Tassements</i>	37
5.4.4	<i>Limites du dimensionnement</i>	38
5.4.5	<i>Dispositions constructives</i>	38
5.5	Protection des ouvrages vis-à-vis de l'eau.....	39
5.6	Protection des ouvrages vis-à-vis du risque sismique	39

5.7 Voiries	40
5.7.1 Couche de forme sous voiries	40
5.7.2 Structure type de chaussée	41
6. OBSERVATIONS MAJEURES	42

ANNEXE 1 :	Notes générales sur les missions géotechniques
ANNEXE 2 :	Plan d'implantation des sondages
ANNEXE 3 :	Sondages semi-destructifs et destructifs
ANNEXE 4 :	Essais d'infiltration
ANNEXE 5 :	Procès verbaux des essais en laboratoire

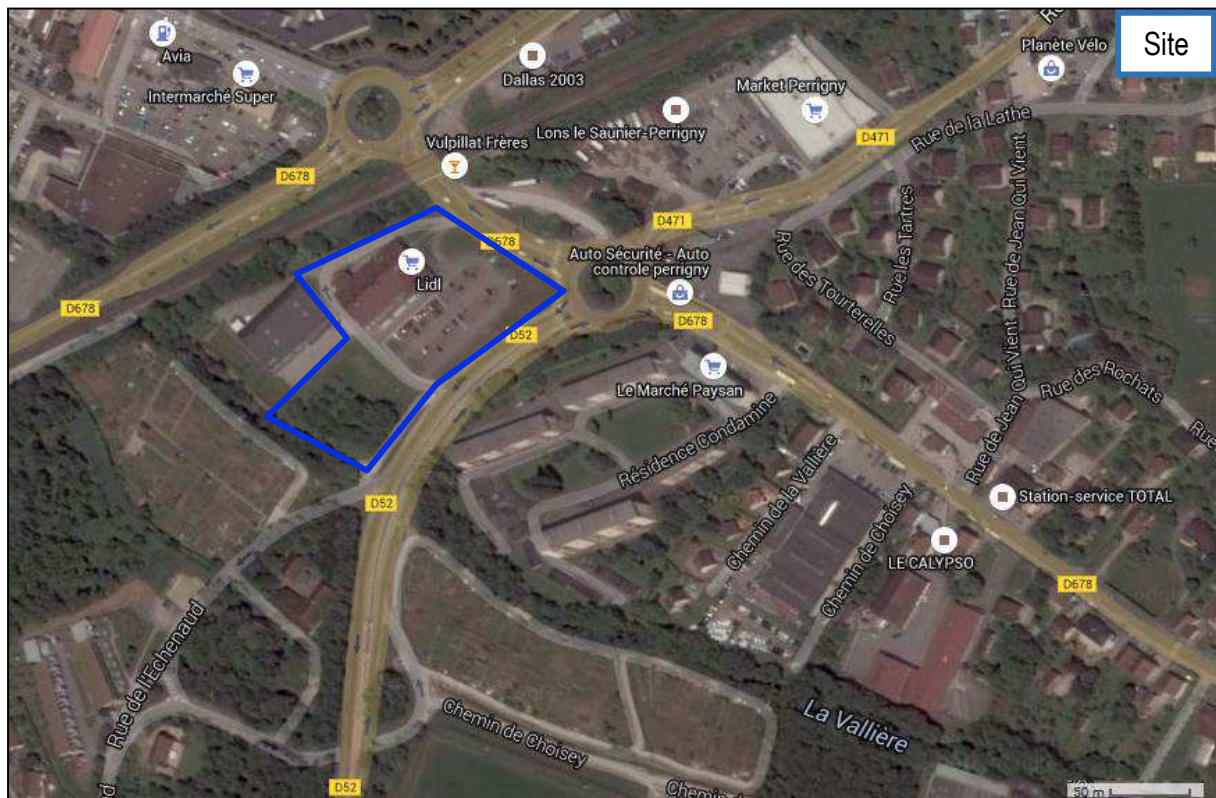
1. PLANS DE SITUATION

1.1 Extrait de carte IGN



Source : www.geoportail.fr

1.2 Image aérienne



Source : www.maps.google.fr

2. CONTEXTE DE L'ETUDE

2.1 Données générales

2.1.1 Généralités

Nom de l'opération : Construction d'un magasin Lidl
 Commune : PERRIGNY
 Code postal : 39 540
 Localisation : entre la route Départementale n°52, la Route Départementale n°678, les voies SNCF et le ruisseau de la Vallière
 Client : LIDL

2.1.2 Intervenants

Maître d'ouvrage : LIDL
 Maître d'œuvre : Ad'équation
 Architecte : Atelier d'Architecture du Pic

2.2 Documents communiqués

Les documents qui nous ont été communiqués et ont été utilisés dans le cadre de ce rapport sont les suivants :

Document	Échelle	Origine - Référence	Indice	Date
Extrait cadastral	1/1250	Direction Générale des Finances Publiques	-	27/05/2016
Plan topographique	1/500	ABCD – Plan L61531	2	12/2015
Plan des réseaux	1/500	ABCD – Plan L61531	2	12/2015
Plan de masse de l'existant	1/500	ABCD – Plan L61531	2	12/2015
Plan de masse du projet	1/500	Atelier d'Architecture du Pic – Plan PC NFK PC2	0	23/12/2015
Plan de masse du projet	1/500	Ad'équation – Plan APS	0	2/05/2016
Coupes et élévations	1/200	Atelier d'Architecture du Pic – Plan PC NFK PC3	0	23/12/2015
Rapport d'étude géotechnique G12 phase 1 sans plan	-	Géotec – Rapport G12 03/3349/BESAN	-	17/09/2003

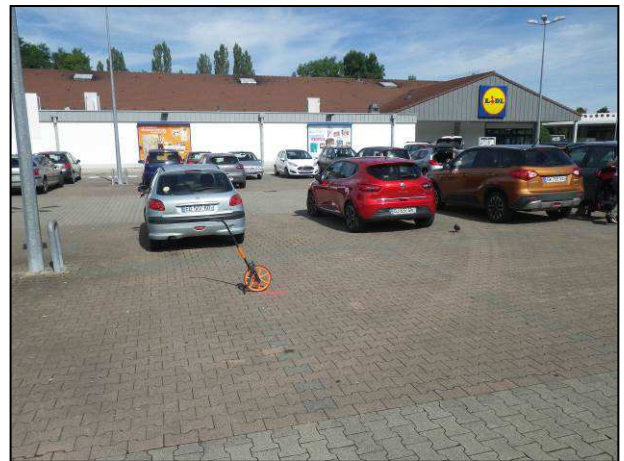
2.3 Description du site

2.3.1 Occupation du site

L'ilot foncier concerné de 11 866 m² se situe à l'intersection de la route Départementale n° 52 et la Route Départementale n° 67 sur la commune de PERRIGNY (39).

Lors nos interventions, en août 2016, le site était occupé par :

- Le magasin Lidl existant qui sera démolí ultérieurement :



- Les voiries et le parking attenants au magasin qui seront réaménagés :



- Des espaces verts en périphérie du site et au Sud une zone boisée relativement dense :



2.3.2 Avoisinants dans la zone d'influence géotechnique

Le site est mitoyen d'un magasin de l'enseigne Promocash avec ses voiries et parking attenants :

Nous notons également le magasin Lidl actuel qui ne sera démolé qu'ultérieurement et dont le niveau du dallage est à la cote 274.18 m NGF.

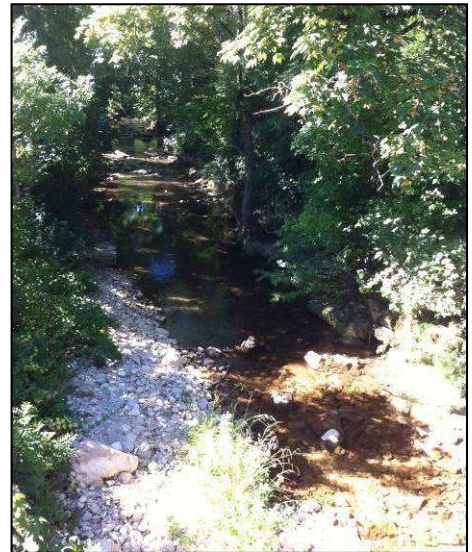
De par les formes de pente au niveau des voiries actuelles, son niveau varie de 273.8 à 274.8 m NGF.

Les revêtements de voiries sont constitués de pavés autobloquants et d'enrobés bitumineux.

De par son occupation actuelle, il existe de très nombreux réseaux enterrés (électricité, fibre optique, eau potable et eaux usées) à des profondeurs variables et dont la localisation précise est mal connue.

Le site d'étude est également délimité :

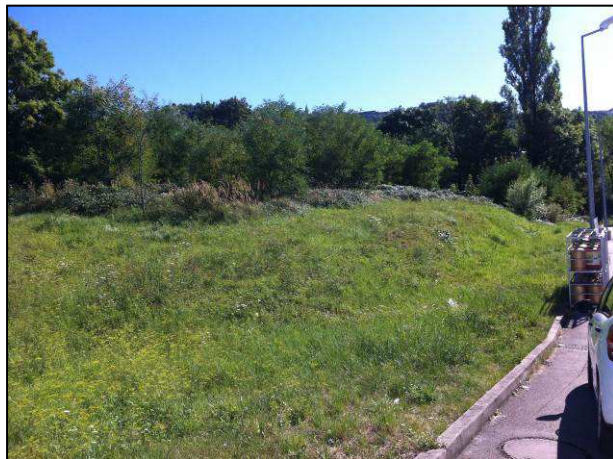
- En limite Nord-Ouest : par une voie ferrée,
- Au Nord : par une Route Départementale,
- À l'Est par : par une Route Départementale,
- Au Sud : par le ruisseau de la Vallière qui coule à environ 2 m en contrebas du site.



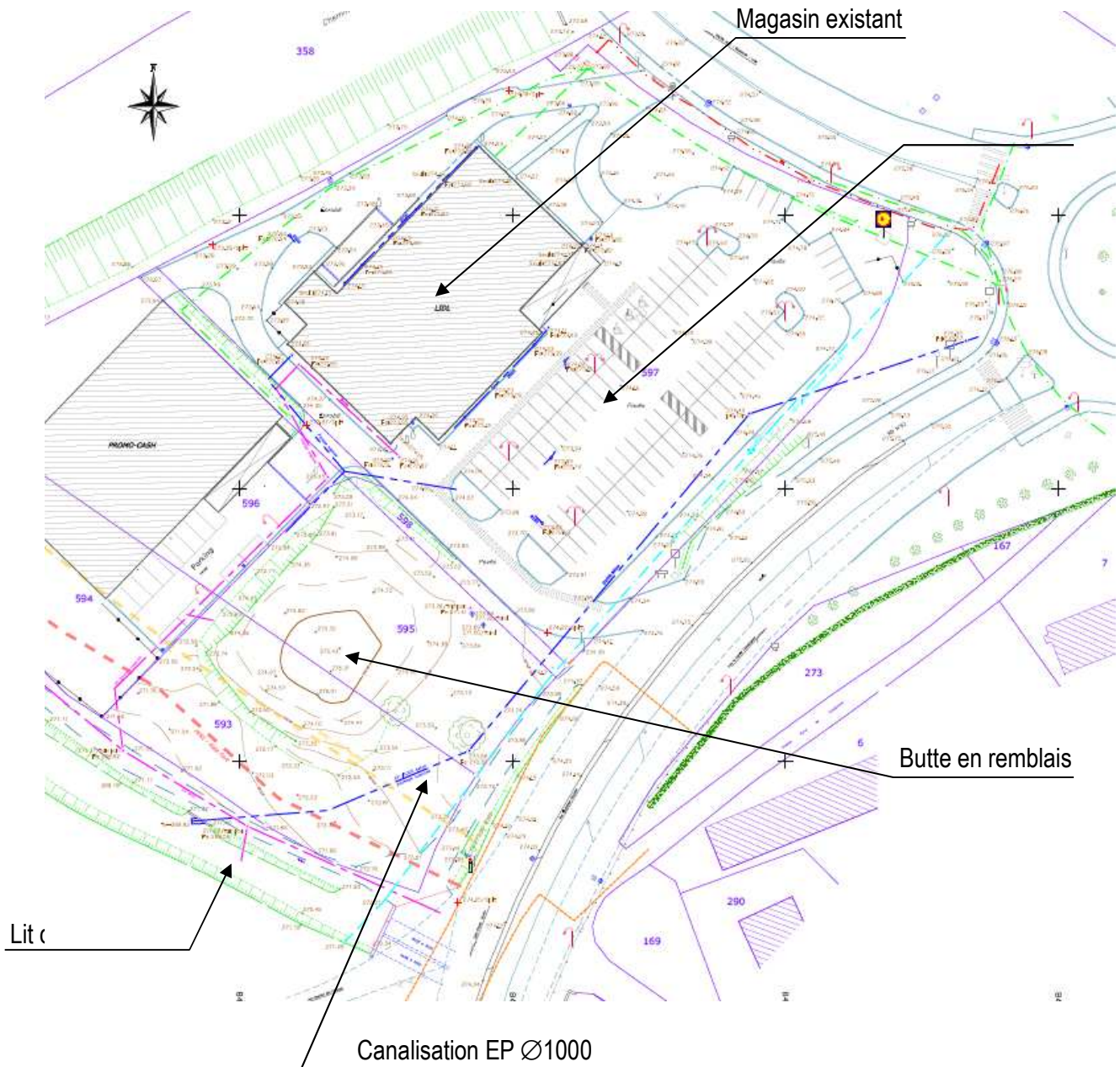
2.3.3 Topographie du site

Au niveau topographique, le terrain naturel présente une légère pente descendante vers le Sud-Ouest en direction du thalweg creusé par le lit de la Vallière.

On note la présence d'une butte de 1 à 3 m de hauteur dans la zone végétalisée au Sud.



Le terrain actuel a néanmoins été réaménagé lors des constructions précédentes, et il est possible que cette butte soit constituée des déblais issus des terrassements antérieurs.



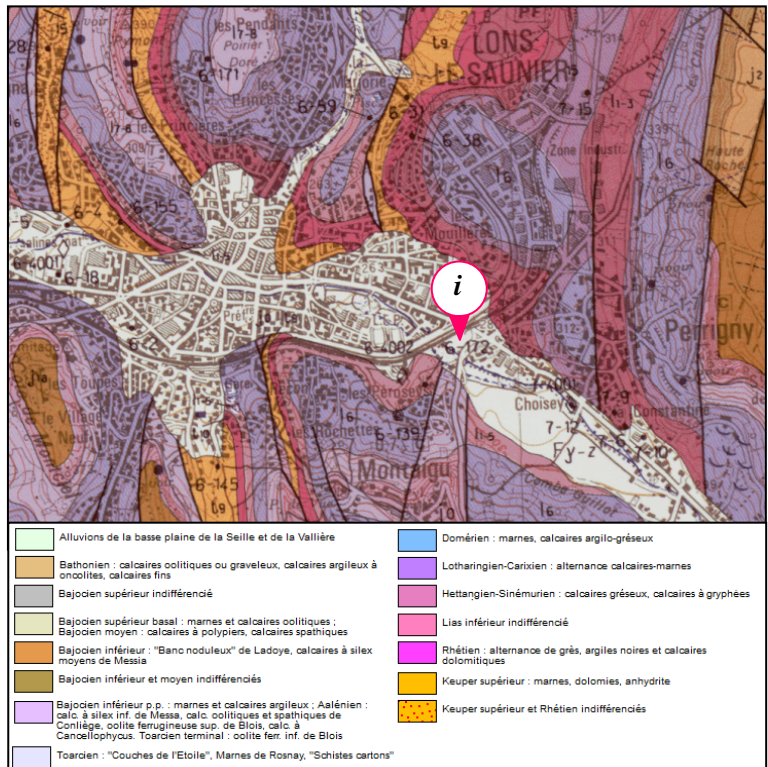
Les cotes du terrain actuel dans l'emprise du projet varient de 271 m NGF à l'extrémité Sud du site à 276 m NGF au Nord et au niveau de la butte.

Le magasin Lidl actuel est à la cote 274.18 m NGF et les voiries actuelles, son niveau varie de 273.8 à 274.8 m NGF.

2.3.4 Contexte géologique

D'après la carte géologique de LONS LE SAUNIER au 1 / 50 000, la suite lithologique devrait être constituée des formations suivantes, avec de haut en bas :

- Les remblais liés à l'aménagement du site,
- Des alluvions de la Vallière, argilo-limoneuses en tête puis argileuses et plus ou moins sableuses et graveleuses en profondeur,
- Un substratum du Jurassique pouvant être argileux, marneux, calcaire ou gréseux et potentiellement très fracturé voire broyé (présence de failles).



Source : www.infoterre.brgm.fr

2.3.5 Contexte hydrogéologique

D'un point de vue hydrogéologique, il existe probablement une nappe liée à la Vallière et dont le niveau peut fortement fluctuer dans le temps.

Par ailleurs des circulations erratiques dont la profondeur et la direction peuvent fortement varier dans le temps et poches de stagnation ne sont pas exclues dans les horizons superficiels et remblais.

2.3.6 Contexte sismique

Depuis le 1^{er} mai 2011, le nouveau zonage sismique de la France (décret n°2010-1255 du 22/10/2010) est désormais applicable. Le site étudié est classé en zone de sismicité 3 (modérée).

2.4 Caractéristiques de l'avant-projet

2.4.1 Description de l'ouvrage

Il est prévu la construction d'un nouveau magasin de l'enseigne Lidl sur un terrain sis à l'intersection de la route Départementale n° 52 et la Route Départementale n° 67 sur la commune de PERRIGNY (39).

Les caractéristiques principales du projet qui nous ont été communiquées sont les suivantes :

- Construction d'un bâtiment commercial :
 - d'un seul niveau qui sera calé autour de la cote 273.00 m NGF, soit en déblais de 1 à 2 m d'épaisseur par rapport au terrain actuel,
 - avec localement une mezzanine,
 - sans sous-sol, mais avec un quai de chargement-déchargement en déblais d'environ 1.2 m,
 - dont l'emprise au sol sera d'environ 2436 m² avec une surface de vente de 1421 m²,
- Aménagement de voiries ainsi que 153 places de stationnement pour véhicules légers sur une surface d'environ 6425 m², les trafics envisagés ne nous ont pas été communiqués mais ils devraient être relativement faibles (moins de 2 poids lourds par jour et par sens de circulation),
- Construction d'un parc à chariots sur le parking,
- Aménagement d'espaces verts en périphérie du site sur une surface d'environ 2685 m².

Le projet prévoit la réalisation de terrassements liés :

- à la démolition des ouvrages existants,
- au reprofilage du terrain afin d'aménager le parking sur une plateforme subhorizontale calée autour de la cote 273.0 m NGF avec une forme de pente, ce qui impliquera des terrassements en déblais jusqu'à 2 m d'épaisseur.

Toute modification du projet (importance, implantation, niveau, conception ...) peut rendre les conclusions de cette étude inadaptées.

2.4.2 Sollicitations appliquées aux fondations et aux niveaux bas

Les sollicitations appliquées aux fondations ne sont pas connues au stade actuel de l'étude.

Les ordres de grandeur sollicitations moyennes aux ELS devraient être de l'ordre de :

- 60 à 300 kN (6 à 30 t) sous appui ponctuel,
- 50 à 150 kN/ml (5 à 15 t/ml) sous appui linéaire,
- Tassements admissibles inférieurs à 2 cm.

Les surcharges d'exploitation uniformément réparties au niveau bas seront de l'ordre de :

- 10 kPa (1 t/m²) au droit du bâtiment et sous l'auvent,
- 20 kPa (2 t/m²) au droit du quai de déchargement et du local poubelle,
- 5 kPa (0.5 t/m²) au droit de l'abri à chariots.

Dans le cas de charges réelles différentes des estimations ci-dessus, il conviendrait de revoir tout ou partie de nos conclusions.

Il conviendra donc de s'assurer que les systèmes de fondations préconisés et les dispositions retenues sont compatibles avec les charges réellement apportées et les caractéristiques de l'ouvrage.

2.5 Mission GINGER CEBTP

La mission de GINGER CEBTP est conforme au contrat n° RDI2.G.0150.

Il s'agit d'une étude géotechnique préalable (G1) et de conception en phase avant-projet (G2 AVP) selon la norme AFNOR NF P 94-500 de novembre 2013 sur les missions d'ingénierie géotechnique.

ETUDES D'ESQUISSE : mission d'étude géotechnique préalable (G1) :

▶ Phase Étude de Site (ES) :

- Réaliser une enquête documentaire géologique (et non historique) pour décrire le cadre géotechnique du site,
- Préciser l'existence d'avoisinants,
- Fournir une première identification des risques géotechniques majeurs.

▶ Phase Principes Généraux de Construction (PCG) :

- Définir un programme d'investigations géotechnique spécifique, le réaliser, en assurer le suivi technique et en exploiter les résultats,
- Donner une première approche de la zone d'influence géotechnique (ZIG),

ETUDES D'AVANT PROJET ET DE PROJET : mission d'étude géotechnique de conception (G2) :

Cette mission géotechnique portera exclusivement sur les ouvrages géotechniques suivants :

- Les fondations,
- Les terrassements et les soutènements associés, provisoires ou non,
- les assises des dallages et voiries.

Elle comprend la première des 3 phases successives qui composent la G2, à savoir :

▶ ETUDE D'AVANT PROJET (G2) Phase Avant-Projet (AVP) :

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

Cette étude sera complétée au fur et à mesure de l'avancement du projet par :

- Une étude géotechnique de conception en phase projet (G2 PRO),
- L'assistance pour la passation des contrats de travaux (G2 ACT),
- La supervision géotechnique d'exécution (G4) en phases Etude et Suivi.

Ces missions seront réalisées conformément à la norme AFNOR NF P 94-500 de novembre 2013 sur les missions d'ingénierie géotechnique.

Il convient de rappeler que les aspects non exhaustifs suivants ne font pas partie de la mission :

- Les niveaux d'eau caractéristiques (EB, EH, PHE) ;
- La reconnaissance de cavités ;
- L'évolution dans le temps de l'hydrogéologie locale ;
- La reconnaissance des anomalies géotechniques situées en dehors de l'emprise des investigations.

3. INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

3.1 Préambule

Les moyens de reconnaissance et d'essais ont été définis par le GINGER CEBTP en accord avec le Client.

Toutes les investigations prévues ont pu être réalisées fin août 2016.

3.2 Implantation et nivellement

L'implantation des sondages et essais in situ figure sur le plan d'implantation joint en annexe 2. Elle a été définie et réalisée par GINGER CEBTP en fonction du projet, de la configuration du site et de la localisation des réseaux enterrés.

L'altitude des têtes de sondages correspond au niveau du terrain actuel (TA) au moment des investigations.

Les sondages ont été nivelés dans le même repère que le plan topographique fourni (système NGF 69). Les cotes des têtes de sondages dans ce repère sont reportées ci-après.

3.3 Sondages, essais et mesures in situ

3.3.1 Investigations in situ

Les investigations suivantes ont été réalisées :

Type de sondage	Quantité	Dénomination	Profondeur	Cote de la tête
Sondage semi-destructif à la tarière hélicoïdale continue	9	T1	6.0 m/TA	274.7 m NGF
		T2	3.0 m/TA	272.5 m NGF
		T3	6.0 m/TA	272.7 m NGF
		T4	2.0 m/TA	273.4 m NGF
		T5	2.0 m/TA	274.1 m NGF
		T6	2.0 m/TA	274.3 m NGF
		T7	3.0 m/TA	274.8 m NGF
		T8	6.0 m/TA	274.1 m NGF
		T9	4.0 m/TA	274.4 m NGF
Sondage destructif avec enregistrement des paramètres ou Sondage semi-destructif à la tarière hélicoïdale continue	3	PR1	9.0 m/TA	274.0 m NGF
		PR2	9.0 m/TA	273.7 m NGF
		PR3	9.0 m/TA	274.0 m NGF
Exécution d'essais pressiométriques <i>Norme NF P94-110</i>	18			

La profondeur des sondages est conforme à celle définie au contrat.

Les coupes des sondages sont présentées en annexe 3, où l'on trouvera en particulier les renseignements décrits ci-après :

- ▶ Sondages semi-destructifs à la tarière continue :
 - coupe des sols
 - niveaux d'eau éventuels en cours de chantier
- ▶ Sondages destructifs :
 - coupe approximative des sols (l'interprétation des sols à partir des forages de type destructif est faite uniquement d'après l'examen des cuttings, des courbes de pénétration des sols et des diagraphies)
 - niveaux d'eau éventuels en cours de chantier
 - diagraphies des paramètres de forage enregistrés
 - vitesse d'avancement instantanée : VIA (m/h)
 - pression sur l'outil : PO (bar)
 - pression d'injection : PI (bar)
 - couple de rotation : CR (bar)
- ▶ Essais pressiométriques :
 - module pressiométrique : E_M (MPa)
 - pression limite nette : p_l^* (MPa)
 - pression de fluage nette : p_f^* (MPa)
 - rapport E_M/p_l

Les résultats des essais sont présentés sur les coupes correspondantes

3.3.2 Essais de perméabilité in situ

Les essais suivants ont été réalisés :

Type d'essai de perméabilité in situ	Dénomination	Sondage de référence	Profondeur de l'essai
Essai d'injection à charge constante dit « Nasberg »	EE1	PR1	2.6 m
Essai d'injection à charge variable dit « Nasberg »	EE2	T2	2.6 m

Les résultats de ces essais sont présentés en annexe 4, où l'on trouvera en particulier les renseignements décrits ci-après :

- ▶ Essais d'infiltration :
 - nature des sols
 - infiltration mesurée
 - perméabilité des sols

3.3.3 Piézométrie

Les équipements suivants ont été mis en place :

Équipement piézométrique	Sondage de référence	Profondeur
Piézomètre définitif de type fermé avec capot métallique <i>Norme NF P94-157-2</i>	PR1	7.0 m/TA

Le détail de l'équipement mis en place est indiqué sur la coupe de forage correspondante.

3.4 Essais en laboratoire

Dans le cadre de l'étude des voiries et des terrassements, les essais suivants ont été réalisés :

Identification des sols	Nombre	Norme
Teneur en eau pondérale W	4	<i>NF P 94-050</i>
Analyse granulométrique par tamisage	4	<i>NF P 94-056</i>
Analyse granulométrique par sédimentation	2	<i>NF P 94-057</i>
Valeur au bleu du sol (VBs)	4	<i>NF P 94-068</i>

Ces essais ont permis de classer les sols selon le GTR (norme NF P 11-300).

Les résultats de ces essais sont présentés en annexe 5, où l'on trouvera en particulier les renseignements décrits ci-après :

- ▶ Essais d'identification des sols :
 - notations relatives aux essais en laboratoire
 - résultats des essais décrits ci-avant
 - classe du matériau selon le GTR (norme NF P11-300)

Nota : les prélèvements d'échantillons sont la propriété du client. Ils seront conservés pendant un mois à compter de l'envoi du rapport. S'il le souhaite, le client pourra donc soit récupérer ses prélèvements, soit demander à ce qu'ils soient conservés. A défaut de demande expresse, les prélèvements seront mis au rebus.

4. SYNTHÈSE DES INVESTIGATIONS BIBLIOGRAPHIQUES ET IN SITU (MISSION G1)

4.1 Analyse et synthèse géotechnique

Cette synthèse devra être confirmée dans la mission d'étude géotechnique de conception phase Projet (G2 PRO).

4.1.1 Lithologie

A noter que la profondeur des formations est donnée par rapport au terrain tel qu'il était au moment de la reconnaissance.

L'analyse et la synthèse des résultats des investigations réalisées ont permis de dresser la coupe géotechnique schématique suivante :

► Revêtement de surface :

- **Horizon 0.TV : Terre végétale**
Épaisseur : de 0.1 à 0.5 m
- **Horizon 0.BB : Revêtement bitumineux**
Épaisseur : environ 0.1 m
- **Horizon 0.PA : Pavés autobloquants**
Épaisseur : environ 0.04 m

► Remblais :

- **Horizon 0.R1 : Remblais sablo-graveleux beiges**
Épaisseur : de 0.4 à 1.1 m
Caractéristiques géotechniques (2 essais) :
Pression limite (p_l) : 1.14 et 2.15 MPa
Module pressiométrique (E_M) : 10.8 et 11.4 MPa
Ces matériaux de bonnes caractéristiques mécaniques correspondent très certainement à des matériaux d'apport mis en œuvre lors de l'aménagement du site.
- **Horizon 0.R2 : Remblais limoneux plus ou moins sableux et/ou graveleux marron**
Épaisseur : de 0.9 à 3.4 m
Caractéristiques géotechniques (3 essais) :
Pression limite (p_l) : 0.37, 0.57 et 1.69 MPa
Module pressiométrique (E_M) : 2.8, 4.6 et 11.8 MPa
Cet horizon présente des caractéristiques mécaniques très variables, de très faibles à élevées en fonction de leur proportion plus ou moins importante en éléments fins.

Ils correspondent en grande partie à la butte présente au Sud du terrain, avec localement une surprofondeur au droit de notre sondage PR1 (surprofondeur qui peut éventuellement être expliquée par la présence d'une canalisation d'eau potable de grand diamètre enterrée (et donc à des remblais périphériques).

Ces matériaux correspondent probablement au remodelage du terrain avec les déblais évacués lors de l'aménagement antérieur du site. Ils n'ont probablement pas été compactés lors de leur mise en dépôt sur le site.

► **Terrain naturel :**

● **Horizon 1 : Limon sableux brun**

Épaisseur : 1.0 et 1.5 m en T2 et T6

De par sa présence ponctuelle et sa faible épaisseur, cet horizon n'a pas été testé d'un point de vue mécanique lors de la présente étude. Par extrapolation avec les résultats des sondages et essais réalisés par Géotec lors de leur étude en 2003, la compacité de cette couche est a priori faible (qd de 2 à 3 MPa).

● **Horizon 2 : Limon sableux et graveleux marron**

Épaisseur : de 0.9 à 2.6 m

Caractéristiques géotechniques (1 essai) :

Pression limite (pl) : 0.65 MPa

Module pressiométrique (E_M) : 6.3 MPa

Cet horizon présente des caractéristiques mécaniques faibles. Il n'a été rencontré que très ponctuellement au droit du magasin projeté.

● **Horizon 3 : Grave sableuse et limoneuse marron**

Épaisseur : au moins 0.8 à 6.1 m (arrêt des sondages dans cette formation)

Caractéristiques géotechniques (7 essais) :

Pression limite (pl) : 1.73 à 2.77 MPa (moyenne 2.3 MPa)

Module pressiométrique (E_M) : 10.0 à 18.5 MPa (moyenne 14 MPa)

Cet horizon présente des caractéristiques mécaniques élevées.

Nota : la transition entre les formations 2 et 3 est plus ou moins continue, ce qui rend la limite entre les couches assez subjective.

Remarques :

- Nous rappelons qu'il n'est pas toujours évident de distinguer les variations horizontales et/ou verticales éventuelles, inhérentes aux changements de faciès, compte tenu de la surface investiguée par rapport à celle concernée par le projet ; de ce fait, les caractéristiques indiquées précédemment ont un caractère représentatif mais non absolu ;
- Il ne nous a été communiqué aucun élément concernant le site, notamment des aménagements antérieurs ; il peut donc subsister des remblais de nature et épaisseur variables, ces derniers pouvant même être localement absents ;
- Les différentes formations rencontrées, de par leur nature alluvionnaire, peuvent présenter d'importantes variations verticales et horizontales de faciès et contenir des passages sableux et/ou graveleux (au sein des limons) ou limoneux (au sein des sables et graviers) plus ou moins importants (poches ponctuelles à horizon plus large) ; de même, les limons sableux de recouvrement peuvent présenter des surépaisseurs ou être localement absents.

4.1.2 Tableau récapitulatif

Le tableau ci-dessous donne la lithologie rencontrée au droit de chaque sondage, les coupes détaillées étant présentées en annexe :

Formations		PR1	PR2	PR3	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9
Revêtement	0.TV - Terre végétale	0.0 - 0.2 m 274.0 - 273.8 m NGF	0.0 - 0.2 m 273.7 - 273.5 m NGF	-	0.0 - 0.2 m 274.7 - 274.5 m NGF	0.0 - 0.1 m 272.5 - 272.4 m NGF	0.0 - 0.2 m 272.7 - 272.5 m NGF	-	-	0.0 - 0.5 m 274.3 - 273.8 m NGF	-	-	-
	0.BB – Revêtement bitumineux	-	-	-	-	-	-	0.0 - 0.1 m 273.4 - 273.3 m NGF	0.0 - 0.1 m 274.1 - 274.0 m NGF	-	-	-	-
	0.PA – Pavés autobloquants	-	-	0.0 - 0.04 m 274.0 - 273.96 m NGF	-	-	-	-	-	-	-	0.0 - 0.04 m 274.8 - 274.76 m NGF	0.0 - 0.04 m 274.1 - 274.06 m NGF
Remblais	0.R1 – Remblais sablo-graveleux beiges	-	0.2 - 1.1 m 273.5 - 272.6 m NGF	0.04 - 1.2 m 273.96 - 272.8 m NGF	-	0.1 - 0.5 m 272.4 - 272.0 m NGF	-	0.1 - 0.9 m 273.3 - 272.5 m NGF	-	-	0.04 - 0.5 m 274.76 - 274.3 m NGF	0.04 - 1.2 m 274.06 - 272.9 m NGF	0.04 - 1.2 m 274.36 - 273.2 m NGF
	0.R2 – Remblais limoneux et +/- graveleux marron	0.2 - 3.6 m 273.8 - 270.4 m NGF	-	-	0.2 - 3.0 m 274.5 - 271.7 m NGF	-	0.2 - 1.1 m 272.7 - 272.5 m NGF	-	0.1 - 1.2 m 274.0 - 272.9 m NGF	-	-	-	-
Terrain naturel	1 – Limon sableux brun	-	-	-	-	0.5 - 1.5 m 272.0 - 271.0 m NGF	-	-	-	0.5 - 2.0* m 273.8 - 272.3* m NGF	-	-	-
	2 – Limon sableux et graveleux marron	-	1.1 - 2.9 m 272.6 - 270.8 m NGF	-	-	-	1.1 - 1.9 m 272.5 - 270.8 m NGF	0.9 - 1.8 m 272.5 - 271.6 m NGF	-	NA	0.5 - 3.0* m 274.3 - 271.8* m NGF	1.2 - 3.8 m 272.9 - 270.3 m NGF	1.2 - 2.9 m 273.2 - 271.5 m NGF
	3 – Grave sableuse et limoneuse marron	3.6 - 9.2* m 270.4 - 264.8* m NGF	2.9 - 9.0* m 270.8 - 264.7* m NGF	1.2 - 9.0* m 272.8 - 265.0* m NGF	3.0 - 6.0* m 271.7 - 268.7* m NGF	1.5 - 3.0* m 271.0 - 269.5* m NGF	1.9 - 6.0* m 270.8 - 266.7* m NGF	1.8 - 2.0* m 271.6 - 271.4* m NGF	1.2 - 2.0* m 272.9 - 272.1* m NGF	NA	NA	3.8 - 6.0* m 270.3 - 268.1* m NGF	2.9 - 4.0* m 271.5 - 270.4* m NGF

* Arrêt du sondage

- Formation absente ou non reconnue

NA Formation non atteinte

4.2 Caractéristiques physiques des sols

Les procès verbaux des essais en laboratoire sont insérés en annexe. Les résultats de ces essais sont synthétisés ci-après :

Paramètre		Résultat			
Sondages		T3 - T4 - T9	T3 - T4 - T9	T1	T6
Profondeur		1.1 - 1.8 m	1.8 – 4.0 m	3.0 – 4.0 m	0.5 - 2.0 m
Nature du sol		2 - Limon sableux et graveleux	3 - Grave sableuse et limoneuse		1 - Limon sableux
Teneur en eau (Wn)		18.4 %	21.8 %	15.9 %	20.3 %
Analyse granulométrique	Passant à 20 mm	100 %	100 %	100 %	100 %
	Passant à 5 mm	90 %	80 %	80 %	96 %
	Passant à 2 mm	79 %	68 %	66 %	93 %
	Passant à 0.5 mm	66 %	54 %	52 %	87 %
	Passant à 80 µm	47 %	36 %	37 %	76 %
Analyse sédimentométrique	Passant à 2 µm	14 %	10 %	-	-
Valeur au Bleu du sol (VBs)		1.34	1.41	1.15	1.92
Classe GTR		A ₁	A ₁	A ₁	A ₁

Comme le montrent les résultats des essais, il s'agit d'une de **sols** plus ou moins limoneux et sablo-graveleux, avec une matrice **peu plastique**, et **non sensibles aux phénomènes de retrait et gonflement** de par la faible proportion d'argiles, de **classe A₁ au sens du GTR**.

4.3 Première approche du modèle hydrogéologique

4.3.1 Niveaux d'eau

Aucune arrivée d'eau n'a été observée dans les sondages lors des investigations fin août 2016.

Toutefois, au vu du contexte, des circulations d'eau ponctuelles ne sont pas à exclure au sein des formations superficielles notamment en cas de précipitations, avec des zones de stagnation dans les remblais et au toit des horizons moins perméables.

Il existe aussi une nappe liée à la Vallière et dont le niveau peut fortement fluctuer dans le temps.

Pour mieux préciser les fluctuations de cette nappe, il peut être réalisé un suivi régulier du niveau d'eau dans le piézomètre mis en place dans l'empreinte du sondage PR1.

Ce suivi piézométrique ne fait pas partie de la présente mission.

4.3.2 Perméabilité in situ

Afin d'estimer la perméabilité des terrains en place, des essais de perméabilité de type Nasberg adaptés au site et au projet, ont été réalisés. Les résultats de ces essais de perméabilité sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Formation	Sondage	Profondeur	Coefficient de perméabilité K
2 - Limon sableux et graveleux	PR1	2.6 m	$5 \cdot 10^{-7}$ m/s
3 - Grave sableuse et limoneuse	T2	2.6 m	$5 \cdot 10^{-5}$ m/s

Remarques importantes :

- les essais de type Nasberg ont tendance à sous-estimer la perméabilité des sols lorsque leur coefficient de perméabilité « k » est inférieur à 10^{-3} m/s en raison d'un colmatage inéluctable de la cavité par l'injection d'eau,
- nous rappelons qu'il s'agit d'essais ponctuels mesurant la perméabilité sur une surface très limitée par rapport au terrain étudié : des variations latérales ne sont donc pas exclues.

4.4 Risques naturels

4.4.1 Données parasismiques réglementaires

Selon le décret n°2010-1255 et la norme NF EN 1998 (EUROCODE 8), les principales données parasismiques déduites des éléments du projet et des reconnaissances effectuées dans le cadre de cette étude et présentées dans les paragraphes précédents, figurent dans le tableau ci-dessous :

Zone de sismicité		3
Caractéristiques du sol	Type de sol	B
	Paramètre de sol « S »	1.35

Pour préciser la classe du sol, des investigations complémentaires, notamment géophysiques (Masw, cross hole, down hole) peuvent être réalisées lors des phases ultérieures d'étude (notamment en G2 PRO).

La catégorie d'importance du projet est à définir par le maître d'ouvrage.

L'application des règles parasismiques est donc obligatoire et il faudra se reporter à l'EUROCODE 8 (Norme NF EN 1998) : « *Calcul des structures pour leur résistance au séisme* ».

4.4.2 Liquéfaction des sols sous séisme

Les reconnaissances réalisées dans le cadre de ce projet ne permettent pas de statuer sur le risque de liquéfaction.

Toutefois, compte tenu des caractéristiques mécaniques des terrains, ce risque semble négligeable.

4.4.3 Arrêtés de catastrophe naturelle

Il est à noter que la commune de PERRIGNY (39) a fait l'objet de plusieurs arrêtés de catastrophe naturelle :

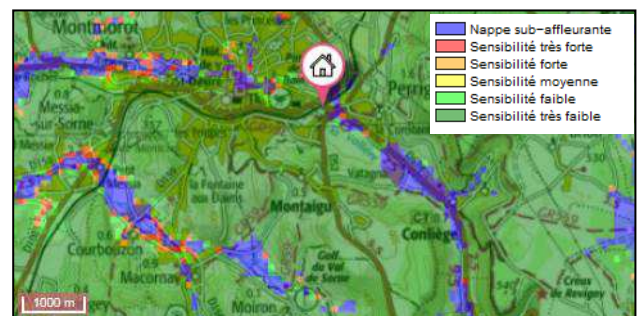
Type de catastrophe	Début le	Fin le	Arrêté du	Sur le JO du
Inondations et coulées de boue	16/05/1983	16/05/1983	21/06/1983	24/06/1983
Inondations et coulées de boue	24/10/1999	26/10/1999	28/01/2000	11/02/2000
Inondations, coulées de boue et mouvements de terrain	25/12/1999	29/12/1999	29/12/1999	30/12/1999
Inondations et coulées de boue	23/11/2002	24/11/2002	02/04/2003	18/04/2003
Mouvements de terrain différentiels consécutifs à la sécheresse et à la réhydratation des sols	01/07/2003	30/09/2003	11/01/2005	01/02/2005

Source : www.prim.net

Ces données ne sont pas cartographiées et il sera du ressort du Maître d'Ouvrage de s'assurer de l'absence de tels phénomènes au niveau du site.

4.4.4 Inondabilité

Après consultation du site du Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie sur les risques majeurs (www.georisques.gouv.fr – cf. extrait ci-contre), le site présente une sensibilité très faible aux risques d'inondations par remontée de la nappe.

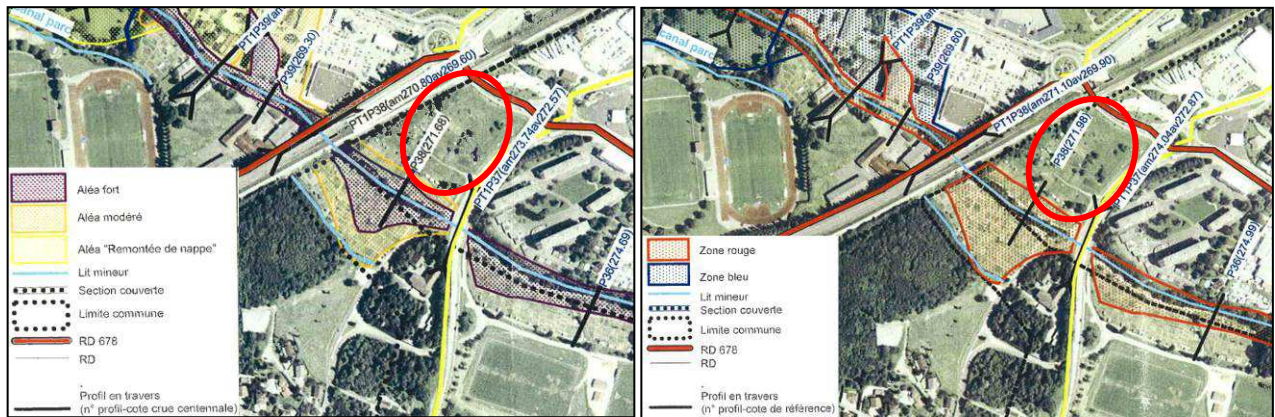


Source : www.georisques.gouv.fr

Après consultation du Plan de Prévention des Risques d'inondation (PPRi) de la Vallière, approuvé en mai 2007 (cf. extraits ci-dessous), le site n'est pas inondable par débordement de rivière.

On note que sur les cartes, le site apparaît comme concerné, avec un aléa modéré à fort et en zone rouge à l'extrémité Sud-Ouest du terrain.

Toutefois, il est à noter que ce PPRi a été réalisé avant les aménagements actuels du site, la cote de la crue centennale étant de 271.68 m NGF au droit du terrain et la crue de référence à la cote 271.98 m NGF, ce qui confirme que le terrain a été remblayé (cotes actuelles entre 271.3 et 275.4 m NGF dans cette zone).



Source : planche 5 de la carte d'aléas du PPRi de la Vallière Source : planche 5 du zonage réglementaire du PPRi de la Vallière

4.4.5 Mouvements de terrain

Après consultation du site du Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie sur les risques majeurs (www.georisques.gouv.fr), il apparaît qu'il n'y a aucun mouvement de terrain répertorié dans un rayon de 200 m autour du projet.

4.4.6 Potentiel de sensibilité aux phénomènes de retrait et gonflement

Après consultation du site du Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie sur les risques majeurs (www.georisques.gouv.fr – cf. extrait ci-contre), il apparaît que le terrain est situé en aléa faible.



Source : www.georisques.gouv.fr

4.4.7 Cavités

Après consultation du site du Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie sur les risques majeurs (www.georisques.gouv.fr), il apparaît qu'il n'y a aucune cavité naturelle répertoriée dans un rayon de 200 m autour du projet.

4.5 Risques résiduels

Les risques géotechniques résiduels sont en relation entre autres avec les paramètres suivants.

► La géologie

- à la présence en surface d'une couche de terre végétale,
- à la présence en surface d'un revêtement bitumineux ou de pavés autobloquants,
- à la présence de remblais de nature et épaisseur variables mis en œuvre au moment de l'aménagement du site, avec ici un manque d'information à ce sujet,

- aux variations latérales et verticales de faciès des différentes couches rencontrées (argile plus ou moins sableuse et/ou graveleuse),
- à l'instabilité des parois des fouilles dans un contexte frottant, en particulier à la traversée des remblais.

▶ **La nature des matériaux**

- à la compacité localement très faible à faible des remblais et terrains limono-argileux qui peut rendre le chantier difficile en période humide,
- à la sensibilité au remaniement mécanique à l'exécution des fouilles dans les formations rencontrées,
- à la sensibilité des terrains limoneux aux variations hydriques.

▶ **L'hydrogéologie**

- à la présence probable de circulations d'eau, voire de stagnations, notamment au niveau des remblais et des passages plus perméables par infiltration du ruissellement superficiel,
- à la présence d'une nappe liée à la Vallière.

▶ **L'environnement**

- à la présence d'ouvrages existants que l'on va démolir ultérieurement,
- à la présence de très nombreux réseaux enterrés (non protégés et non repérés précisément),
- à la présence de végétation, à laquelle est associée la présence de racines.

5. PRINCIPES GENERAUX DE CONSTRUCTION D'AVANT PROJET (MISSION G2 AVP)

5.1 Analyse du contexte et principes d'adaptation

Compte-tenu de ce qui a été indiqué dans les paragraphes précédents, les points essentiels ci-dessous sont à prendre en compte et conduiront les choix d'adaptation du projet :

5.1.1 Contexte géologique et géotechnique

La campagne d'investigations a permis de mettre en évidence que le site étudié s'intègre dans le contexte géologique des formations alluvionnaires de la vallée de la Vallière représenté par la coupe simplifiée suivante, sous une faible épaisseur de terre végétale (0.1 à 0.5 m) d'une structure de voirie (0.1 m) ou de pavés autobloquants (0.04 m) :

► **Des remblais :**

- Remblais d'apport sablo-graveleux (horizon 0.R1) reconnus jusqu'aux côtes 272.0 à terrain 274.3 m NGF et présentant de bonnes caractéristiques géotechniques,
- Remblais limoneux plus ou moins sableux et/ou graveleux (horizon 0.R2) reconnus jusqu'aux côtes 270.4 à 272.9 m NGF et correspondant très certainement à des matériaux remaniés et mis en dépôt lors de l'aménagement précédent du site ou dans le cas de surprofondeurs, aux remblaiement autour de la canalisation d'eau potable de grand diamètre enterrée sur le site,

- **Un limon sableux brun (horizon 1)** rencontrés ponctuellement jusqu'aux côtes 271.0 et 272.3 m NGF et présentant vraisemblablement une compacité faible ; les essais réalisés ont permis de classer ces sols en A_1 selon le GTR : il s'agit de sols peu plastiques et non sensibles aux phénomènes de retrait et gonflement,

- **Un limon sableux et graveleux marron (horizon 2)** rencontré localement jusqu'aux côtes 270.3 à 271.6 m NGF et présentant des caractéristiques mécaniques faibles ; les essais réalisés ont permis de classer ces sols en A_1 selon le GTR : il s'agit de sols peu plastiques et non sensibles aux phénomènes de retrait et gonflement,

- **Une grave sableuse et limoneuse marron (horizon 3)** rencontrée jusqu'à la fin des sondages jusqu'à à 9.2 m de profondeur (côtes 264.7 à 265.0 m NGF) et présentant des caractéristiques mécaniques élevées ; les essais réalisés ont permis de classer ces sols en A_1 selon le GTR : il s'agit de sols peu plastiques et non sensibles aux phénomènes de retrait et gonflement.

D'un point de vue hydrogéologique, il existe probablement :

- Une nappe, liée à la Vallière et dont le niveau peut fortement fluctuer dans le temps, voire remonter à la cote 271.7 m NGF pour la crue centennale,

- Des circulations d'eau erratiques, principalement au niveau des passages plus graveleux, mais dont la profondeur et la direction peuvent varier dans le temps,
- Des nappes de stagnation dans les remblais de surface et au toit des limons.

Les caractéristiques géomécaniques retenues à partir des valeurs obtenues (détaillées dans le paragraphe 4.1) sont les suivantes :

Nature du sol	Cote de la base	Valeurs pressiométriques		Classe GTR	Coefficient rhéologique du sol
		p_i	E_M		α
0.R1 - Remblais sablo-graveleux	272.0 à 274.3 m NGF	1.0 MPa	10 MPa	-	1/4
0.R2 - Remblais limoneux +/- sableux et/ou graveleux	270.4 à 272.9 m NGF	0.4 MPa	3 MPa	-	2/3
1 - Limon sableux	271.0 et 272.3 m NGF	-	-	A ₁	1/2
2 - Limon sableux et graveleux	270.3 à 271.6 m NGF	0.6 MPa	6 MPa	A ₁	1/2
3 - Grave sableuse et limoneuse	264.7 à 265.0 m NGF	1.7 MPa	10 MPa	A ₁	1/4

5.1.2 Rappel du projet

Nous rappelons qu'il est prévu la construction d'un nouveau magasin de l'enseigne Lidl dont les caractéristiques principales sont les suivantes :

- Construction d'un bâtiment d'un seul niveau (avec localement une mezzanine) qui sera calé autour de la cote 273.00 m NGF, sans sous-sol, mais avec un quai de chargement-déchargement en déblais d'environ 1.2 m, et dont l'emprise au sol sera d'environ 2436 m²,
- Aménagement de voiries ainsi que 153 places de stationnement pour véhicules légers sur une surface d'environ 6425 m², les trafics envisagés ne nous ont pas été communiqués mais ils devraient être relativement faibles (moins de 2 poids lourds par jour et par sens de circulation),
- Construction d'un parc à chariots sur le parking,
- Aménagement d'espaces verts en périphérie du site sur une surface d'environ 2685 m².

Le projet prévoit la réalisation de terrassements liés :

- à la démolition des ouvrages existants,
- au reprofilage du terrain afin d'aménager le parking sur une plateforme subhorizontale calée autour de la cote 273.0 m NGF avec une forme de pente, ce qui impliquera des terrassements en déblais de plusieurs mètres d'épaisseur mais rendant le projet (y-compris le quai) hors d'eau pour la crue de référence centennale.

Les ordres de grandeur sollicitations moyennes aux ELS devraient être de l'ordre de :

- 60 à 300 kN (6 à 30 t) sous appui ponctuel,
- 50 à 150 kN/ml (5 à 15 t/ml) sous appui linéaire,
- Tassements admissibles inférieurs à 2 cm.

Les surcharges d'exploitation uniformément réparties au niveau bas seront de l'ordre de :

- 10 kPa (1 t/m²) au droit du bâtiment et sous l'auvent,
- 20 kPa (2 t/m²) au droit du quai de déchargement et du local poubelle,
- 5 kPa (0.5 t/m²) au droit de l'abri à chariots.

Toute modification du projet (importance, implantation, niveau, conception ...) peut rendre les conclusions de cette étude inadaptées.

5.1.3 Orientations de l'avant-projet

Au vu des résultats des sondages et essais réalisés, il sera nécessaire de purger la totalité des remblais hétérogènes mis en évidence sur le site (formation 0.R2) et de les substituer par des matériaux d'apport de bonne qualité.

Ces remblais présentent localement des surprofondeurs au droit des sondages PR1 et T1. Il peut s'agir de surprofondeur ponctuelles ou linéaires, notamment si ces remblais sont liés à des terrassements lors de la mise en place de la canalisation d'eau potable de grand diamètre qui passe sous le terrain.

Pour un magasin avec un dallage au niveau fini à la cote 273.0 m NGF et pour les structures sous dallage préconisées ci-après, l'arase des terrassements sera autour de la cote 272.4 m NGF.

Dans ce cas, les épaisseurs résiduelles de remblais à purger (formation 0.R2) au droit du bâtiment sont les suivantes :

- 0.8 m au niveau du quai au droit du sondage PR1,
- 2.0 m au niveau du dallage au droit du sondage PR1,
- 0.7 m au niveau du dallage au droit du sondage T1.

Au droit des autres sondages réalisés, la totalité de ces matériaux sera évacuée lors des terrassements de reprofilage du terrain).

Compte tenu des points précédents, après la purge des remblais actuels et le reprofilage du terrain (avec localement une substitution dans les zones de surprofondeur de remblais reconnues au droit des sondages PR1 et T1, mais potentiellement aussi le long de la canalisation d'eau enterrée), on pourra alors envisager :

- Un dallage sur terre-plein avec une couche de forme granulaire,
- Un mode de fondations superficielles avec rattrapage au gros béton jusqu'au sol de l'horizon 3 (grave sableuse et limoneuse).

Ces principes sont détaillés dans les paragraphes suivants.

Nous rappelons que toute modification du projet ou des sols peut entraîner une modification partielle ou complète des adaptations préconisées. La mission géotechnique en phase projet (G2 PRO) devra, en particulier, étudier la nouvelle configuration.

5.2 Réalisation des terrassements

Nota : les indications données dans les chapitres suivants, qui sont fournies en estimant des conditions normales d'exécution pendant les travaux, seront forcément adaptées aux conditions réelles rencontrées (intempéries, niveau de nappe, matériels utilisés, provenance et qualité des matériaux, phasages, plannings et précautions particulières). Nous rappelons que les conditions d'exécution sont absolument prépondérantes pour obtenir le résultat attendu et qu'elles ne peuvent être définies précisément à l'heure actuelle. A défaut, seules des orientations seront retenues.

Pour insérer le projet dans le site, il est prévu de réaliser des terrassements en déblai pouvant atteindre ponctuellement 3 à 4 m (pour la purge des remblais mis en dépôt actuellement en partie Sud du terrain), puis des terrassements en remblai métriques.

5.2.1 Traficabilité en phase chantier

Les essais d'identification ont permis de classer tous les sols extraits, bien que différents et avec des variations de faciès, en A₁ selon le GTR.

Compte tenu de la classification précédente, les sols sont sensibles à l'eau et les sols graveleux sont en plus sensibles au ravinement et à l'affouillement.

En fonction des conditions rencontrées au moment des travaux, leur état hydrique est susceptible de varier fortement.

Par conséquent, les travaux devront être réalisés dans des conditions météorologiques favorables et période de nappe basse sinon le chantier pourrait rapidement devenir impraticable et nécessiter la mise en place de surépaisseurs en matériaux insensibles à l'eau.

Au droit des bâtiments et des voiries, l'état des plateformes au niveau prévu sera de qualité médiocre voire totalement décomprimé en cas d'intempéries ou de nappe basse (risques de remontées capillaires) ce qui posera d'importants problèmes de traficabilité.

Les travaux préparatoires pourront être ceux qui seront à réaliser pour mettre en place correctement la couche de forme (cf. paragraphe : niveau bas – dallage).

Pour ces mêmes raisons, les terrassements seront réalisés en rétro, en excluant le bouteur et la chargeuse chenillée ; toute circulation sur l'arase des terrassements sera proscrite.

5.2.2 Terrassabilité des matériaux

La réalisation des déblais ne devrait pas poser de problème particulier à l'extraction.

Toutefois, bien que nous n'en ayons pas trouvé au droit des sondages, il n'est pas exclu de rencontrer des blocs ou des passages plus compacts en phase travaux, notamment dans les remblais. Cela pourra alors nécessiter l'emploi d'engins spécifiques ou d'outils adaptés.

5.2.3 Réutilisation des matériaux du site

Les remblais graveleux présents sur le site pourront être réutilisés en tant que tels sous réserve d'une bonne homogénéisation préalable et d'analyses en laboratoire permettant de définir leur classe GTR moyenne.

La terre végétale sera réutilisée en tant que telle.

Les matériaux à dominante limoneuse seront réutilisés pour les modelages et espaces verts.

5.2.4 Drainage en phase chantier

Suite aux observations faites au cours de la campagne d'investigations, le terrain devrait en principe être sec. Cependant, des venues d'eau ou remontées capillaires peuvent apparaître exceptionnellement en cours de terrassement. Elles seront alors collectées en périphérie et évacuées en dehors de la fouille (captage).

Les dispositions spécifiques prévisibles seront adaptées au cas par cas pour assurer la mise au sec de la plateforme de travail à tout moment.

On veillera notamment à respecter les conditions ci-après :

- On vérifiera qu'il n'y a pas de points d'accumulation d'eau dans l'emprise du chantier, que les fossés provisoires sont en état de fonctionnement ainsi que leurs exutoires.
- Il conviendra de traiter les éventuelles arrivées d'eau par un drainage relié à un exutoire, associé à un éventuel pompage.

Pour les eaux de ruissellement, un drainage en crête de talus par fossé ou cunette pourra être envisagé.

Un second drainage (également par fossé ou cunette ou forme de pente) pourra être à prévoir en pied pour protéger le bâtiment des eaux du talus.

Toute zone décomprimée fera l'objet d'un traitement spécifique si elle doit recevoir un élément de l'ouvrage à porter (purge, compactage).

5.2.5 Remblais de substitution sous le bâtiment

Au droit du bâtiment, des surépaisseurs de remblais seront ponctuellement nécessaires pour le comblement des surprofondeurs de remblais médiocres à purger sous la plateforme du bâtiment projeté.

Les matériaux à purger et substituer seront validés par le géotechnicien qui aura la charge de la supervision du chantier (missions G3 pour l'Entreprise et G4 pour le Maître d'ouvrage).

Au droit des sondages et essais réalisés, cette substitution sera de 0.7 m en T1 et 2.0 m en PR1. Elle pourra être plus importante s'il était décidé de dévier la canalisation existante qui passe sous le projet ou de la conserver mais d'en refaire l'enrobage.

Les remblais actuels seront purgés entièrement et une substitution sera ensuite réalisée afin de rattraper la cote de la plateforme générale.

Le remblaiement sera réalisé avec des matériaux soigneusement sélectionnés, granulaires, insensibles à l'eau (VBs < 0.1 et passant à $80 \mu\text{m}$ < 10 %) et de granulométrie continue (type D_2 / D_3 ou R_{21} / R_{61}) et correctement mis en œuvre selon les recommandations du GTR et contrôlés :

- Soit par des essais à la plaque $\varnothing 60 \text{ cm}$, selon le mode opératoire du LCPC à chaque couche unitaire d'apport, et au minimum tous les mètres d'épaisseur, avec comme critères de réception :
 - Sur la première couche : $EV_2 \geq 30 \text{ MPa}$ et $EV_2/EV_1 \leq 2$
 - Sur les couches suivantes : $EV_2 \geq 50 \text{ MPa}$ et $EV_2/EV_1 \leq 2$
- Soit par des essais au pénétromètre dynamique sur toute la hauteur, avec comme critère de réception :
 - $q_c > 10 \text{ MPa}$ en tout point

Les matériaux, ainsi que les procédures de mise en œuvre et de contrôle devront répondre aux recommandations « Caractéristiques des matériaux de remblais supports de fondations » du L.C.P.C. de 1980 et au DTU 13.3.

5.2.6 Remblaiement périphérique après construction et derrière le quai

Compte tenu de la bonne qualité du sous-sol, les remblaiements périphériques peuvent être réalisés en toute fin de construction.

Concernant les poussées sur la partie faisant soutènement, on tablera sur une valeur du coefficient de poussée des terres au repos à long terme de 0.5 et on intégrera la surcharge sur le radier/dallage dans l'estimation des poussées.

Pour le remblaiement des survolumes terrassés à l'arrière des murs faisant soutènement, on tablera sur un matériau d'apport drainant dûment compacté à q_3 .

On veillera à mettre en œuvre d'un ferrailage plus important du dallage dans les parties situées immédiatement à l'arrière des murs faisant soutènement compte tenu des éventuelles difficultés au compactage du coin de remblaiement remplissant le volume de la fouille d'inscription du mur de soutènement entre niveaux décalés en altimétrie.

5.2.7 Talutages

Hors mitoyenneté et hors d'eau, les talus provisoires des fouilles pourront être dressés avec une pente de 3 de base pour 1 de hauteur.

Ces fruits de talus pourront être adaptés lors des terrassements si cela s'avère nécessaire.

Par ailleurs des hétérogénéités locales peuvent être rencontrées au fur et à mesure de l'ouverture des fouilles et provoquer des éboulements locaux. L'ensemble des talus devra être protégé des intempéries par des feuilles de polyane soigneusement fixées et des cunettes étanches en tête de talus.

Les talus définitifs pourront être dressés avec une pente de 3 de base pour 1 de hauteur et seront rapidement végétalisés pour éviter le ravinement et leur déstabilisation.

5.3 Niveau-bas - dallage

Après purge et substitution des remblais, la réalisation d'un dallage sur terre-plein sera envisageable compte tenu de la qualité du sol support après terrassement. Une couche de forme sera nécessaire avant sa mise en œuvre.

5.3.1 Conception et exécution

Préambule important : étant donné la nature des terrains qui seront présents en fond de fouille (limons sableux particulièrement sensibles aux changements d'état hydrique), les précautions d'exécution ainsi que la structure sous dallage indiquées ci-après sont valables uniquement dans des conditions météorologiques favorables (absence de précipitations et hors périodes pluvieuses) et pour une réalisation des dallages immédiatement après les terrassements.

La mise en œuvre de la structure sous dallage (couche de forme et couche de réglage) sera réalisée moyennant les précautions successives suivantes :

- Purge des remblais et de la terre végétale,
- Terrassement jusqu'au fond de forme,
- Purge des éventuelles poches médiocres et des sols détériorés par les engins de terrassement ou les eaux de pluie et substitution par des matériaux de bonne qualité géotechnique convenablement compactés,
- Compactage du fond de forme à 95 % de l'optimum Proctor normal (OPN) avec des engins adaptés,
- Mise en place d'un géotextile anticontaminant,
- Mise en œuvre de la structure sous dallage avec compactage de la couche de forme à 95 % de l'optimum Proctor normal (OPN).

La structure sous dallage pourra alors être envisagée de la manière suivante :

- Une couche de forme de 0.3 m d'épaisseur minimale en concassé insensible à l'eau, grave non traitée (GNT) 0/80 ou équivalent ;
- Une couche de réglage de 0.1 m d'épaisseur minimale en concassé insensible à l'eau, grave non traitée (GNT) 0/31.5 ou équivalent.

On veillera à respecter les recommandations du guide GTR édité en 1992 par le SETRA.

Les apports devront être granulaires, insensibles à l'eau (VBs < 0.1 et passant à 80 µm < 10 %) et de granulométrie continue. Il peut s'agir de matériaux de type D₂ / D₃ ou R₂₁ / R₆₁.

Il faudra également s'assurer qu'il ne subsiste pas de points durs ou des zones présentant des variations importantes d'épaisseurs de limons, sources de tassements différentiels.

Les dallages seront conçus conformément au DTU 13.3.

5.3.2 Contrôles

D'après le DTU 13.3 de mars 2005 applicable au projet, le module de Westergaard (Kw) à obtenir est de 50 MPa/m minimum sur la couche de forme avec un rapport EV2/EV1 < 2.

Par ailleurs, la nature des terrains et leur potentielle sensibilité à l'eau recommandent de procéder également à des essais de contrôle sur le fond de forme. Les valeurs à obtenir sont les suivantes :

$$EV2 > 20 \text{ MPa}$$

$$EV2/EV1 < 2$$

Si ces valeurs ne sont pas obtenues, des adaptations constructives seront à considérer (purge, surépaisseur de matériaux en couche de forme, géotextile, ...) en phase travaux. Les solutions devront être données en fonction de la configuration du site et du projet en phase d'exécution dans le cadre d'une mission de type G3 ou G4.

On s'assurera, d'autre part, que le compactage est correctement réalisé.

GINGER CEBTP se tient à la disposition du maître d'œuvre ou de l'entreprise pour la réalisation des essais de contrôle à tout stade de l'exécution.

5.3.3 Tassements prévisibles

Les hypothèses à retenir sur les modules Es sont les suivantes, conformément au DTU 13.3 :

Formation	Epaisseur au droit de nos sondages	α	Es
Remblais et couches de forme édifiés et réceptionnés selon les critères définis	0.4 à 2.0 m	1/4	50 MPa
1 - Limon sableux	-	1/2	-
2 - Limon sableux et graveleux	0.9 à 2.6 m	1/2	10 MPa
3 - Grave sableuse et limoneuse	> 0.8 à 6.1 m	1/4	40 MPa

Pour information, le tassement du dallage sera infra-centimétrique en fonction des terrassements prévus et pour des surcharges inférieures à 10 kPa (évaluation à partir du bicouche de Ménard).

Sous réserve de l'appréciation du Maître d'œuvre et du BET, ces déformations paraissent admissibles pour la destination prévue du dallage.

5.4 Fondations de la structure

5.4.1 Principe

Compte tenu des éléments précédents, une solution de fondations superficielles par semelles filantes et/ou isolées est envisageable.

Le sol d'assise des fondations devra être homogène, ce qui induit que les fondations devront toutes être ancrées d'au moins 0.3 m dans la grave sableuse et limoneuse (horizon 3) dont le toit a été atteint entre les cotes 270.3 et 272.8 m NGF au droit des sondages réalisés au niveau du bâtiment projeté.

Les reconnaissances ayant mis en évidence de fortes variations du niveau du toit d'ancrage, il faut donc s'attendre à des adaptations locales en cours de chantier, notamment des surprofondeurs liées aux substitutions réalisées et reprises par coulage de gros béton.

Dans tous les cas, l'encastrement devra assurer les conditions de mise hors gel des fondations, soit une profondeur minimale de 0.75 m par rapport à la plus proche surface exposée aux intempéries (cf. annexe O informative de la norme NF P 94-261).

5.4.2 Ebauche dimensionnelle

L'ébauche dimensionnelle des fondations est menée à partir des résultats pressiométriques, conformément à la norme NFP 94-261 de juin 2013 (Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles).

Capacité portante

Pour les calculs statiques, la charge verticale transmise par la fondation au terrain (V_d) doit être inférieure à la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle ($R_{v;d} + R_0$) :

$$V_d - R_0 \leq R_{v;d} \qquad R_{v;d} = \frac{R_{v;k}}{\gamma_{R;v}} = q_{v;d} \cdot A' \qquad R_{v;k} = \frac{A' \cdot q_{net}}{\gamma_{R;d;v}}$$

- Avec :
- R_0 : la valeur du poids de volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux
 - $R_{v;d}$: la valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle

- $\gamma_{R,v}$: un facteur partiel à considérer, égal à 2.30 à l'ELS quasi-permanent et caractéristique et 1.40 à l'ELU pour les situations durables et transitoires
 $R_{v,k}$: la valeur caractéristique de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle
 A' : la surface comprimée de la fondation (en tenant compte des excentrement éventuels)
 q_{net} : la contrainte associée à la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle
 $\gamma_{R,d,v}$: le coefficient de modèle lié à la méthode de calcul utilisée pour le calcul de la contrainte q_{net} (ici, 1.20 pour la méthode pressiométrique)

Calcul de la contrainte associée à la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle

La contrainte q_{net} du terrain sous une fondation est déterminée à partir de la relation suivante :

$$q_{net} = k_p \cdot p_{le}^* \cdot i_\delta \cdot i_\beta$$

- Avec : k_p : le facteur de portance pressiométrique qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol
 p_{le}^* : la pression limite nette équivalente
 i_δ : le coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement (on considère ici une charge verticale centrée, soit $i_\delta = 1.00$)
 i_β : le coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus de pente β (pour une fondation éloignée d'un talus, $i_\beta = 1.00$)

Compte tenu de la nature des sols et du projet, en supposant des descentes de charges verticales centrées ($i_\delta = 1.00$), la contrainte maximale à retenir est :

$$q_{net} = \mathbf{1\ 700\ kPa}$$

Soit : à l'ELS : $q_{v;d} = \frac{q_{net}}{2.76} = 615\ kPa$ (ancien q'_{ELS})

à l'ELU : $q_{v;d} = \frac{q_{net}}{1.68} = 1010\ kPa$ (ancien q'_{ELU})

Dans ces conditions, en supposant des descentes de charges verticales centrées ($i_\delta = 1.00$) et donc des semelles totalement comprimées ($A' = A$), les descentes de charges maximales V_d pouvant être reprises aux ELS sont de l'ordre de :

- 150 kN (soit 16 t) pour une fondation ponctuelle de 0.5 m de côté,
- 300 kN (soit 30 t) pour une fondation ponctuelle de 0.7 m de côté,
- 610 kN (soit 61 t) pour une fondation ponctuelle de 1.0 m de côté,
- 300 kN/ml (soit 30 t/ml) environ pour une fondation filante de 0.5 m de largeur.

Vérification de la stabilité vis-à-vis des sollicitations sismiques

Pour les calculs sismiques, la stabilité par rapport à une rupture par perte de capacité portante peut être vérifiée au moyen de l'expression suivante :

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{c_T} (\beta\bar{V})^{c_T}}{\bar{N}^a \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c_M} (\gamma\bar{M})^{c_M}}{\bar{N}^c \left[(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0$$

Les sollicitations (\bar{N} et \bar{V}), la force d'inertie du sol (\bar{F}) et la capacité portante ultime de la fondation sous charge verticale centrée (N_{\max}) pour les sols frottants sont définies selon les formules ci-après :

$$\bar{N} = \frac{\gamma_{Rd} N_{Ed}}{N_{\max}} \quad \bar{V} = \frac{\gamma_{Rd} V_{Ed}}{N_{\max}} \quad \bar{F} = \frac{a_g}{g \cdot \tan \phi'_d} \quad N_{\max} = \frac{1}{2} \rho \cdot g \left(1 + \frac{a_v}{g} \right) \cdot B^2 \cdot N_\gamma$$

- . Avec :
- ρ : la masse volumique du sol
 - a_g : l'accélération du sol (pour un sol de classe A)
 - S : le paramètre caractéristique de la classe de sol
 - B : la largeur de la fondation
 - \bar{c} : la résistance au cisaillement non drainé du sol (c_u)
 - γ_{Rd} : le coefficient partiel de modèle
 - N_{Ed} : l'effort normal lié aux actions sismiques
 - V_{Ed} : l'effort tranchant lié aux actions sismiques
 - a, b, c, d, e, f, k, k', c_T , c_M , c'_M , β , γ : des paramètres numériques dépendant du sol (cohérent ou frottant).

5.4.3 Tassements

Sous des descentes de charges de l'ordre de 150 à 600 kN ou 300 kN/ml, et les largeurs de fondation définies ci-avant, les tassements seront de 1 à 2 cm.

Les tassements théoriques calculés s'entendent pour une mise en œuvre des fondations selon les règles de l'Art.

Des descentes de charge hétérogènes peuvent conduire à des tassements différentiels dont l'amplitude devra être estimée dans le cadre d'une étude complémentaire de type G2.

En fonction des valeurs, une rigidification de la structure pourrait être nécessaire. On pourra notamment prévoir un renforcement des armatures des fondations et des chaînages tant horizontaux que verticaux.

5.4.4 Limites du dimensionnement

Dans le cas où les charges seraient inclinées (de par la présence d'efforts horizontaux ou moments ou encore pour des semelles excentrées) ou de la proximité de talus, il conviendra d'appliquer les coefficients minorateurs i_s et i_b (cf. les recommandations de l'annexe D de la norme NF P 94-261).

Les tassements ont été calculés selon les recommandations de l'annexe H pour des charges verticales centrées et pour des sollicitations et dimensions de semelles précises.

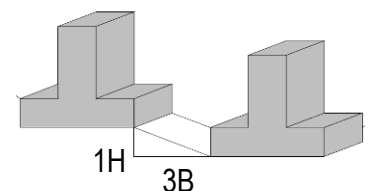
On rappelle que les tassements sont dimensionnants pour les ouvrages. Ainsi, en fonction de l'admissibilité des tassements, une limitation de charge pourra s'appliquer.

5.4.5 Dispositions constructives

Les choix constructifs ne peuvent être faits que par le BET structure mais les points suivants sont toutefois à signaler :

- Il est recommandé de ne pas descendre la largeur des fondations en dessous de 0.45 m pour des semelles continues et de 0.7 m pour des semelles ponctuelles pour des raisons de bonne exécution (cela permet d'assurer un enrobage correct des armatures standards) ;
- Il appartient au BET structure de vérifier que les tassements déterminés précédemment sont acceptables par l'ouvrage et les avoisinants ;
- La présence de sols compressibles conduit à prévoir des joints complets rapprochés en cas de bâtiment allongé et à chaque aile de bâtiment ;
- Dans les mêmes conditions, le niveau bas sera rigidifié au maximum pour limiter l'effet des tassements différentiels ;
- En cas de deux bâtiments ou de deux parties d'un même bâtiment, fondés de façon différente ou présentant un nombre de niveaux différent, il conviendra de s'assurer que la structure peut s'adapter sans danger aux tassements différentiels qui pourraient se produire ; dans le cas contraire, les projeteurs devront prévoir un joint de construction intéressant toute la hauteur de l'ouvrage, y compris les fondations elles-mêmes.

Par ailleurs, conformément à la norme NF P 94-261 et de l'Eurocode 8, des fondations établies à des niveaux différents et à proximité de talus doivent respecter la règle des 3 de base pour 1 de hauteur entre arêtes de fondations et/ou pied de talus.



La présence d'eau pourra entraîner des sujétions de blindage des parois et de pompage pour épuisement des fouilles et/ou rabattement de la nappe lors des travaux de fondation.

Afin d'éviter une décompression du sol de fondation, un béton de propreté sera immédiatement coulé après terrassement afin de le protéger.

La justification du dimensionnement devra faire l'objet d'une étude spécifique dans le cadre d'une étude de projet géotechnique (G2 PRO).

5.5 Protection des ouvrages vis-à-vis de l'eau

Il a été dit précédemment que la nappe phréatique pouvait remonter à la cote 271.7 m NGF lors des crues d'occurrence centennale. Le risque d'inondation du niveau bas par remontée intermittente de la nappe apparaît donc faible compte tenu de la cote finie du niveau bas du projet (y-compris le quai) mais la nappe pourra remonter dans les remblais d'assise de l'ouvrage.

Il sera donc nécessaire de prévoir un système de drainage périphérique pour protéger les parties enterrées du projet (soubassements). Il permettra de collecter les eaux et de les évacuer vers un exutoire adapté (cf. DTU 20.1).

Les drainages seront raccordés à une évacuation adaptée (gravitaire ou pompe de relevage), et rejetés dans les réseaux sous réserve de l'autorisation des services compétents concernés.

Dans tous les cas, un entretien régulier des ouvrages de drainage est nécessaire afin d'assurer la pérennité de son fonctionnement.

Les parties enterrées seront protégées en pied contre les infiltrations par un drainage périphérique conduit vers un exutoire. On remblaira autour du collecteur avec un matériau propre non argileux (type D2 ou D3) ; sinon, le dimensionnement de l'ouvrage devra se faire en tenant compte d'une pression hydrostatique horizontale sur toute la hauteur de la partie enterrée.

5.6 Protection des ouvrages vis-à-vis du risque sismique

Disposition générales à respecter :

- Système de fondation homogène sous un même corps de bâtiment, à moins de délimiter des parties par joints parasismiques ;
- Eviter les fondations isolées non reliées par des longrines ;
- Ne pas fonder les constructions à cheval sur deux ou plusieurs types de sol de caractéristiques géotechniques très différentes, ou sur des discontinuités naturelles du sol : fractures, ressauts, brusque, changement de pente, ... ;
- Encastrement fortement les fondations dans les sols meubles ;
- Veiller à ce que l'assise des fondations soit horizontale ;
- En cas de niveaux enterrés, les prévoir sur toute l'emprise de la construction ou, à défaut, sur une partie séparée par un joint parasismique ;
- Si la stratification des couches géologiques est inclinée, la totalité des fondations doit descendre dans un niveau de sol identique, éventuellement avec décrochement de niveaux bas, de préférence inférieur à 1.2 m ;
- Ne pas fonder les ouvrages sur des sols liquéfiables ;
- Prévoir tout éléments raidisseurs dans la structure, tels que chaînages, voiles, longrines, ...

5.7 Voiries

5.7.1 Couche de forme sous voiries

La partie supérieure des terrassements sera constituée par des sols limono-sableux et potentiellement graveleux (horizons 1, 2 et 3) tous trois de classe A₁ selon le GTR.

Ainsi, si ces sols sont dans un état hydrique moyen ou sec au sens du GTR lors des travaux, la PST peut être estimée, en fonction des sols en présence, pour le sol support sans drainage ni amélioration, en PST 1 / AR 1.

Les travaux devront donc être réalisés en période météorologique favorable et nappe basse afin d'obtenir des matériaux en état hydrique moyen à sec et pour permettre une circulation des engins sur la PST sans difficulté, sinon le sol support pourrait chuter en PST0 / AR0.

Pour un sol support en PST 1 / AR 1, la réalisation des voiries légères et des voiries lourdes pourra être réalisée en respectant préalablement les conditions suivantes :

- Purge préalable des poches de sols décomprimées ou détériorées par les engins de terrassement ou encore par l'eau de pluie après avoir atteint le niveau du fond de forme ;
- Mise en œuvre d'un géotextile anticontaminant ;
- Mise en œuvre d'une couche de forme sous voirie en concassé 0/80 ou équivalent, matériaux devront être granulaires, insensibles à l'eau (VBs < 0.1 et passant à 80 µm < 10 %) et de granulométrie continue : il peut s'agir de matériaux de type D2 / D3 ou R21 / R61.

Pour les **voiries légères**, si ces dernières sont différenciées, l'épaisseur minimale de la couche de forme sera de 0.4 m d'épaisseur minimale. La structure sera mise en œuvre avec pour base de dimensionnement les valeurs suivantes mesurables par essais à la plaque qui permettront d'obtenir une PF2 :

$$\begin{aligned}EV2 &> 50 \text{ MPa} \\EV2/EV1 &< 2.2\end{aligned}$$

Pour les **voiries lourdes**, ou l'ensemble des voiries du site si les voiries lourdes et légères ne sont pas différenciées, l'épaisseur minimale de la couche de forme sera de 0.6 m d'épaisseur minimale. La structure sera mise en œuvre avec pour base de dimensionnement les valeurs suivantes mesurables par essais à la plaque qui permettront d'obtenir une PF2 :

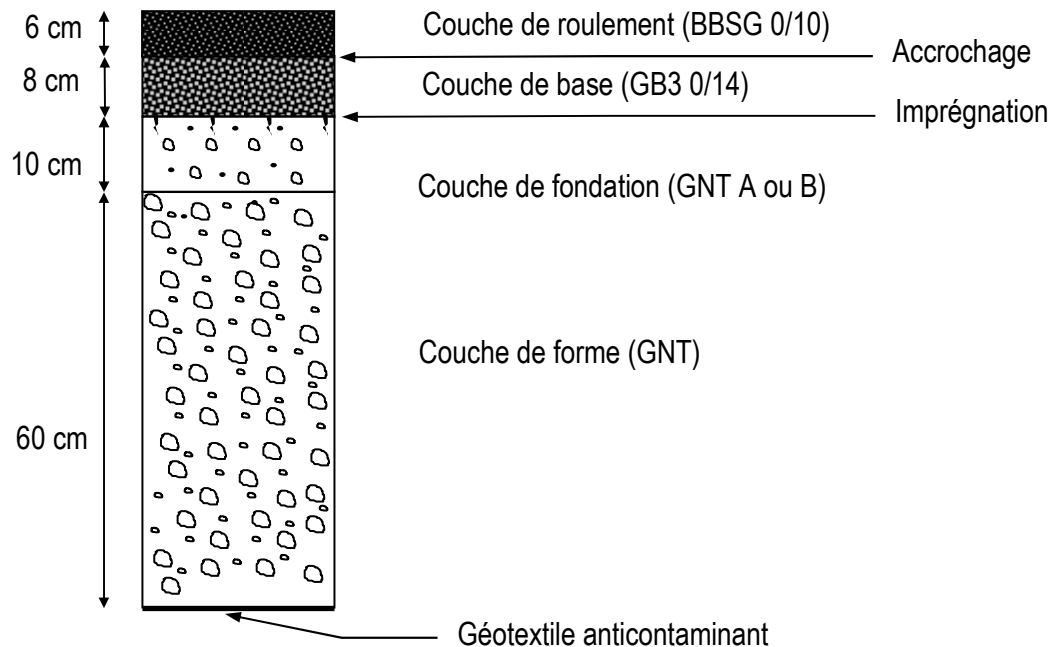
$$\begin{aligned}EV2 &> 70 \text{ MPa} \\EV2/EV1 &< 2.2\end{aligned}$$

GINGER CEBTP se tient à la disposition de la Maîtrise d'Œuvre ou de l'Entreprise pour la réalisation de ces essais de contrôle.

5.7.2 Structure type de chaussée

La classe de trafic sera T5 pour les voiries lourdes.

A titre indicatif, la structure unique retenue pour les voiries est la suivante :



Le sol d'assise étant sensible vis-à-vis des variations hydriques et hétérogène, nous préconisons une structure souple. Cependant, quel que soit le soin apporté à la réalisation des couches de chaussée, des déformations se produiront inévitablement.

Nous avons pris comme référence l'indice de gel de la station la plus proche, c'est à dire celle de DIJON, soit :

- IR = 130 °C x jours pour des hivers rigoureux non exceptionnels,
- IR = 200 °C x jours pour des hivers rigoureux exceptionnels.

Pour cette structure, les conditions de mise hors-gel seront respectées pour des hivers rigoureux non exceptionnels mais pas pour les hivers rigoureux exceptionnels (dans ce cas, la surépaisseur de GNT nécessaire pour rendre la structure hors gel serait d'environ 10 cm).

Les conditions de mise en œuvre des matériaux sont définies par le GTR et la norme NF P98-150. Les liants utilisés pour la couche d'accrochage seront adaptés au matériau hydrocarboné choisi.

GINGER CEBTP se tient à la disposition de la Maîtrise d'Œuvre ou de l'Entreprise pour la réalisation des essais de contrôle.

6. OBSERVATIONS MAJEURES

On s'assurera que la stabilité des ouvrages et des sols avoisinants le projet est assurée pendant et après la réalisation de ce dernier.

Les conclusions du présent rapport ne sont valables que sous réserve des conditions générales des missions géotechniques de l'Union Syndicale Géotechnique fournies en annexe 1 (norme NF P94-500 de novembre 2013).

Nous rappelons que cette étude a été menée dans le cadre de l'avant-projet (G2 AVP) et que, conformément à la norme NF P94-500 de novembre 2013, une étude de projet (G2) doit être envisagée (collaboration avec l'équipe de conception) pour :

- Permettre l'optimisation du projet avec, notamment, prise en compte des interactions sol / structure ;
- Vérifier la bonne transcription de toutes les préconisations dans les pièces techniques du marché.

GINGER CEBTP peut prendre en charge la maîtrise d'œuvre dans le domaine de la géotechnique, au stade du projet.

ANNEXE 1 : NOTES GENERALES SUR LES MISSIONS GEOTECHNIQUES

Classification des missions types d'ingénierie géotechnique
Schéma d'enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique

Tableau 1 - Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique

Extrait de la norme AFNOR sur les MISSIONS D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE (NF P 94.500 - version de Novembre 2013 - page 15)

Enchaînement des missions G1 à G4	Phases de la maîtrise d'œuvre	Mission d'ingénierie géotechnique (GN) et Phase de la mission		Objectifs à atteindre pour les ouvrages géotechniques	Niveau de management des risques géotechniques attendu	Prestations d'investigations géotechniques à réaliser
Étape 1 : Étude géotechnique préalable (G1)		Étude géotechnique préalable (G1) Phase Étude de Site (ES)		Spécificités géotechniques du site	Première identification des risques présentés par le site	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
	Étude préliminaire, esquisse, APS	Étude géotechnique préalable (G1) Phase Principes Généraux de Construction (PGC)		Première adaptation des futurs ouvrages aux spécificités du site	Première identification des risques pour les futurs ouvrages	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
Étape 2 : Étude géotechnique de conception (G2)	APD/AVP	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Avant-projet (AVP)		Définition et comparaison des solutions envisageables pour le projet	Mesures préventives pour la réduction des risques identifiés, mesures correctives pour les risques résiduels avec détection au plus tôt de leur survenance	Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	PRO	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Projet (PRO)		Conception et justifications du projet		Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	DCE/ACT	Étude géotechnique de conception (G2) Phase DCE / ACT		Consultation sur le projet de base / Choix de l'entreprise et mise au point du contrat de travaux		
Étape 3 : Études géotechniques de réalisation (G3/G4)		À la charge de l'entreprise	À la charge du maître d'ouvrage			
	EXE/VISA	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Étude (en interaction avec la phase Suivi)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision de l'étude géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase Supervision du suivi)	Étude d'exécution conforme aux exigences du projet, avec maîtrise de la qualité, du délai et du coût	Identification des risques résiduels, mesures correctives, contrôle du management des risques résiduels (réalité des actions, vigilance, mémorisation, capitalisation des retours d'expérience)	Fonction des méthodes de construction et des adaptations proposées si des risques identifiés surviennent
DET/AOR	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Suivi (en interaction avec la phase Étude)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision du suivi géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase Supervision de l'étude)	Exécution des travaux en toute sécurité et en conformité avec les attentes du maître d'ouvrage	Fonction du contexte géotechnique observé et du comportement de l'ouvrage et des avoisinants en cours de travaux		
À toute étape d'un projet ou sur un ouvrage existant	Diagnostic	Diagnostic géotechnique (G5)		Influence d'un élément géotechnique spécifique sur le projet ou sur l'ouvrage existant	Influence de cet élément géotechnique sur les risques géotechniques identifiés	Fonction de l'élément géotechnique étudié

Tableau 2 - Classification des missions d'ingénierie géotechnique

Extrait de la norme AFNOR sur les MISSIONS D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE (NF P 94.500 - version de Novembre 2013 - pages 16 et 17)

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

ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)

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

Phase Étude de Site (ES)

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

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

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

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

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

ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

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

Phase Avant-projet (AVP)

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

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

Phase Projet (PRO)

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

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

Phase DCE / ACT

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

- Établir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de

réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase Projet avec plans, notices techniques, cahier des charges particulières, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel).

— Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques, participer à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

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

ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)

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

Elle comprend deux phases interactives :

Phase Étude

— Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

— Étudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment établissement d'une note d'hypothèses géotechniques sur la base des données fournies par le contrat de travaux ainsi que des résultats des éventuelles investigations complémentaires, définition et dimensionnement (calculs justificatifs) des ouvrages géotechniques, méthodes et conditions d'exécution (phasages généraux, suivis, auscultations et contrôles à prévoir, valeurs seuils, dispositions constructives complémentaires éventuelles).

— Élaborer le dossier géotechnique d'exécution des ouvrages géotechniques provisoires et définitifs : plans d'exécution, de phasage et de suivi.

Phase Suivi

— Suivre en continu les auscultations et l'exécution des ouvrages géotechniques, appliquer si nécessaire des dispositions constructives prédéfinies en phase Étude.

— Vérifier les données géotechniques par relevés lors des travaux et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats).

— Établir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et fournir les documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO)

SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

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

Phase Supervision de l'étude d'exécution

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

Phase Supervision du suivi d'exécution

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

— donner un avis sur la prestation géotechnique du DOE et sur les documents fournis pour le DIUO.

DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

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

— Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.



— Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans la globalité du projet ou dans l'étude de l'état général de l'ouvrage existant.

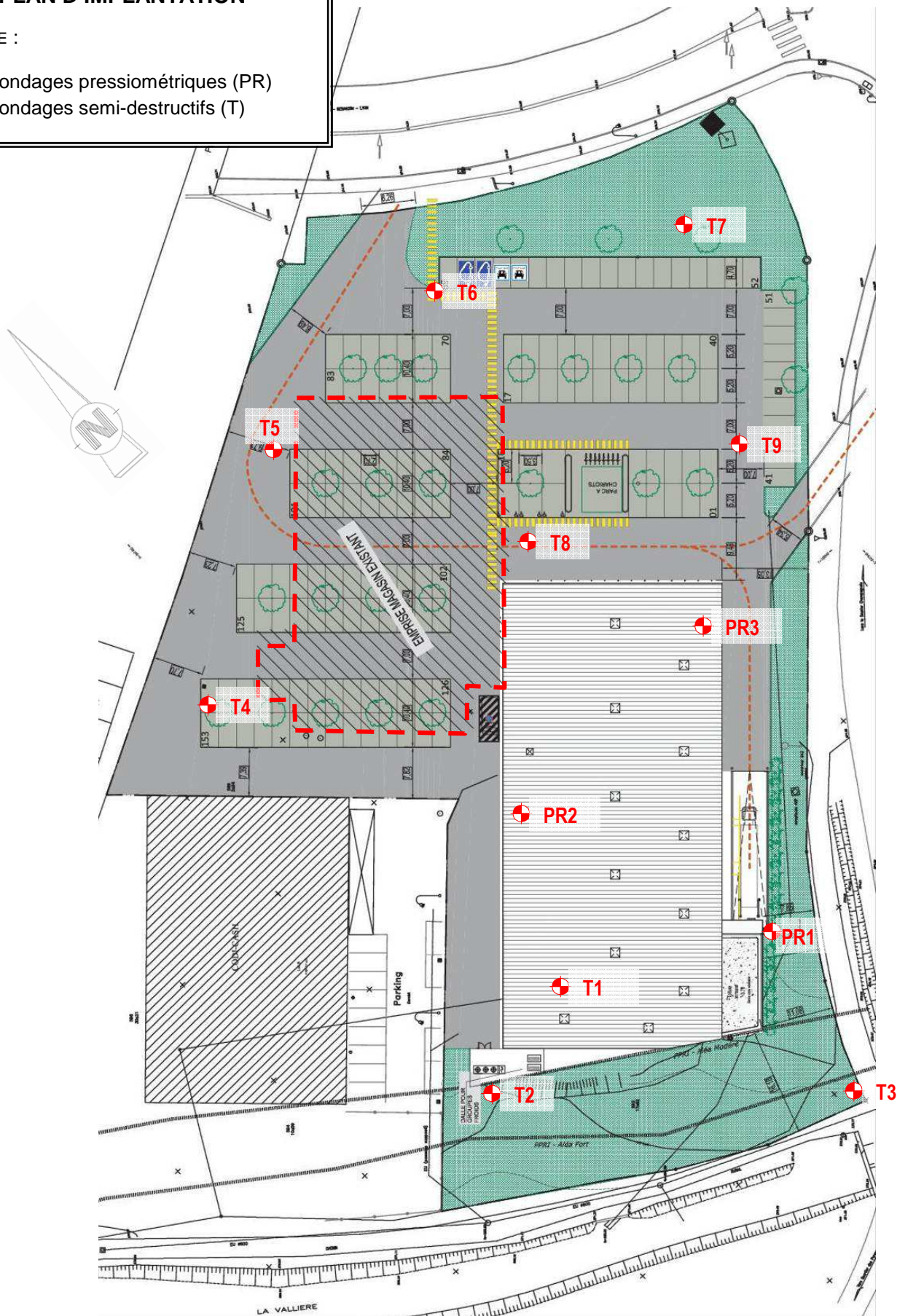
— Si ce diagnostic conduit à modifier une partie du projet ou à réaliser des travaux sur l'ouvrage existant, des études géotechniques de conception et/ou d'exécution ainsi qu'un suivi et une supervision géotechniques seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).

ANNEXE 2 : PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES

PLAN D'IMPLANTATION

LEGENDE :

-  Sondages pressiométriques (PR)
-  Sondages semi-destructifs (T)



ANNEXE 3 : SONDAGES SEMI-DESTRUCTIFS ET DESTRUCTIFS

Coupes des sondages

Courbes pressiométriques éventuelles (p_i et E_M)

Diagrammes des enregistrements de paramètres éventuels



Date : 24/08/2016

PERRIGNY (39) - Construction d'un magasin Lidl

Cote NGF : 274.0

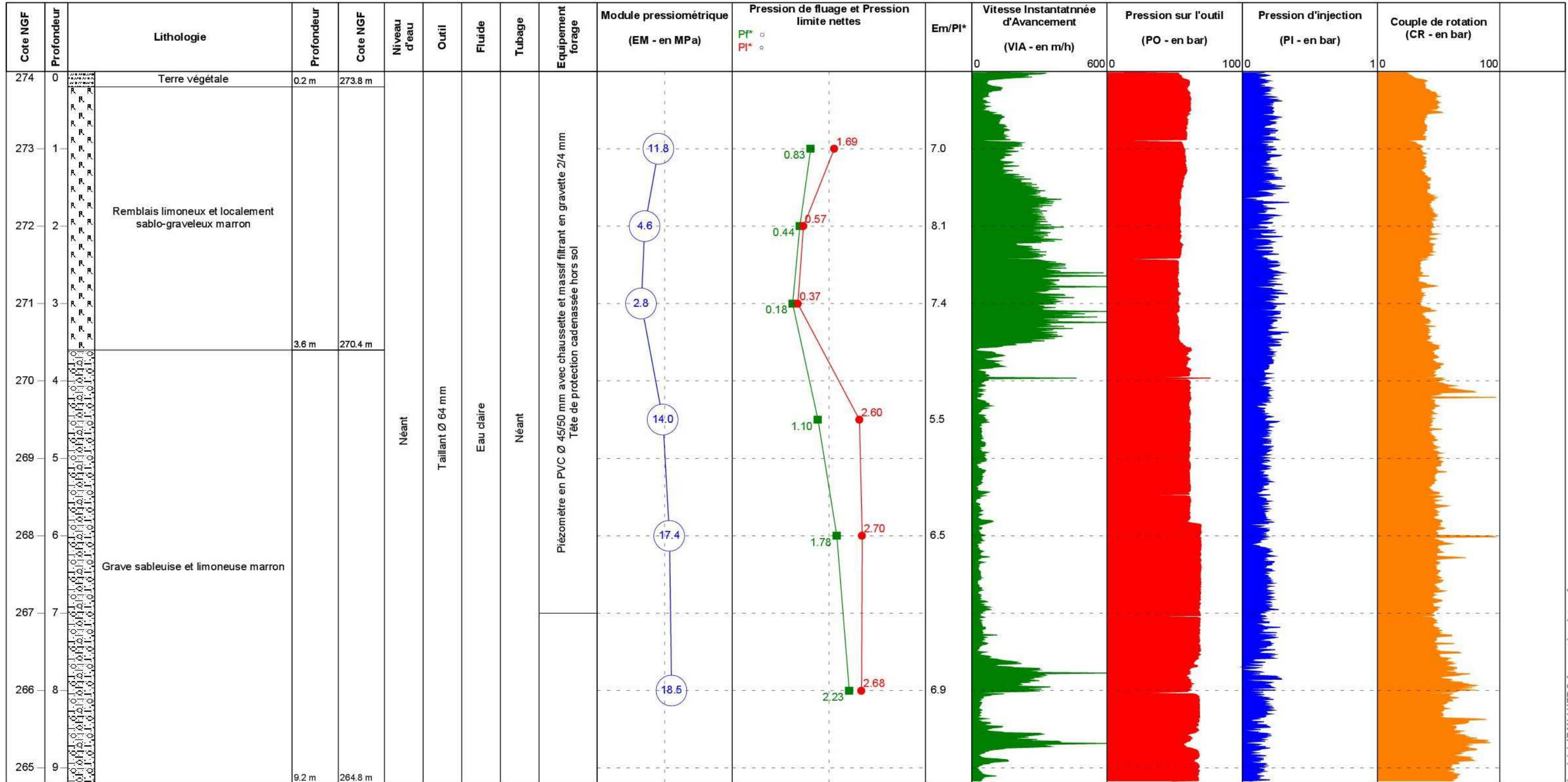
Machine : Socomafor 35

Equipe : F. Deregnacourt

1/50

Forage : PR1

EXGTE 3.20/LB2EPF576FR



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


PERRIGNY (39) - Construction d'un magasin Lidl

Date : 25/08/2016

Cote NGF : 273.7

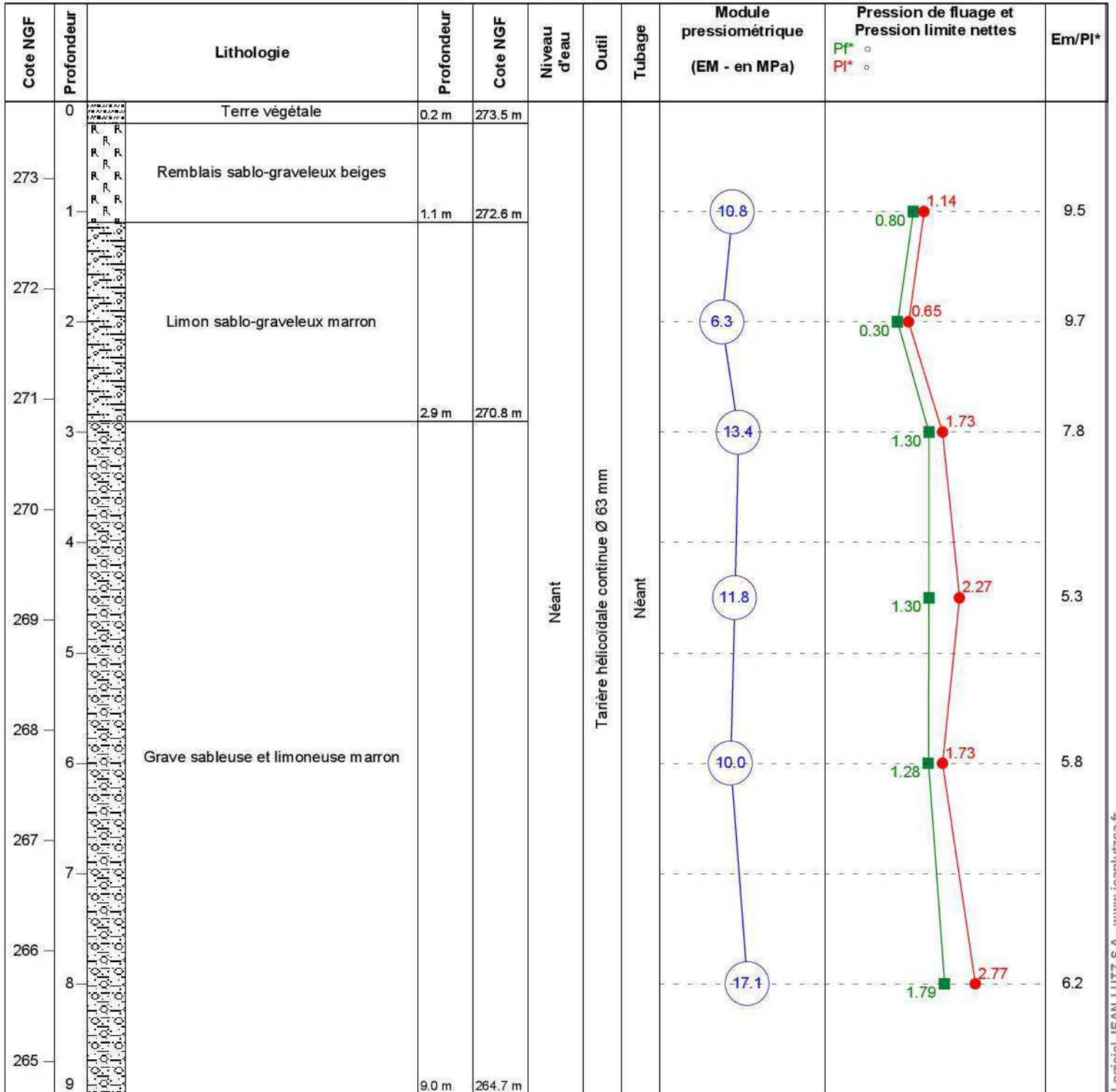
Machine : Socomafor 35

Equipe : F. Deregnacourt

1/50

Forage : PR2

EXGTE 3.20/LB2EPF576FR



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

Dossier RD12.G.064

PERRIGNY (39) - Construction d'un magasin Lidl

Date : 25/08/2016

Cote NGF : 274.0

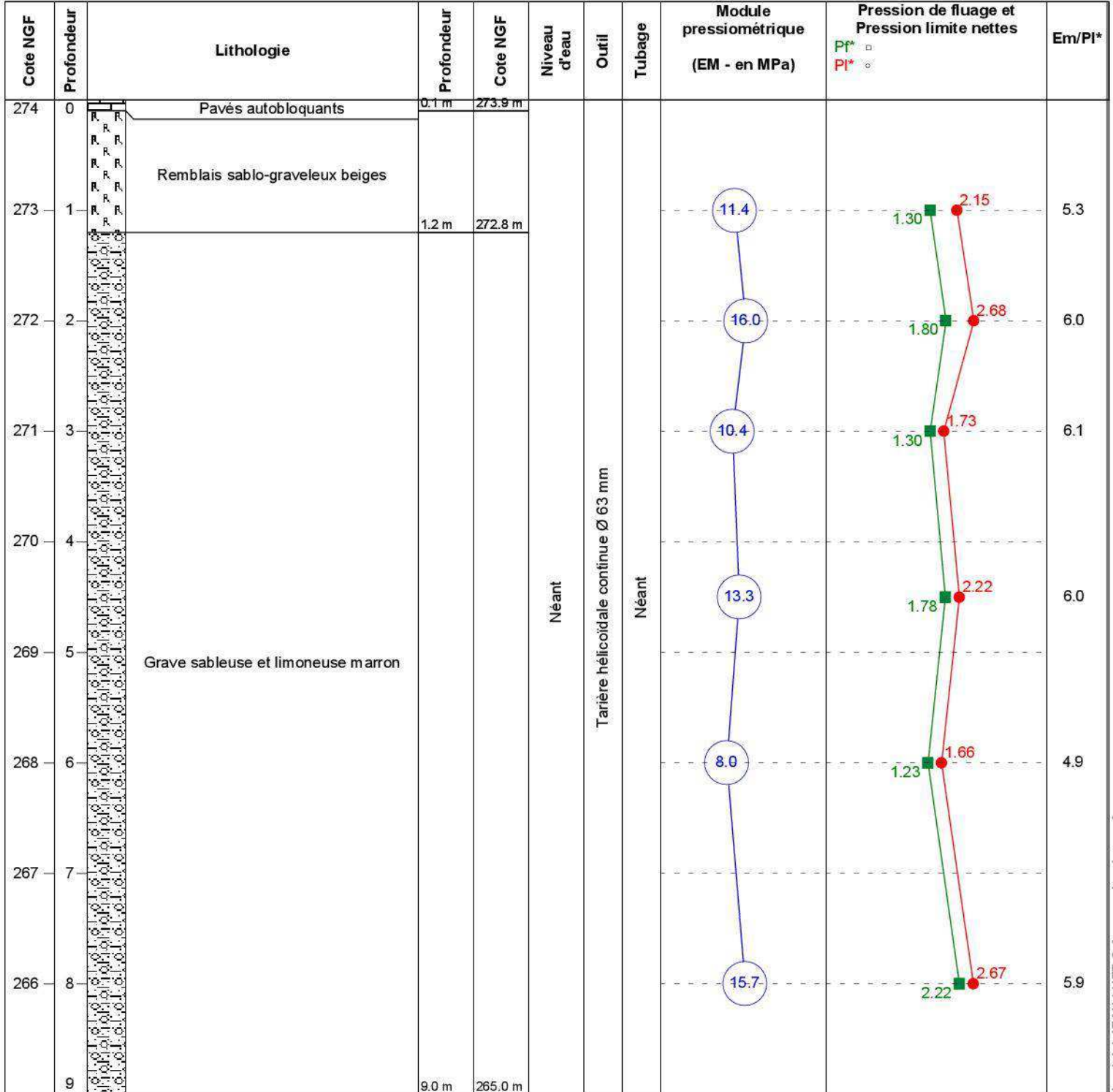
Machine : Socomafor 35

Equipe : F. Deregnacourt


1/50

Forage : PR3

EXGTE 3.20/LB2EPF576FR



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

	PERRIGNY (39) - Construction d'un magasin Lidl	Dossier RD12.G.064
	Date : 25/08/2016	Cote NGF : 274.7 Machine : Socomafor 35 Equipe : F. Deregnacourt

1/50


Forage : T1

EXGTE 3.20/LB2EPF576FR

Cote NGF	Profondeur	Lithologie	Profondeur	Cote NGF	Niveau d'eau	Outil	Tubage
0		Terre végétale	0.2 m	274.5 m	Néant	Tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm	Néant
274	1	Remblais limoneux et plus ou moins sableux et/ou graveleux marron et bruns	3.0 m	271.7 m			
273	2						
272	3	Grave sableuse et limoneuse marron	6.0 m	268.7 m			
271	4						
270	5						
269	6						

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



	PERRIGNY (39) - Construction d'un magasin Lidl	Dossier RD12.G.064
	Date : 25/08/2016	Cote NGF : 272.5 Machine : Socomafor 35 Equipe : F. Deregnacourt

1/50


Forage : T2

EXGTE 3.20/LB2EPF576FR

Cote NGF	Profondeur	Lithologie	Profondeur	Cote NGF	Niveau d'eau	Outil	Tubage
	0	Terre végétale	0.1 m	272.4 m	Néant	Tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm	Néant
272		Remblais sablo-graveleux et limoneux marron	0.5 m	272.0 m			
1		Limon sableux brun	1.5 m	271.0 m			
271		Grave sableuse et limoneuse marron	3.0 m	269.5 m			
2							
270							
3							

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



	Dossier RD12.G.064
	PERRIGNY (39) - Construction d'un magasin Lidl
Date : 26/08/2016	Cote NGF : 272.7
	Machine : Socomafor 35
	Equipe : F. Deregnacourt

1/50


Forage : T3

EXGTE 3.20/LB2EPF576FR

Cote NGF	Profondeur	Lithologie	Profondeur	Cote NGF	Niveau d'eau	Outil	Tubage
0		Terre végétale	0.2 m	272.5 m	Néant	Tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm	Néant
272		Remblais limoneux et localement sableux et graveleux marron					
1			1.1 m	271.6 m			
271		Limon sableux et graveleux marron					
2			1.9 m	270.8 m			
270							
269		Grave sableuse et limoneuse marron					
4							
268							
5							
267							
6			6.0 m	266.7 m			

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



	Dossier RD12.G.064
	PERRIGNY (39) - Construction d'un magasin Lidl
Date : 26/08/2016	Cote NGF : 273.4
	Machine : Socomafor 35
	Equipe : F. Deregnacourt


1/50

Forage : T4

EXGTE 3.20/LB2EPF576FR

Cote NGF	Profondeur	Lithologie	Profondeur	Cote NGF	Niveau d'eau	Outil	Tubage
	0	Enrobé bitumineux	0.1 m	273.3 m	Néant	Tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm	Néant
273		Remblais sablo-graveleux beiges					
	1		0.9 m	272.5 m			
272		Limons sableux et graveleux marron					
	2	Grave sableuse et limoneuse marron	1.8 m	271.6 m			
			2.0 m	271.4 m			

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

	Dossier RDI2.G.064	
	PERRIGNY (39) - Construction d'un magasin Lidl	
Date : 26/08/2016	Cote NGF : 274.1	
	Machine : Socomafor 35	
	Equipe : F. Deregnacourt	


1/50

Forage : T5

EXGTE 3.20/LB2EPF576FR

Cote NGF	Profondeur	Lithologie	Profondeur	Cote NGF	Niveau d'eau	Outil	Tubage
274	0	Enrobé bitumineux	0.1 m	274.0 m	Néant	Tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm	Néant
273	1	Remblais sablo-graveleux beiges	1.2 m	272.9 m			
	2	Grave sableuse et limoneuse marron	2.0 m	272.1 m			

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

	Dossier RD12.G.064
	PERRIGNY (39) - Construction d'un magasin Lidl
Date : 26/08/2016	Cote NGF : 274.3
	Machine : Socomafor 35
	Equipe : F. Deregnacourt


1/50

Forage : T6

EXGTE 3.20/LB2EPF576FR

Cote NGF	Profondeur	Lithologie	Profondeur	Cote NGF	Niveau d'eau	Outil	Tubage
274	0	Terre végétale	0.5 m	273.8 m	Néant	Tanière hélicoïdale continue Ø 63 mm	Néant
273	1	Limon sableux brun					
	2		2.0 m	272.3 m			

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

	PERRIGNY (39) - Construction d'un magasin Lidl		Dossier RDI2.G.064
	Date : 26/08/2016	Cote NGF : 274.8	Machine : Socomafor 35
		Equipe : F. Deregnacourt	


1/50

Forage : T7

EXGTE 3.20/LB2EPF576FR

Cote NGF	Profondeur	Lithologie	Profondeur	Cote NGF	Niveau d'eau	Outil	Tubage
	0	Pavés autobloquants	0.1 m	274.7 m			
		Remblais sablo-graveleux beiges	0.5 m	274.3 m			
274	1	Argile sableuse et graveleuse marron			Néant	Tariere hélicoïdale continue Ø 63 mm	Néant
273	2						
272	3		3.0 m	271.8 m			

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

	Dossier RDI2.G.064
	PERRIGNY (39) - Construction d'un magasin Lidl
Date : 26/08/2016	Cote NGF : 274.1
	Machine : Socomafor 35
	Equipe : F. Deregnacourt

1/50


Forage : T8

EXGTE 3.20/LB2EPF576FR

Cote NGF	Profondeur	Lithologie	Profondeur	Cote NGF	Niveau d'eau	Outil	Tubage
274	0	Pavés autobloquants	0.1 m	274.0 m	Néant	Tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm	Néant
273	1	Remblais sablo-graveleux beiges	1.2 m	272.9 m			
272	2	Argile sableuse et graveleuse marron					
271	3						
270	4	Grave sableuse et limoneuse marron					
269	5						
	6		6.0 m	268.1 m			

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

Dossier RD12.G.064

	PERRIGNY (39) - Construction d'un magasin Lidl	
	Date : 26/08/2016	Cote NGF : 274.4
		Machine : Socomafor 35
		Equipe : F. Deregnacourt

1/50

Forage : T9


EXGTE 3.20/LB2EPF576FR


Cote NGF	Profondeur	Lithologie	Profondeur	Cote NGF	Niveau d'eau	Outil	Tubage
	0	Pavés autobloquants	0.1 m	274.3 m	Néant	Tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm	Néant
274		Remblais sablo-graveleux beiges					
	1		1.2 m	273.2 m			
273		Argile sableuse et graveleuse marron					
	2						
272			2.9 m	271.5 m			
	3	Grave sableuse et limoneuse marron					
271							
	4		4.0 m	270.4 m			

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

ANNEXE 4 : ESSAIS D'INFILTRATION

Coupes des sols
Infiltrations mesurées
Perméabilités des terrains

		Essai Nasberg à charge constante en injection		
Affaire :	PERRIGNY (39) Construction d'un magasin Lidl	- Diamètre de cavité B (m) :	0.066	
Dossier :	RDI2.G.057	- Diamètre interne du tube de mesure (m) :	0.045	
Sondage :	PR1	- Longueur de cavité L (m) :	7.00	
Essai réalisé entre	0.15 et 2.6 m	- Charge hydraulique H (m) :	1.40	
H margelle :	0.0 m	- Profondeur de la nappe stabilisée sous sommet tubage Hp (m) :	9.00	
Elancement de la cavité $c=L/B$:		106.06		
Facteur de forme m_0 :		124.39		
Limite aquifère :		Cavité éloignée des limites de l'aquifère		
Valeur du facteur de forme des limites aquifères m :		124.39		
- Coefficient de perméabilité K_L :		5.0E-05 m/s		
Temps (min)	Profondeur de l'eau H_e (m)	Volume (l)	Débit Q (m^3/s)	Coefficient de perméabilité K_L (m/s)
0.5	1.20	20.00	6.67E-04	5.80E-05
1.0	1.20	40.00	5.33E-04	5.16E-05
15.0	1.20	615.00	7.32E-04	6.37E-05

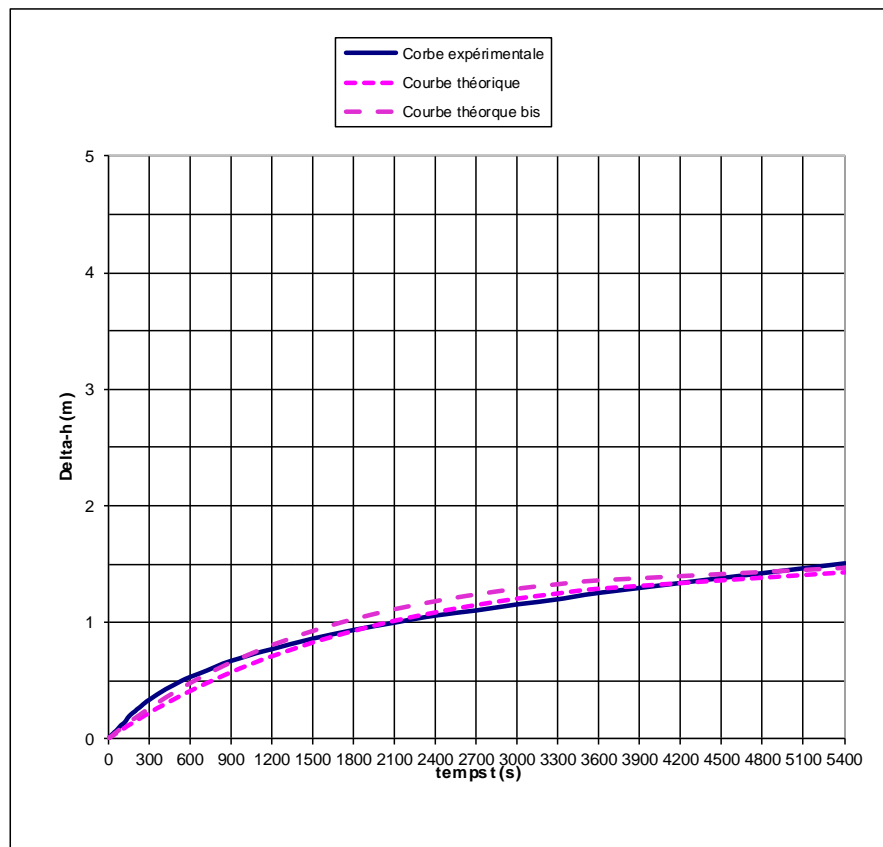
	ESSAI D'EAU NASBERG à charge variable en injection	Enregistrement
	Selon Norme NF P 94-132	Version 1 du 23/05/2015

Affaire : PERRIGNY (39) Construction d'un magasin Lidl	Dossier : RD12.G.057
Client : LIDL	Sondage : T2
Nature du sol : Argile graveleuse	Profondeur : 0.15 - 2.6 m
	Date : 24/08/2016

Aire intérieure du tubage : S= 0.0034 m ²	Cote du tubage /TN : Ht= 0.0 m
Tubage : Diam = 89 mm	Charge initiale : h0= 1.5 m
Cavité de :	L= 2.5 m
	B= 0.07 m
Niveau d'eau en forage : sec	m= 54

MESURES	
Temps (s)	Niveau d'eau (m)
0	0.150
30	0.190
60	0.220
90	0.260
120	0.290
150	0.340
180	0.370
210	0.400
240	0.430
270	0.460
300	0.485
360	0.530
420	0.575
480	0.610
540	0.650
600	0.680
720	0.735
840	0.795
960	0.840
1080	0.885
1200	0.920
1500	1.010
1800	1.085
2100	1.150
2400	1.210
2700	1.255
3000	1.305
3300	1.350
3600	1.405

Coefficient de perméabilité minimal :	k= 5E-07 m/s
Coefficient de perméabilité maximal :	k= 6E-07 m/s



ANNEXE 5 : PROCES VERBAUX DES ESSAIS EN LABORATOIRE

Notations relatives aux essais en laboratoire
Identification des sols

Notions relatives aux essais en laboratoire

Wn : Teneur en eau naturelle

VBs : Valeur au Bleu de méthylène du sol

Cet essai permet de déterminer la propreté du sol, le bleu de méthylène étant absorbé préférentiellement par les argiles, par la mesure de la quantité de colorant fixée par 100 g de la fraction granulaire analysée.

Analyse granulométrique : opération consistant à étudier la répartition des différents grains d'un échantillon, cette analyse étant faite par tamisage.

L'analyse granulométrique fournit le pourcentage de grains passant à différents diamètres.

Analyse sédimentométrique : la méthode consiste à mesurer le temps de sédimentation dans une colonne d'eau, c'est-à-dire la vitesse de chute des particules.

À partir de la loi de Stokes, on détermine la taille des grains.

GTR : Classification selon le Guide Technique pour la Réalisation des Remblais et des couches de forme (GTR 92) cohérent avec la norme NF P 11-300.

RAPPORT D'ESSAIS SUR ECHANTILLON DE SOL suivant normes NF françaises



Chantier : PERRIGNY (39) - Construction d'un magasin Lidl

Client : Lidl

Dossier : RDI2.G.064

N° d'enregistrement : EDG 050

Nature du matériau : Limon sableux

Repère ou sondage : T6

Profondeur : 0.5 - 2.0 m

Mode prélèvement : Tarière

Date prélèvement : 24/08/2016

Prélevé par : GINGER CEBTP

Date des essais : 30/08/2016

D.max	Teneur en eau (*) W	Valeur au bleu VBS	Limite de liquidité WL	Limite de plasticité WP	Indice de plasticité IP	Passant à 5 mm	Passant à 2 mm	Passant à 80µ			Classification du sol
mm	%	g/100g	%	%	-	%	%	%			
	NFP 94-050	NFP 94-068	NFP 94-051	NFP 94-051	NFP 94-051						NFP 11-300
20	20.3	1.92				96	93	76			A1

(*) Par dérogation à la norme, la mesure de la teneur en eau est effectuée en laissant le matériau au moins 12 heures à l'étuve

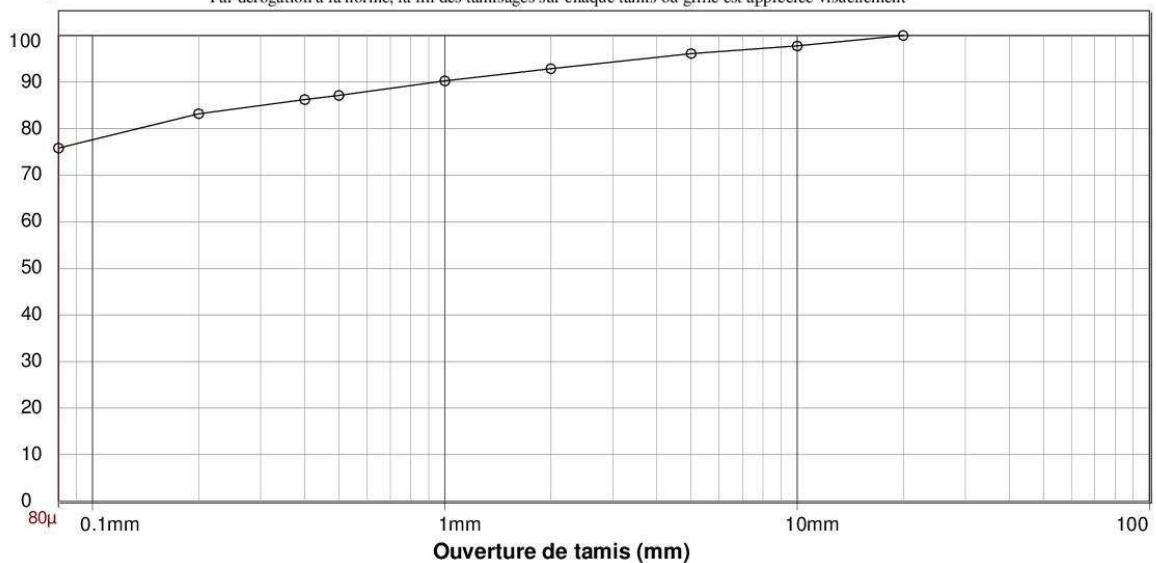
ANALYSE GRANULOMETRIQUE DU MATERIAU

Tamissage à sec après lavage

granulométrie: NFP 94 056

% passants

Par dérogation à la norme, la fin des tamisages sur chaque tamis ou grille est appréciée visuellement



Tamis en mm	0.08	0.2	0.4	0.5	1	2	5	10	20
Passants (%)	76%	83%	86%	87%	90%	93%	96%	98%	100%

Chef de Projet Géotechnique
Aurélie Letessier

GRASOL32-S Version 5.36 – [DQ, E151-02 - V.0 du 24/08/2008]

Le présent rapport d'essai comporte une page unique. Il ne concerne que les objets soumis aux essais.
Sauf autorisation préalable, il n'est utilisable à des fins commerciales ou publicitaires qu'en reproduction intégrale.

RAPPORT D'ESSAIS SUR ECHANTILLON DE SOL
suivant normes NF françaises



Chantier : PERRIGNY (39) - Construction d'un magasin Lidl

Client : Lidl

Dossier : RDI2.G.064
N° d'enregistrement : EDG.051

Nature du matériau : Limon sableux à graves
Repère ou sondage : T3 - T4 - T9
Profondeur : variable
Mode prélèvement : Tarière
Date prélèvement : 24/08/2016
Prélevé par : GINGER CEBTP
Date des essais : 30/08/2016

D.max	Teneur en eau (*) W	Valeur au bleu VBS	Limite de liquidité WL	Limite de plasticité WP	Indice de plasticité IP	Passant à 5 mm	Passant à 2 mm	Passant à 80µ			Classification du sol
mm	%	g/100g	%	%	-	%	%	%			NFP 11-300
	NFP 94-050	NFP 94-068	NFP 94-051	NFP 94-051	NFP 94-051						NFP 11-300
20	18.4	1.34				90	79	47			A1

(*) Par dérogation à la norme, la mesure de la teneur en eau est effectuée en laissant le matériau au moins 12 heures à l'étuve

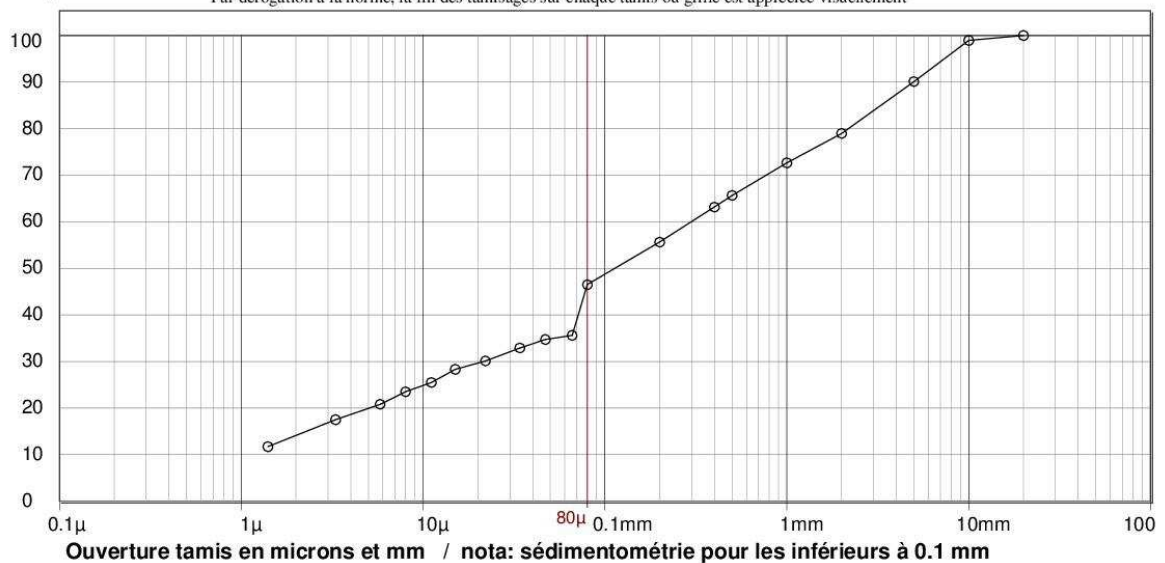
ANALYSE GRANULOMETRIQUE DU MATERIAU

Tamissage à sec après lavage

sédimentométrie: NFP 94-057 / granulométrie: NFP 94 056

% passants

Par dérogation à la norme, la fin des tamisages sur chaque tamis ou grille est appréciée visuellement



Tamis en mm	0.08	0.2	0.4	0.5	1	2	5	10	20	
Passants (%)	47%	56%	63%	66%	73%	79%	90%	99%	100%	
Diam.sédim.	1.4µ	3.3µ	5.8µ	8µ	11.1µ	15µ	22µ	34µ	47µ	66µ
Passants (%)	12%	18%	21%	24%	26%	28%	30%	33%	35%	36%

Chef de Projet Géotechnique

Aurélie Letessier

GRASOL32-S Version 5.36 – [DQ, E151-02 - V.0 du 24/08/2008]

Le présent rapport d'essai comporte une page unique. Il ne concerne que les objets soumis aux essais.
Sauf autorisation préalable, il n'est utilisable à des fins commerciales ou publicitaires qu'en reproduction intégrale.

RAPPORT D'ESSAIS SUR ECHANTILLON DE SOL suivant normes NF françaises

Chantier : PERRIGNY (39) - Construction d'un magasin Lidl

Client : Lidl

Dossier : RDI2.G.064

N° d'enregistrement : EDG 052

Nature du matériau : Grave sableuse et limoneuse

Repère ou sondage : T3 - T4 - T9

Profondeur : variable

Mode prélèvement : Tarière

Date prélèvement : 24/08/2016

Prélevé par : GINGER CEBTP

Date des essais : 30/08/2016

D.max	Teneur en eau (*) W	Valeur au bleu VBS	Limite de liquidité WL	Limite de plasticité WP	Indice de plasticité IP	Passant à 5 mm	Passant à 2 mm	Passant à 80µ			Classification du sol
mm	%	g/100g	%	%	-	%	%	%			NFP 11-300
20	21.8	1.41				80	68	36			A1

(*) Par dérogation à la norme, la mesure de la teneur en eau est effectuée en laissant le matériau au moins 12 heures à l'étuve

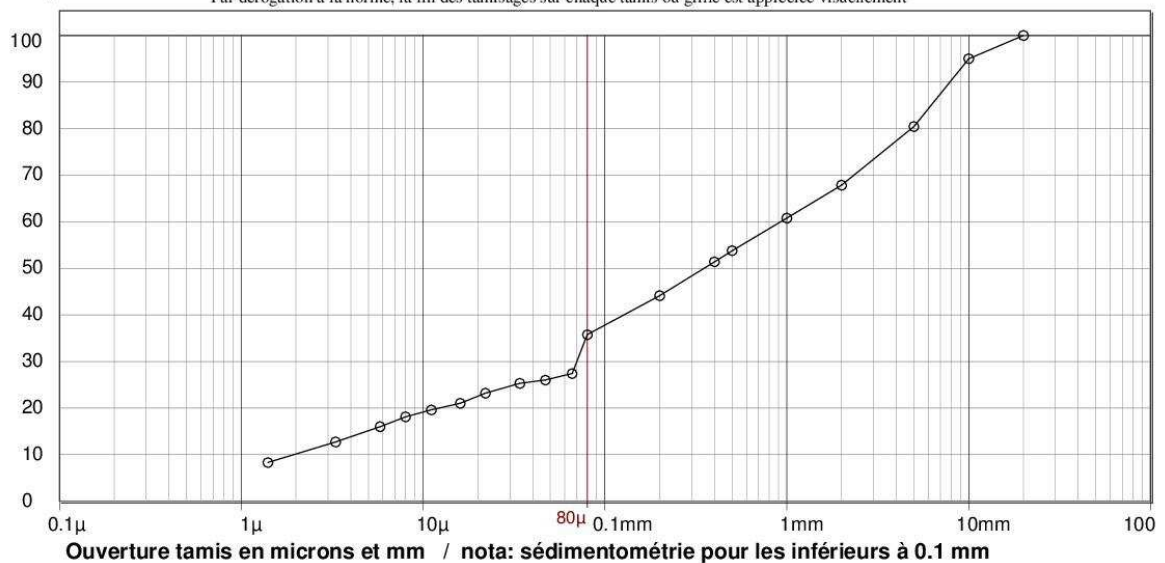
ANALYSE GRANULOMETRIQUE DU MATERIAU

Tamissage à sec après lavage

sédimentométrie: NFP 94-057 / granulométrie: NFP 94 056

% passants

Par dérogation à la norme, la fin des tamisages sur chaque tamis ou grille est appréciée visuellement



Tamis en mm	0.08	0.2	0.4	0.5	1	2	5	10	20	
Passants (%)	36%	44%	51%	54%	61%	68%	80%	95%	100%	
Diam.sédim.	1.4µ	3.3µ	5.8µ	8µ	11.1µ	16µ	22µ	34µ	47µ	66µ
Passants (%)	8%	13%	16%	18%	20%	21%	23%	25%	26%	27%

Chef de Projet Géotechnique

Aurélie Letessier

GRASOL32-S Version 5.36 – [DQ, E151-02 - V.0 du 24/08/2008]

Le présent rapport d'essai comporte une page unique. Il ne concerne que les objets soumis aux essais.
Sauf autorisation préalable, il n'est utilisable à des fins commerciales ou publicitaires qu'en reproduction intégrale.

RAPPORT D'ESSAIS SUR ECHANTILLON DE SOL
suivant normes NF françaises



Chantier : PERRIGNY (39) - Construction d'un magasin Lidl

Client : Lidl

Nature du matériau : Grave sableuse et limoneuse

Repère ou sondage : T1

Profondeur : 3.0 - 4.0 m

Mode prélèvement : Tarière

Date prélèvement : 24/08/2016

Prélevé par : GINGER CEBTP

Date des essais : 30/08/2016

Dossier : RD12.G.064

N° d'enregistrement : EDG.053

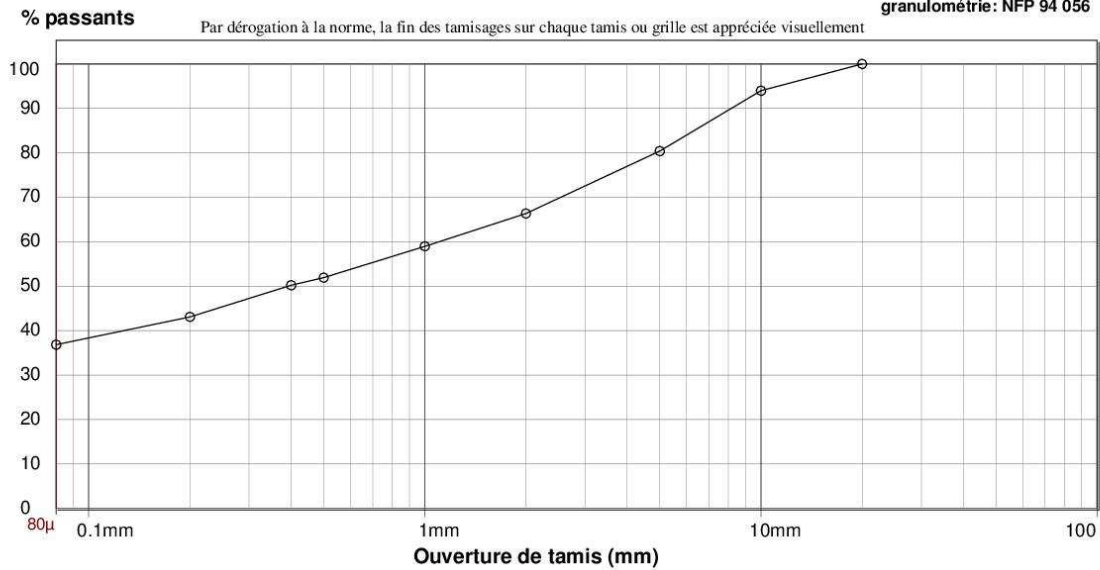
D.max	Teneur en eau (*) W	Valeur au bleu VBS	Limite de liquidité WL	Limite de plasticité WP	Indice de plasticité IP	Passant à 5 mm	Passant à 2 mm	Passant à 80µ		Classification du sol
mm	%	g/100g	%	%	-	%	%	%		
	NFP 94-050	NFP 94-068	NFP 94-051	NFP 94-051	NFP 94-051					NFP 11-300
20	15.9	1.15				80	66	37		A1

(*) Par dérogation à la norme, la mesure de la teneur en eau est effectuée en laissant le matériau au moins 12 heures à l'étuve

ANALYSE GRANULOMETRIQUE DU MATERIAU

Tamissage à sec après lavage

granulométrie: NFP 94 056



Chef de Projet Géotechnique
Aurélie Letessier

GRASOL32-S Version 5.36 – [DQ. E151-02 - V.0 du 24/08/2008]

Le présent rapport d'essai comporte une page unique. Il ne concerne que les objets soumis aux essais.
Sauf autorisation préalable, il n'est utilisable à des fins commerciales ou publicitaires qu'en reproduction intégrale.