



CHATILLON LE DUC (71)

Réaménagement d'un magasin

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

**Dossier RDI2.O.111 indice A
Pièce 1**

Décembre 2024



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



LIDL

CHATILLON LE DUC (71)

Réaménagement d'un magasin

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

Dossier : RDI2.O.111

Contrat : RDI2.O.0327

Indice	Date	Chargé d'affaire	Visa	Vérifié par	Visa	Contenu	Observations
A	10/12/2024	A. COPIN		A. LETESSIER		91 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. CONTEXTES	5
1.1 LOCALISATION DU SITE.....	6
1.1.1 Extrait de carte IGN	6
1.1.2 Image aérienne	6
1.2 CONTEXTE DE L'ETUDE.....	7
1.2.1 Données générales	7
1.2.2 Documents communiqués	7
1.2.3 Caractéristiques de l'avant-projet	8
1.3 MISSION GINGER CEBTP	10
1.3.1 Objectifs actuels	10
1.3.2 Objectifs futurs.....	11
1.4 DESCRIPTION DU SITE (MISSION G1).....	12
1.4.1 Topographie	12
1.4.2 Occupation du site et avoisinants	13
1.4.3 Historique	14
1.4.4 Contextes géologique et hydrogéologique.....	16
1.4.5 Risques naturels	16
2. INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES.....	19
2.1 PRÉAMBULE.....	20
2.2 IMPLANTATION ET NIVELLEMENT	20
2.3 SONDAGES, ESSAIS ET MESURES IN SITU	20
2.3.1 Investigations in situ.....	20
2.3.2 Essais de perméabilité in situ	21
2.4 ESSAIS EN LABORATOIRE	22
3. INTERPRETATION ET SYNTHÈSE DES INVESTIGATIONS – MODELE GEOTECHNIQUE.....	23
3.1 SYNTHÈSE GEOTECHNIQUE	24
3.1.1 Lithologie	24
3.1.2 Caractéristiques physiques des sols	25
3.2 RECONNAISSANCES DES FONDATIONS	27
3.3 SYNTHÈSE HYDROGÉOLOGIQUE	27
3.3.1 Niveaux d'eau	27
3.3.2 Perméabilité in situ	28
3.4 MESURES DE DEFLEXIONS DE LA CHAUSSEE DES PARKINGS	28
3.5 MODELE GEOTECHNIQUE RETENU AU STADE DE L'AVANT PROJET.....	30
4. ETUDE DES OUVRAGES	32
4.1 ZONE D'INFLUENCE GEOTECHNIQUE.....	33

4.2	TRAITEMENT DES RISQUES MAJEURS ET ANTHROPIQUES	33
4.3	PRINCIPES D'ADAPTATION	34
4.4	TERRASSEMENTS GENERAUX - FOUILLES	34
4.4.1	Préambule	34
4.4.2	Calage altimétrique	35
4.4.3	Traficabilité en phase chantier	35
4.4.4	Terrassabilité des matériaux	35
4.4.5	Drainage de la plateforme en phase chantier et en phase définitive	35
4.4.6	Talutages	36
4.4.7	Soutènements	36
4.5	FONDATIONS SUPERFICIELLES	37
4.5.1	Principe de dimensionnement	37
4.5.2	Ebauche dimensionnelle	40
4.5.3	Fondations de l'extension	40
4.5.4	Fondations du bâtiment existant	41
4.5.5	Tassements	41
4.5.6	Limites du dimensionnement	41
4.5.7	Dispositions constructives	42
4.5.8	Reprises en sous-œuvre ou contre-œuvre et mitoyenneté	43
4.6	NIVEAU-BAS	44
4.6.1	Principe	44
4.6.2	Conception et exécution	44
4.6.3	Contrôles	45
4.6.4	Tassements prévisibles	45
4.7	PROTECTION DES OUVRAGES VIS-A-VIS DE L'EAU	46
4.8	PROTECTION DES OUVRAGES VIS-A-VIS DU RISQUE SISMIQUE	46
4.9	PROTECTION VIS-A-VIS DU RETRAIT / GONFLEMENT	47
4.10	VOIRIES	49
4.10.1	Diagnostic de déformabilité des voiries existantes	49
4.10.2	Structure type de chaussée avec revêtement bitumineux	49
4.10.3	Places de parking en pavés Ecoraster	50
4.10.4	Rampe du quai	50

5. ENCHAÎNEMENT DES ETUDES ULTERIEURES..... 52

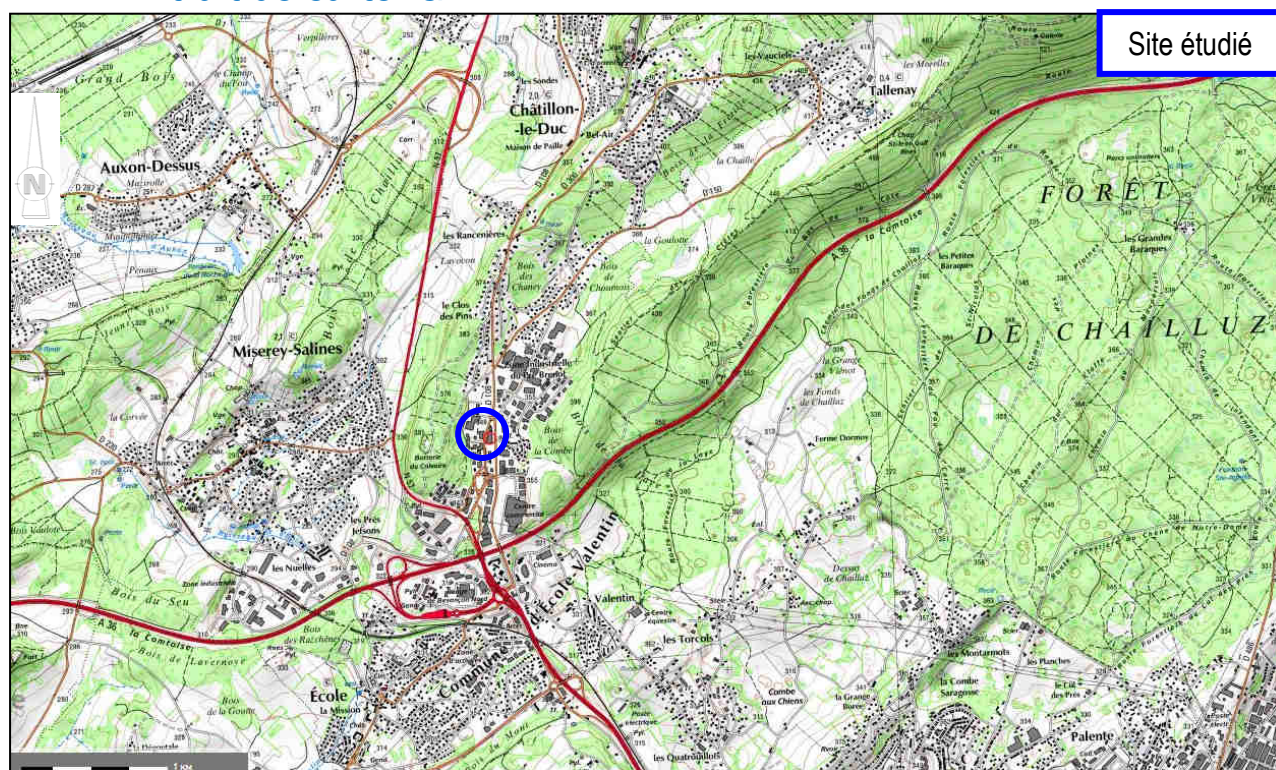
ANNEXES

ANNEXE 1 :	Notes générales sur les missions géotechniques	54
ANNEXE 2 :	Plan d'implantation des sondages	58
ANNEXE 3 :	Sondages pressiométriques	60
ANNEXE 4 :	Sondages à la tarière hélicoïdale	65
ANNEXE 5 :	Essais d'infiltration	69
ANNEXE 6 :	Fouilles de reconnaissance des fondations	73
ANNEXE 7 :	Deflexions	79
ANNEXE 8 :	Procès verbaux des essais en laboratoire	84
ANNEXE 9 :	Glossaire	89

1. CONTEXTES

1.1 LOCALISATION DU SITE

1.1.1 Extrait de carte IGN



Source : www.infoterre.brgm.fr

1.1.2 Image aérienne



Source : www.maps.google.fr

1.2 CONTEXTE DE L'ETUDE

1.2.1 Données générales

1.2.1.1 Généralités

Nom de l'opération : Réaménagement d'un magasin
Commune : CHATILLON LE DUC
Code postal : 25870
Localisation : Rue des Bolons – Espace Valentin
Client : LIDL

1.2.1.2 Phase du projet

D'après les éléments communiqués, le projet est au stade d'avancement suivant :

Etudes d'esquisse	Etudes d'avant-projet sommaire	Etudes d'avant-projet définitif	Etudes de projet	Etablissement DCE	Consultation ACT	Réalisation des ouvrages
	X					

1.2.2 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 et Référence	Indice	Date
Plan de situation et plan cadastral	1/1000	Atelier Bleu Architecte – APS	B	21/10/2024
Plan de masse de l'existant avec topographie	1/500	Atelier Bleu Architecte – APS	B	21/10/2024
Plan de masse du projet	1/500	Atelier Bleu Architecte – APS	B	06/12/2024
Plans du RdC	1/200	Atelier Bleu Architecte – APS	B	21/10/2024
Coupes et élévations	1/500	Atelier Bleu Architecte – APS	B	21/10/2024
Élévations	1/200	Atelier Bleu Architecte – APS	B	21/10/2024

Nous possédons en outre le rapport d'étude historique et environnementales des sols, de novembre 2024, de ConSolPol.

Le lecteur est réputé avoir pris connaissance de l'ensemble des pièces citées dans ce paragraphe, notamment les reconnaissances antérieures et préconisations issues des études géotechniques portant sur le projet.

1.2.3 Caractéristiques de l'avant-projet

1.2.3.1 Description de l'ouvrage

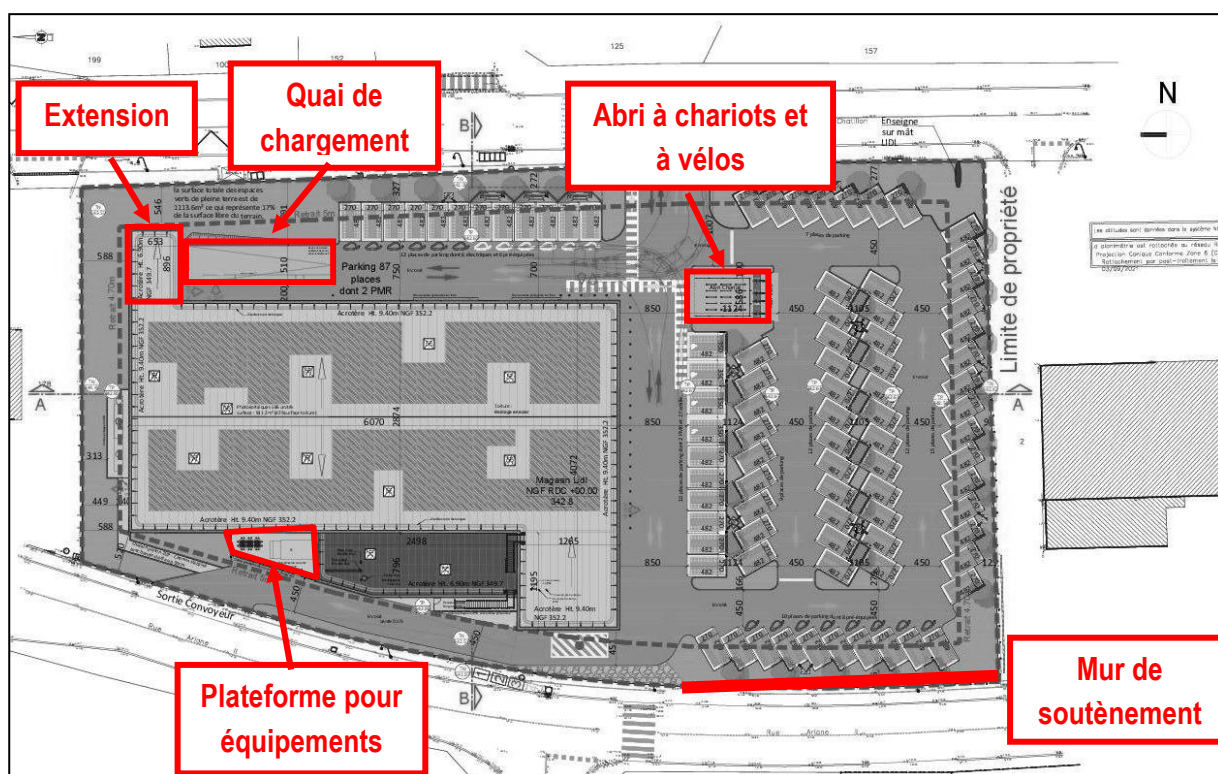
Le projet consiste en un réaménagement d'un bâtiment existant sur un terrain sis entre la rue des Bolons et la route de Chatillon (RD n°108) sur le territoire communal de CHATILLON LE DUC (25) pour la création d'un magasin Lidl.

Le bâtiment existant est un ouvrage en structure métallique de type RdC sans sous-sol, dont le niveau bas est calé à la cote 342.8 m NGF, probablement aménagé en profil mixte (déblais à l'amont et remblais à l'aval).

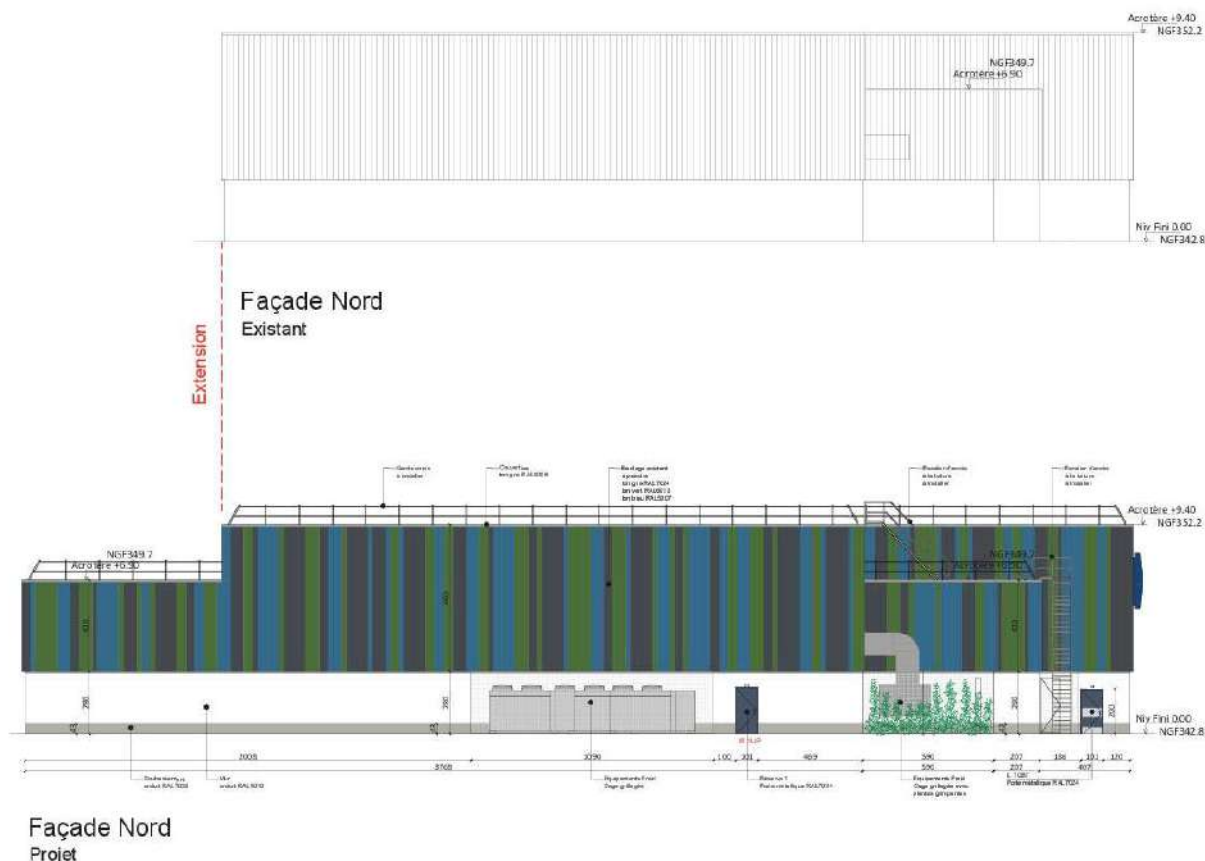
Le reste du site est occupé par un parking qui sera également réaménagé.

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

- La construction d'une extension,
 - accolée à la façade Est du bâtiment existant,
 - d'un seul niveau sans sous-sol,
 - avec une emprise au sol d'environ 60 m²,
 - calée à la cote 342.8 m NGF, soit au même niveau que le bâtiment existant,
 - avec un quai de chargement d'environ 1.25 m (rampe en en déblais),
- L'aménagement d'une plateforme à l'Ouest bâtiment qui accueillera des équipements,
- La construction d'un abri à chariots et à vélos d'environ 60 m², sur le parking au Sud du bâtiment existant,
- Le réaménagement des voiries ainsi que des places de stationnement sur une plateforme subhorizontale, ce qui nécessitera la création d'un mur de soutènement d'environ 30 ml et 3 m de hauteur libre au Sud-Ouest.



Plan de masse du projet



Elévations de l'Existant et du projet

Le présent rapport traite de leur étude au stade de l'avant-projet (mission G2 AVP).

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

1.2.3.2 Sollicitations appliquées aux fondations et aux niveaux bas

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

Dans le cas de charges réelles différentes des estimations faites dans le présent rapport, il conviendra de revoir tout ou partie de nos conclusions.

1.3 MISSION GINGER CEBTP

La mission de GINGER CEBTP est conforme au contrat n° RDI2.O.0327.

1.3.1 Objectifs actuels

Il s'agit d'une **étude géotechnique préalable (G1) et de conception en phase avant-projet (G2 AVP)** selon la norme NF P 94-500 de novembre 2013 sur les missions d'ingénierie géotechnique dont un extrait est joint en annexe 1.

Les études G1 et G2AVP sont réalisées concomitamment et les objectifs sont les suivants.

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 (PGC) :**
 - 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 porte 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) :**
 - L'ébauche des contextes géotechnique, hydrogéologique et sismique :
 - Etablir une première approche d'un modèle géologique,
 - Etudier les différents risques naturels identifiés,
 - Fournir une première approche d'un modèle hydrogéologique (niveaux d'eaux, ordres de grandeur des perméabilités locales, interprétation en termes de nappes et aquifères),
 - Présenter une première ébauche du contexte sismique et qualifier le risque de liquéfaction sous séisme,
 - Faire une première estimation des caractéristiques géotechniques importantes et des 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 avoisinants), ainsi qu'une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique,

- Préciser les dispositions vis à vis des avoisinants et des ouvrages situés dans la Zone d'Influence Géotechnique (ZIG).

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

- La reconnaissance de cavités,
- L'évolution dans le temps de l'hydrogéologie locale,
- Les études de pollutions,
- La reconnaissance des anomalies géotechniques situées en dehors de l'emprise des investigations.

1.3.2 Objectifs futurs

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,
- L'étude de gestion des eaux pluviales (hors DLE).

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

1.4 DESCRIPTION DU SITE (mission G1)

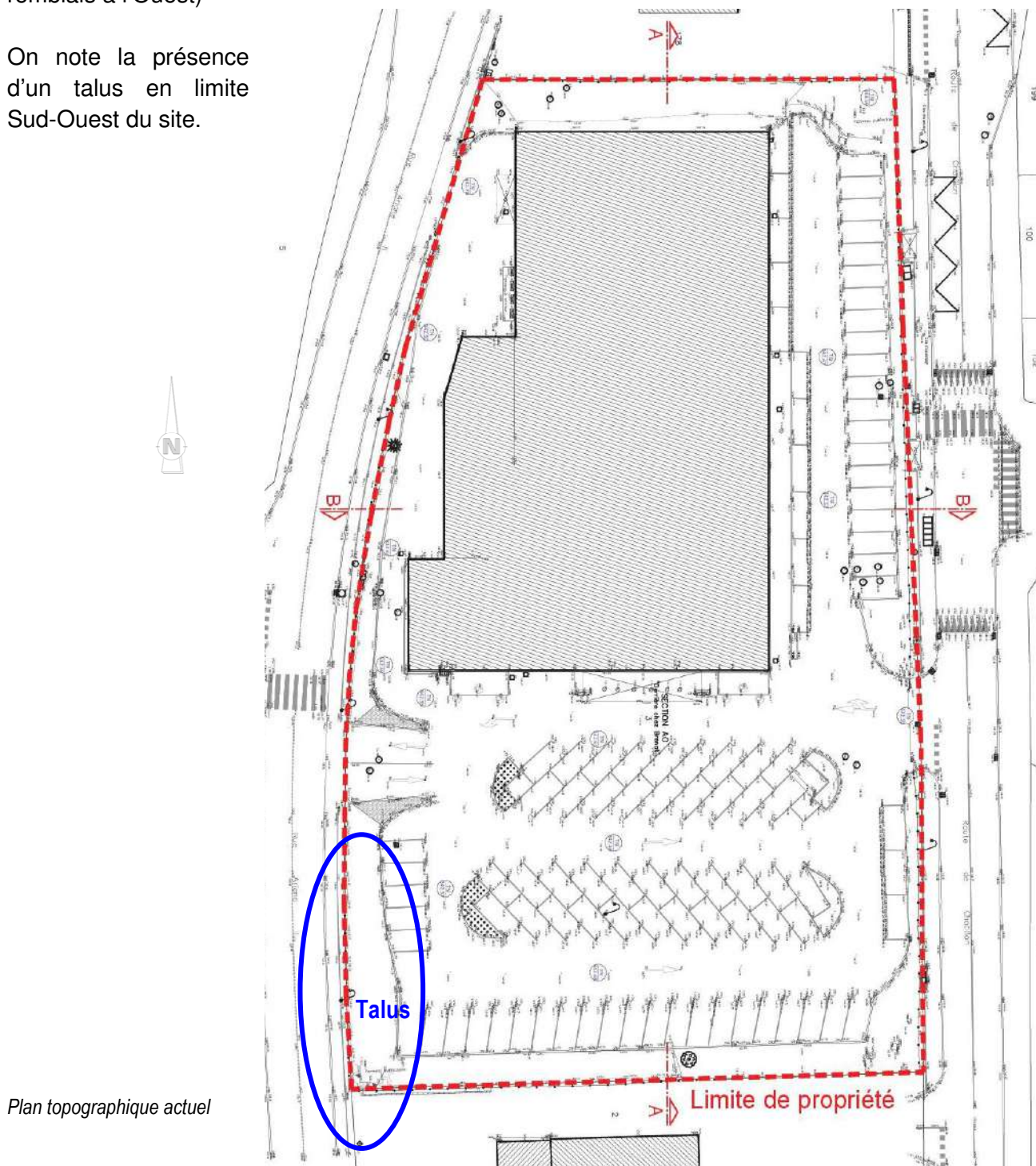
1.4.1 Topographie

Au niveau topographique, le terrain naturel présente une légère pente descendante homogène (inférieure à 5 %) vers le Sud-Ouest.

Le bâtiment et son parking sont implantés sur une plateforme subhorizontale calée entre les cotes 343.6 au Nord-Est à 342.4 m NGF au Sud-Ouest.

Cette plateforme a probablement été aménagée en profil mixte, avec des déblais à l'Est et des remblais à l'Ouest)

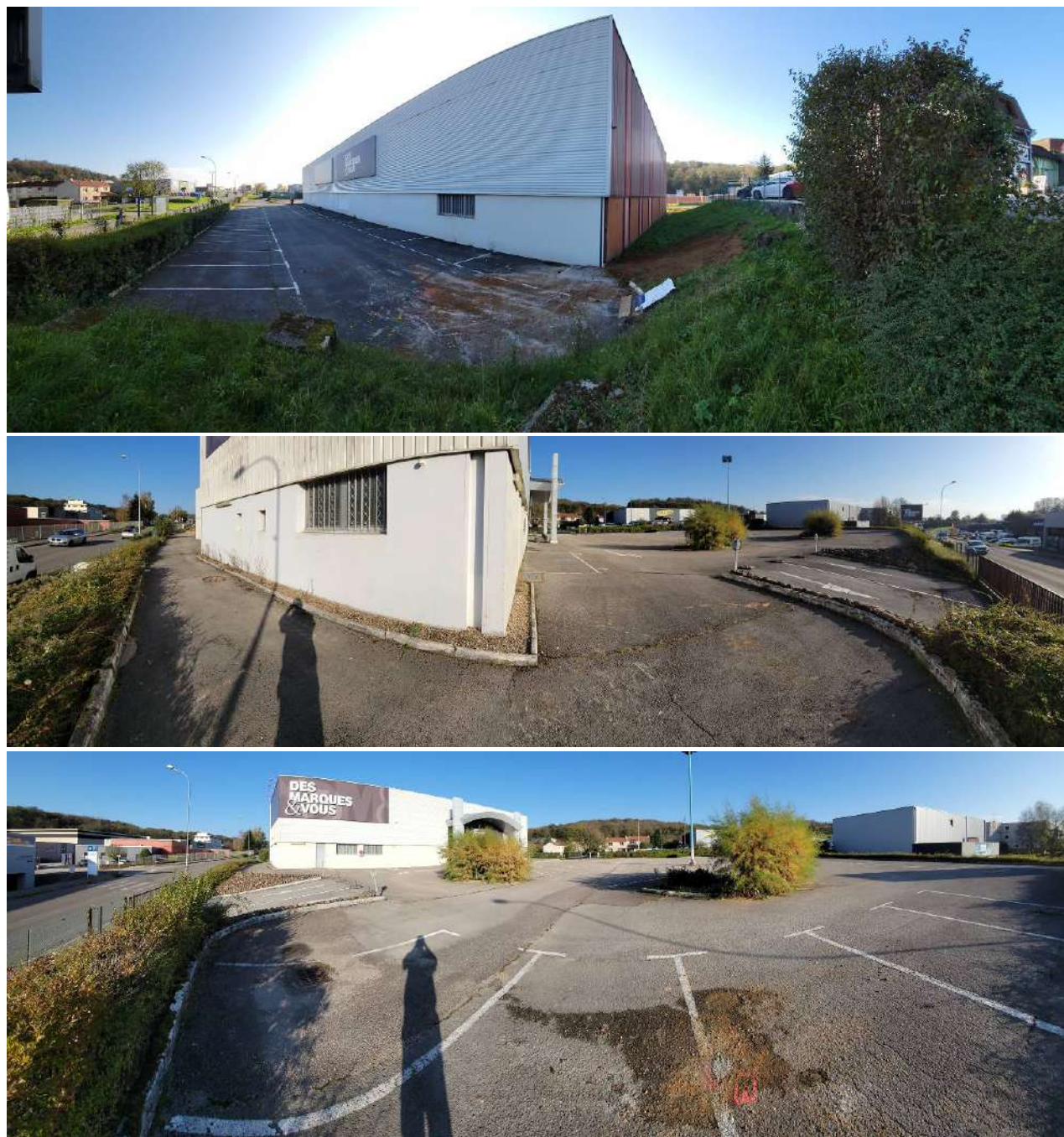
On note la présence d'un talus en limite Sud-Ouest du site.



1.4.2 Occupation du site et avoisinants

Le terrain étudié se situe entre la rue des Bolons et la route de Chatillon (RD n°108), dans la zone commerciale de l'Espace Valentin sur le territoire communal de CHATILLON LE DUC (25).

Le site est actuellement occupé par une plateforme subhorizontale avec le bâtiment existant, des voiries attenantes (parking et voies d'accès) et des espaces verts en périphérie.



Vues d'ensemble du site

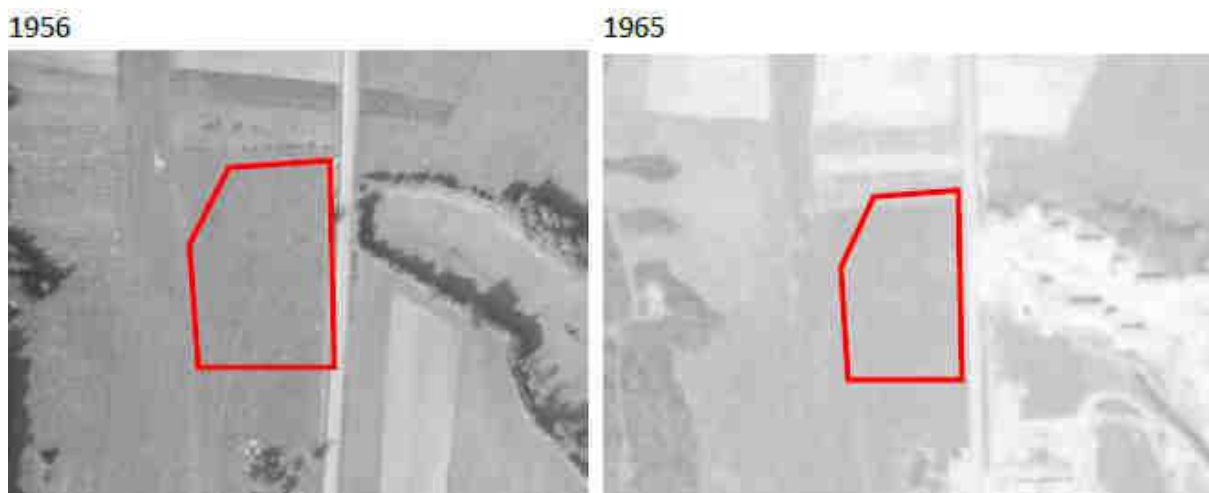
Aucun élément concernant l'aménagement de la plateforme ni du bâtiment n'a pu nous être fourni.

On note la présence de nombreux réseaux enterrés sur le site ou en bordure.

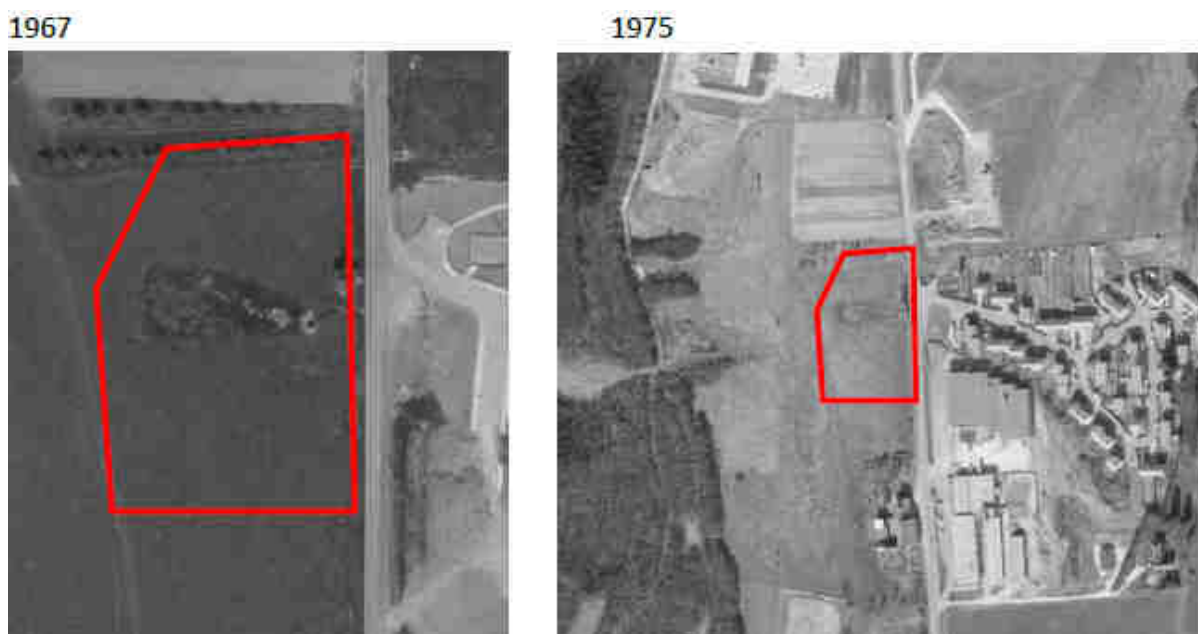
1.4.3 Historique

Aucun élément concernant l'historique du site ne nous a été communiqué. Toutefois, à partir des photographies aériennes (source : www.remonterletemps.ign.fr), nous pouvons noter les éléments suivants :

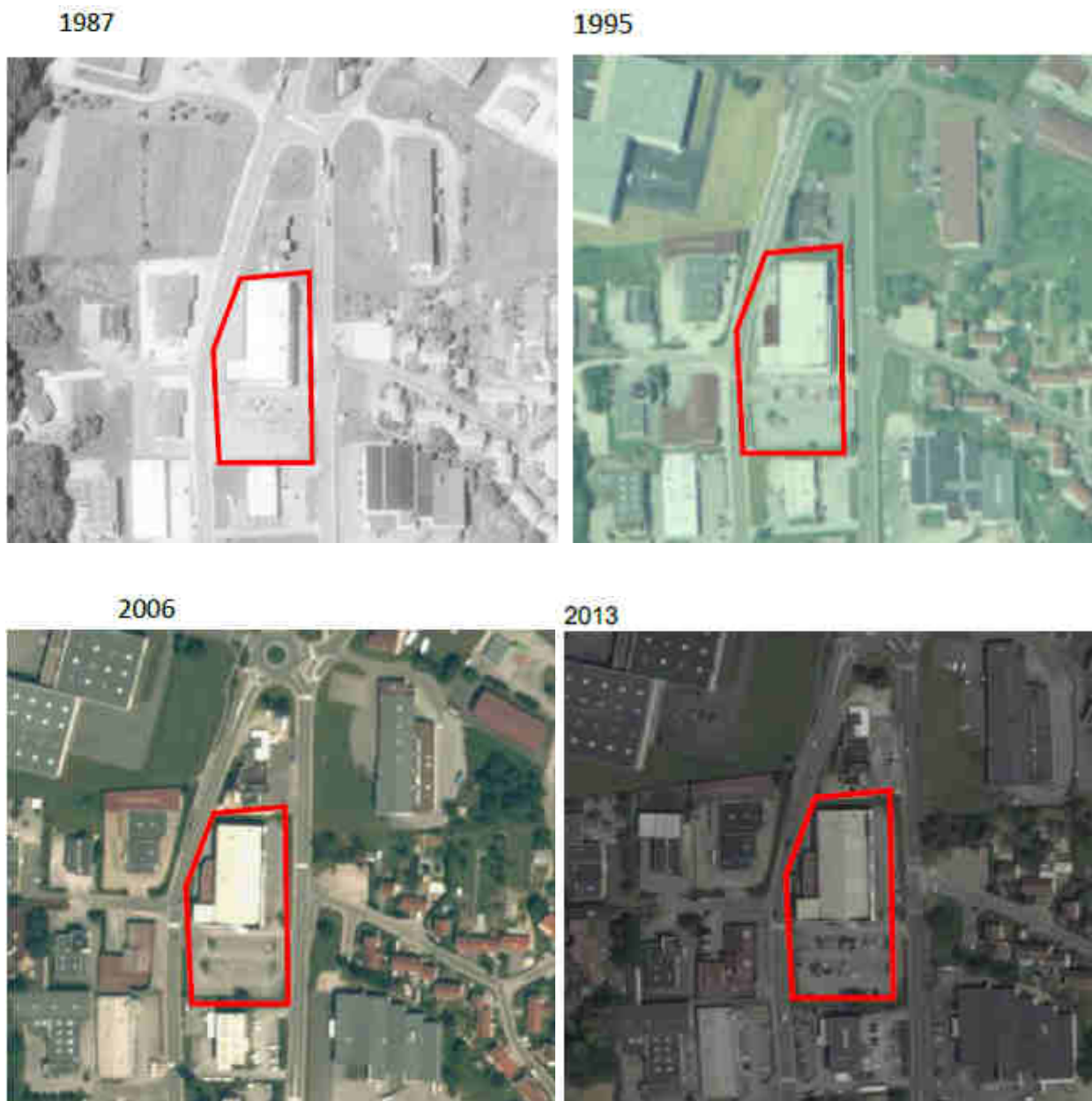
- Entre 1956 et 1965 : le site est occupé par des champs :



- Entre 1967 et 1984 : le site est occupé par des champs, on aperçoit une tache sombre qui pourrait correspondre à une résurgence et des stagnations d'eau. L'Est du site commence à être aménagé.



- Entre 1987 et 2013 : de nouvelles constructions apparaissent, dont le bâtiment actuel qui semble avoir été construit entre 1984 et 1987. L'extension est visible en 1995.



La dernière photo disponible date de 2013.

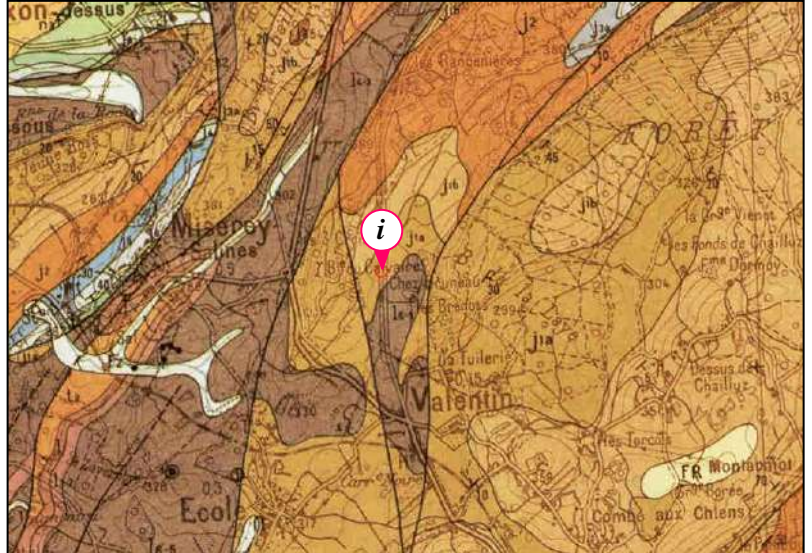
Le site ne semble pas avoir évolué de façon significative depuis.

1.4.4 Contextes géologique et hydrogéologique

1.4.4.1 Contexte géologique

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

- sous les remblais liés à l'aménagement,
- un horizon d'altération plus ou moins marqué,
- reposant sur un substratum composé de calcaires du Bajocien et de l'Aalénien (j1a).



Source : www.infoterre.bram.fr

On note la présence de plusieurs failles d'orientation NE-SE à proximité du site. Les terrains peuvent donc être localement fracturés, altérés voire totalement broyés avec des surépaisseurs locales de sols meubles.

On notera que le substratum est réputé pour renfermer des cavités d'origine karstique soit vides soit remplies d'argiles.

1.4.4.2 Contexte hydrogéologique

D'un point de vue hydrogéologique, il existe probablement des circulations erratiques dont la profondeur et la direction peuvent fortement varier dans le temps.

Il peut également exister une nappe plus ou moins profonde et dont le niveau peut fluctuer en fonction de la saisonnalité.

1.4.5 Risques naturels

1.4.5.1 Contexte sismique

Pour les ouvrages à « risque normal » le zonage sismique de la France (décret n°2010-1255 du 22/10/2010) est applicable.

Le site étudié est classé en zone de sismicité 2 (faible).

1.4.5.2 Inondabilité

Il est à noter que la commune a fait l'objet de 4 arrêtés de catastrophes naturelles en rapport avec des inondations et/ou coulées de boue (cf. tableau ci-dessous) et que plusieurs événements ont été répertoriés (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) :

Inondations et/ou Coulées de Boue : 4

Code national CATNAT	Début le	Fin le	Arrêté du	Sur le JO du
INTE9900627A	25/12/1999	29/12/1999	29/12/1999	30/12/1999
IOCE0924271A	26/06/2009	26/06/2009	16/10/2009	21/10/2009
NOR19830111	08/12/1982	31/12/1982	11/01/1983	13/01/1983
NOR19830621	23/05/1983	27/05/1983	21/06/1983	24/06/1983

Source : www.georisques.gouv.fr

Après consultation du site du Ministère de la Transition Ecologique et Solidaire sur les risques majeurs (www.georisques.gouv.fr), la parcelle présente une sensibilité forte aux risques d'inondations par remontée de la nappe (www.georisques.gouv.fr – cf. extrait ci-contre), ce qui pourrait correspondre avec la résurgence vue vus les photos aériennes historiques (cf. vue aérienne de 1967).



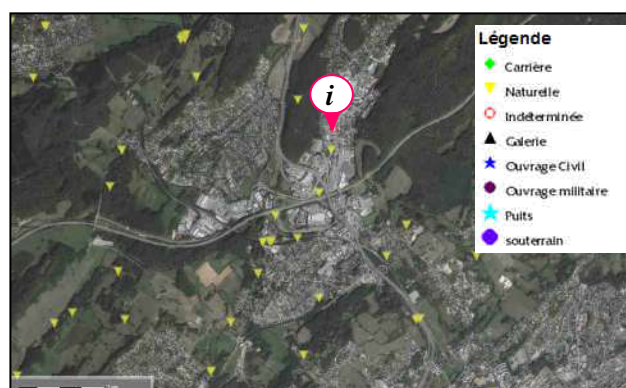
Source : www.georisques.gouv.fr

Par ailleurs des informations précises sur le risque réel d'inondation peuvent être fournies dans les documents d'urbanisme (P.L.U.) et dépendent des travaux de protection réalisés, donc susceptibles de varier dans le temps. S'agissant de données d'aménagement hydraulique et non de données hydrogéologiques, elles ne font pas partie de notre mission d'étude géotechnique.

1.4.5.3 Cavités

Après consultation du site du Ministère de la Transition Ecologique et Solidaire sur les risques majeurs (www.georisques.gouv.fr – cf. extrait ci-contre), il apparaît qu'il y a de très nombreuses cavités naturelles répertoriées sur la commune dont une à proximité du terrain étudié.

Toutefois nous n'avons aucune information plus précise.



Source : www.georisques.gouv.fr

1.4.5.4 Mouvements de terrain

Après consultation du site du Ministère de la Transition Ecologique et Solidaire sur les risques majeurs (www.georisques.gouv.fr), il apparaît qu'il n'y a aucun mouvement de terrain répertorié dans un rayon de 500 m autour du projet.

1.4.5.5 Potentiel de sensibilité aux phénomènes de retrait et gonflement

Il est à noter que la commune a fait l'objet de 5 arrêtés de catastrophes naturelles en rapport avec des mouvements de terrain différentiels consécutifs à la sécheresse et à la réhydratation des sols (cf. tableau ci-dessous) :

Sécheresse : 5

Code national CATNAT	Début le	Fin le	Arrêté du	Sur le JO du
INTE1917051A	01/07/2018	31/12/2018	18/06/2019	17/07/2019
INTE2019261A	01/01/2019	31/03/2019	28/07/2020	03/09/2020
INTE2114775A	01/07/2020	30/09/2020	18/05/2021	06/06/2021
IOME2308745A	31/12/2021	29/09/2022	02/04/2023	02/05/2023
IOME2415881A	31/12/2022	30/03/2023	17/06/2024	01/07/2024

Source : www.georisques.gouv.fr

Après consultation du site du Ministère de la Transition Ecologique et Solidaire sur les risques majeurs (www.georisques.gouv.fr – cf. extrait ci-contre), il apparaît que le terrain est situé en zone d'exposition modéré.



Source : www.georisques.gouv.fr

1.4.5.6 Radon

Le radon est un gaz radioactif, inodore, incolore et inerte chimiquement, présent naturellement dans la croûte terrestre dont l'activité radiologique est mesurée en becquerels par mètre cube (Bq/m³).

Le code de la santé publique et de l'environnement intègre désormais le radon en tant que risque naturel dans l'information préventive du public et des travailleurs. Pour certains ouvrages, des dispositions doivent être prises à toutes les phases de leur vie si la commune est concernée par le risque radon (bâtiment existant, réhabilitation, vente).

Le potentiel radon à l'échelle communale est défini par l'Institut de Radioprotection et de Sécurité Nucléaire (www.irs.fr). Le terrain présente un potentiel radon de catégorie 2 (modéré).

2. INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

2.1 PRÉAMBULE

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

Toutes les investigations in-situ prévues ont pu être réalisées du 05 au 26 novembre 2024.

Toutes les analyses en laboratoire prévues ont pu être réalisées du 06 novembre au 05 décembre 2024.

2.2 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.

Le positionnement des sondages sur le plan d'implantation reste approximatif en l'absence de relevé géométrique (X/Y/Z) et de plan topographique géoréférencé.

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 NGF₆₉).

Les cotes des têtes de sondages dans ce repère sont reportées dans le paragraphe ci-après et sur les coupes correspondantes.

2.3 SONDAGES, ESSAIS ET MESURES IN SITU

2.3.1 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 Ø 63 mm	3	T1 T2 T3	3.0 m/TA 3.0 m/TA 3.0 m/TA	342.4 m NGF 342.7 m NGF 342.3 m NGF
Sondage destructif avec enregistrement des paramètres en continu et prélèvement de cuttings	4	PR1 PR2 PR3 PR4	8.0 m/TA 8.0 m/TA 7.0 m/TA 6.0 m/TA	342.6 m NGF 342.5 m NGF 342.6 m NGF 342.6 m NGF
Exécution d'essais pressiométriques <i>Norme NF EN ISO 22476-4</i>	16			
Fouille de reconnaissance des fondations	2	RF1 RF2	1.7 m/TA 1.7 m/TA	342.9 m NGF 342.8 m NGF

* Refus de l'outil

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

Les coupes des sondages et pénétrogrammes sont présentées en annexes 3, 4 et 6, où l'on trouvera en particulier les renseignements décrits ci-après :

- Sondages semi-destructifs à la tarière continue :
 - outil utilisé et tubage éventuel
 - coupe des sols
 - niveaux d'eau éventuels en cours de chantier
- Sondages destructifs :
 - outil utilisé et tubage éventuel
 - coupe approximative des sols (l'interprétation des sols est faite uniquement d'après l'examen des cuttings et des diagraphies)
 - niveaux d'eau éventuels en cours de chantier
 - essais pressiométriques :
 - module pressiométrique : E_M (MPa)
 - pression limite nette : pl^* (MPa)
 - pression de fluage nette : pf^* (MPa)
 - rapport E_M/pl
- Fouilles de reconnaissance des fondations :
 - coupe détaillée des sols
 - reconnaissance des fondations
 - niveaux d'eau éventuels en cours de chantier
 - photographies

Il a également été réalisé les essais suivants :

Type d'essai	Quantité
Mesures de déflexion à la poutre de Benkelman Norme NF P 98-200-2	72

Les résultats des essais sont présentés en annexe 7, où l'on trouvera en particulier les renseignements décrits ci-après :

- Essais de déflexion :
 - report des résultats sur plan
 - tableau des valeurs de déflexion mesurées

2.3.2 Essais de perméabilité in situ

Les essais suivants ont été réalisés :

Type d'essai de perméabilité in situ	Sondage de référence	Dénomination	Profondeur de l'essai
Essai d'injection à charge constante (ex-Nasberg) Norme NF EN ISO 22-282-2	T1	EE1	0.5 – 1.5 m
	T2	EE2	0.1 – 1.2 m
	T3	EE3	0.9 – 1.5 m

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

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

2.4 ESSAIS EN LABORATOIRE

Dans le cadre de l'étude, les essais suivants ont été réalisés :

Identification des sols	Nombre	Norme
Teneur en eau pondérale W	3	NF EN ISO 17892-1
Analyse granulométrique par tamisage	3	NF P 94-056*
Analyse granulométrique par sédimentation	3	NF P 94-057*
Valeur au bleu du sol (VBs)	3	NF P 94-068

* norme périmée mais encore utilisée sous la forme d'un mode opératoire interne, la norme NF P 11-300 qui permet de classer les sols faisant encore référence à ces normes

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 8, où l'on trouvera en particulier les renseignements décrits ci-après :

- Notations relatives aux essais en laboratoire
- Essais d'identification des sols :
 - résultats des essais décrits ci-avant
 - classe du matériau selon le GTR₉₂ (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.

3. INTERPRÉTATION ET SYNTHESE DES INVESTIGATIONS – MODELE GEOTECHNIQUE

3.1 SYNTHÈSE GEOTECHNIQUE

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

3.1.1 Lithologie

Il est à 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 :

► **Formation 0.TV : Terre végétale**

Épaisseur : 0.2 m en RF1 et RF2

► **Formation 0.RB : Revêtement bitumineux**

Épaisseur : 0.03 à 0.05 m en T1, T2, T3 et PR1 à PR4

► **Formation 0.R : Remblais (grave sableuse plus ou moins argileuse beige et grave légèrement argileuse marron)**

Épaisseur : environ 1.2 à 1.5 m en T1, T2 et T3

environ 0.7 à 2.5 m en PR1 à PR4

Cette formation correspond probablement à la structure sous voiries et aux remblais d'aménagement de la plateforme.

► **Formation 1 : Argile plus ou moins sableuse et graveleuse marron, verdâtre et ocre**

Épaisseur : au moins 2.6 à 2.7 m en T1, T2 et T3 (base non atteinte)

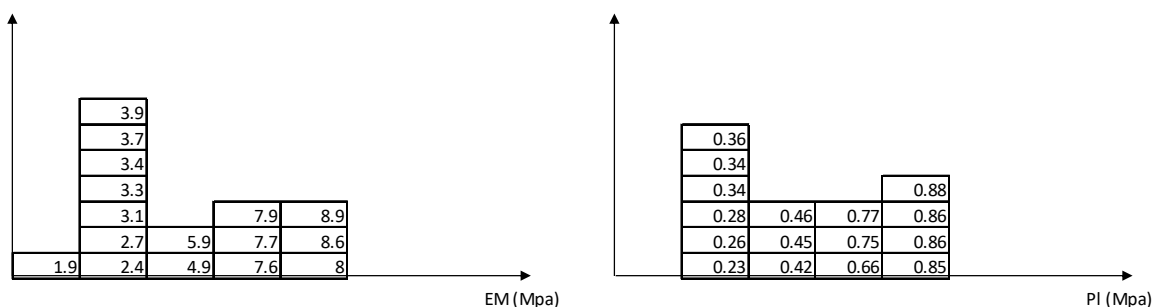
au moins 1.5 m en RF1 et RF2 (base non atteinte)

au moins 3.5 à 7.3 m en PR1, PR2, PR3 et PR4 (base non atteinte)

Cette formation présente des caractéristiques mécaniques très faibles à moyennes, avec (13 essais pressiométriques) :

Pression limite (p_l) : 0.23 à 0.88 MPa (moyenne 0.5 MPa)

Module pressiométrique (E_M) : 1.9 à 8.9 MPa (moyenne 4 MPa)



On note que les valeurs de pression limite et module pressiométrique sont plus fortes en PR1 et PR3 et plus faibles en PR2 et PR4.

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 ; il existe des remblais de nature variable correspondant aux aménagements précédents du site, l'épaisseur des remblais au droit du projet peut fortement varier, ces derniers pouvant même être localement absents ;
- Les différentes formations rencontrées, de par leur nature, peuvent présenter d'importantes variations verticales et horizontales de faciès et contenir des passages plus ou moins sableux et/ou graveleux plus ou moins importants (poches ponctuelles à horizon plus large),
- Le substratum rocheux n'a pas été atteint.

Tableau récapitulatif

Les coupes détaillées sont insérées en annexe.

Le tableau ci-dessous donne la lithologie rencontrée au droit de chaque sondage (profondeurs en mètres par rapport au terrain au moment des sondages et cotes en mètres NGF) :

Formations	PR1	PR2	PR3	PR4	T1	T2	T3	RF1	RF2
0.TV – Terre végétale	-	-	-	-	-	-	-	0.0 – 0.2 m/TA 342.9 – 342.7 m NGF	0.0 – 0.2 m/TA 342.8 – 342.6 m NGF
0.RB – Revêtement bitumineux	0.0 – 0.05 m/TA 342.6 – 342.5 m NGF	0.0 – 0.05 m/TA 342.5 – 342.4 m NGF	0.0 – 0.05 m/TA 342.6 – 342.5 m NGF	0.0 – 0.05 m/TA 342.6 – 342.5 m NGF	0.0 – 0.04 m/TA 342.4 – 342.3 m NGF	0.0 – 0.04 m/TA 342.7 – 342.6 m NGF	0.0 – 0.03 m/TA 342.3 – 342.2 m NGF	-	-
0.R – Remblais	0.05 – 0.7 m/TA 342.5 – 341.9 m NGF	0.05 – 1.0 m/TA 342.4 – 341.5 m NGF	0.05 – 1.0 m/TA 342.5 – 341.6 m NGF	0.05 – 2.5 m/TA 342.5 – 340.1 m NGF	0.04 – 1.5 m/TA 342.3 – 340.9 m NGF	0.04 – 1.2 m/TA 342.6 – 341.5 m NGF	0.03 – 1.5 m/TA 342.2 – 340.8 m NGF	-	-
2 – Argile +/- sableuse et graveleuse	0.7 – 8.0* m/TA 341.9 – 334.6* m NGF	1.0 – 8.0* m/TA 341.5 – 334.5* m NGF	1.0 – 7.0* m/TA 341.6 – 335.6* m NGF	2.5 – 6.0* m/TA 340.1 – 336.6* m NGF	1.5 – 3.0* m/TA 340.9 – 339.4* m NGF	1.2 – 3.0* m/TA 341.5 – 339.7* m NGF	1.5 – 3.0* m/TA 340.8 – 339.3* m NGF	0.2 – 1.7* m/TA 342.7 – 341.2* m NGF	0.2 – 1.7* m/TA 342.6 – 341.1* m NGF

- * Arrêt du sondage
- ** Refus de l'outil
- Formation absente ou non reconnue

3.1.2 Caractéristiques physiques des sols

Les procès-verbaux des essais en laboratoire sont insérés en annexe.

Les résultats de ces essais sont synthétisés dans le tableau ci-après.

Paramètre			Résultats		
Sondage			RF1	T1	T2
Profondeur			1.2 m	1.5 – 3.0 m	1.2 – 3.0 m
Nature du sol			1 – Argile	1 – Argile légèrement sableuse	1 – Argile
Teneur en eau			28.0 %	24.5 %	22.4%
Analyse granulométrique	Graves	Passant à 50 mm	100 %	100 %	100 %
		Passant à 20 mm	100 %	100 %	100 %
	Graviers	Passant à 5 mm	97 %	98 %	100 %
	Sables	Passant à 2 mm	96 %	94 %	99 %
		Passant à 0.5 mm	94 %	89 %	96 %
	Limons	Passant à 80 µm	92 %	83 %	91 %
Analyse sédimentométrique	Argiles	Passant à 2 µm (C2)	53 %	40 %	42 %
Valeur au Bleu du sol (VBs)			2.86	1.62	2.83
Classe GTR			A ₂	A ₁	A ₂

L'activité des sols fins peut être déterminée par les paramètres suivants :

Paramètre	Classes	Cas	Résultat
Activité des sols fins $A_{CB} = (100 \times VBs) / C2$	1 - Sol non argileux : $A_{CB} < 1$		
	2 - Sol inactif : $1 < A_{CB} < 3$		
	3 - Sol peu actif : $3 < A_{CB} < 5$	T1	$A_{CB} = 4.1$
	4 - Sol normalement actif : $5 < A_{CB} < 8$	RF1 T2	$A_{CB} = 5.4$ $A_{CB} = 6.7$
	5 - Sol actif : $8 < A_{CB} < 13$		
	6 - Sol très actif : $13 < A_{CB} < 18$		
	7 - Sol nocif : $A_{CB} > 18$		

Comme le montrent les résultats, la formation 1 est une argile :

- peu plastique,
- de classe A₁ à A₂ selon le GTR,
- sensible aux variations hydriques,
- qui peut être considérée comme active vis à vis des risques de retrait et gonflement en fonction des variations de son degré hydrique.

3.2 RECONNAISSANCES DES FONDATIONS

Compte tenu du projet, une campagne de reconnaissance de fondations du bâtiment existant a été réalisée conformément à ce qui était prévu au contrat.

Les coupes des fouilles de reconnaissance des fondations existantes sont insérées en annexe accompagnées des photographies prises.

D'après les observations faites dans les fouilles RF1 et RF2, les caractéristiques géométriques des fondations de l'existant sont les suivantes :

Fouille	RF1	RF2
Localisation	Nord-Ouest	Nord-Est
Type de fondation	Superficielles Isolées (1.2 x 1.2 m)	Superficielles Isolées (1.2 x 1.2 m)
Nature de la fondation	Béton (bon état visuel)	Béton (bon état visuel)
Profondeur de la base de la fondation	1.2 m/TA 341.7 m NGF	1.6 m/TA 341.2 m NGF
Hauteur de la fondation	0.7 m	1.0 m
Débord extérieur de la fondation	Débord de 0.6 m à 0.5 m de profondeur	Débord de 0.5 m à 0.6 m de profondeur
Nature du sol d'assise	1 – Argile	1 – Argile

Remarques :

- Dans ce secteur, les conditions de mise hors gel des fondations correspondent à une profondeur minimale de 0.75 m par rapport à la plus proche surface exposée aux intempéries selon l'annexe O informative et l'amendement A1 de la norme NF P 94-261 : cette fondation respecte donc la cote de mise hors gel ;
- on observe la présence d'un système de drainage périphérique au-dessus des fondations reconnues en RF1 et RF2.

3.3 SYNTHÈSE HYDROGÉOLOGIQUE

3.3.1 Niveaux d'eau

Aucune arrivée d'eau n'a été observée dans les sondages lors des investigations en novembre 2024.

Toutefois, les sondages à la tarière continue permettent rarement de déceler ou de localiser les niveaux d'eau dans le sol étant donné le frottement des tiges lors de leur pénétration dans les formations superficielles.

Par ailleurs, les fouilles réalisées à l'aide d'une pelle mécanique ne permettent pas toujours d'atteindre les niveaux géologiques aquifères.

On retiendra néanmoins que dans ce contexte, des circulations d'eau ponctuelles ne sont pas à exclure au sein des formations superficielles notamment en cas de précipitations et il peut exister une nappe plus ou moins profonde et dont le niveau peut fluctuer en fonction de la saisonnalité.

3.3.2 Perméabilité in situ

Afin d'estimer la perméabilité des terrains en place, des essais de perméabilité relatifs aux normes ISO 22282 ont été réalisés.

Les procès-verbaux des essais sont insérés en annexe, les résultats étant synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Formation	Essai	Profondeur	Coefficient de perméabilité (K)	Type d'essai
0.R – Grave	T1 – EE1	0.5 – 1.5 m/TA	$1 \cdot 10^{-4}$ m/s	Nasberg à charge constante
0.R – Grave	T2 – EE2	0.1 – 1.2 m/TA	$3 \cdot 10^{-3}$ m/s	Nasberg à charge constante
0.R – Grave	T3 – EE3	0.9 – 1.5 m/TA	$4 \cdot 10^{-5}$ m/s	Nasberg à charge constante

Remarques importantes :

- les essais 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.

3.4 MESURES DE DEFLEXIONS DE LA CHAUSSEE DES PARKINGS

La zone étudiée a fait l'objet de 72 mesures de déflexion de chaussée.

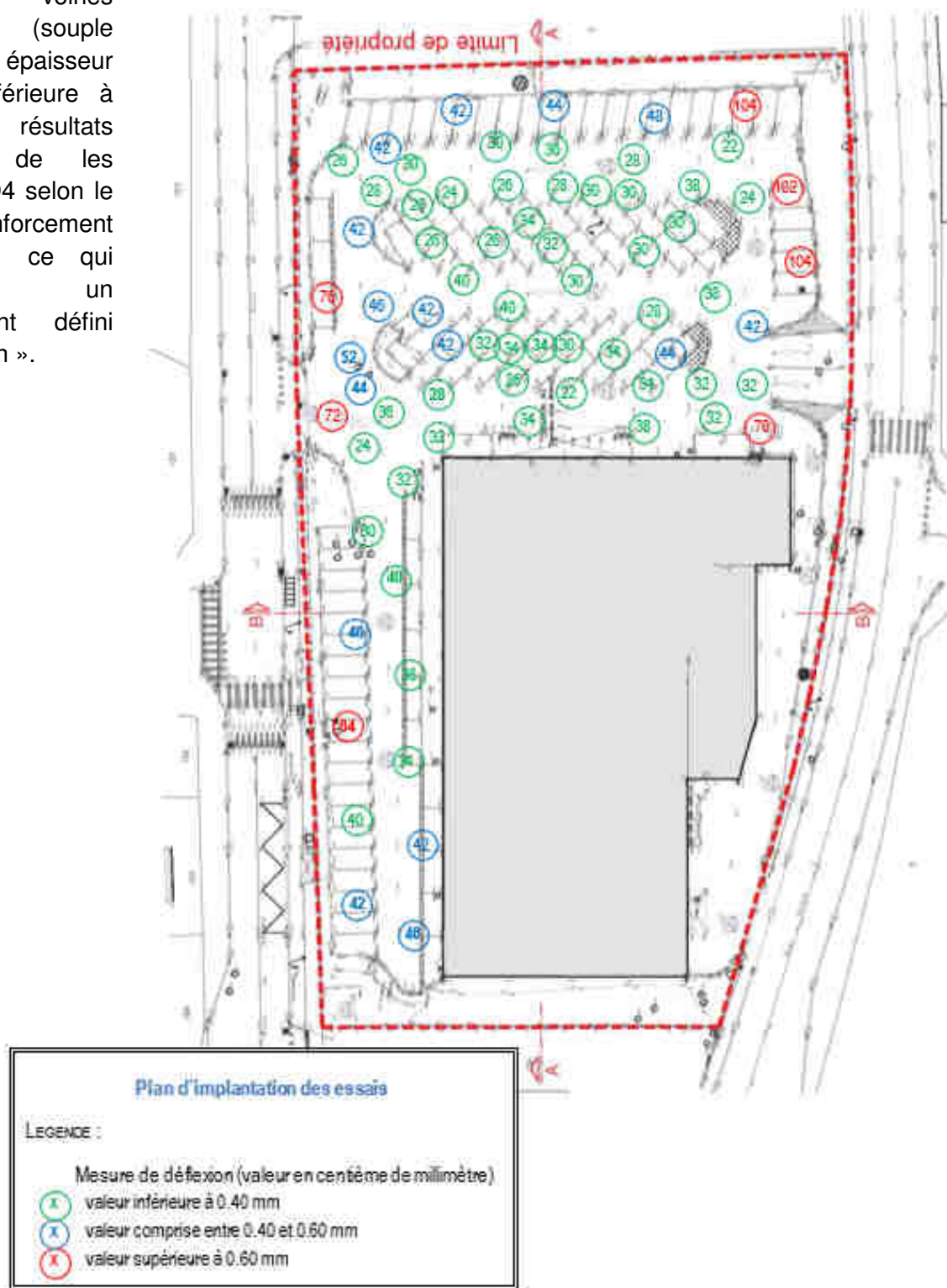
Les mesures de déflexion ont été réalisées à la poutre Benkelman avec un camion chargé à 13 tonnes sur l'essieu arrière. Les mesures ont été réalisées régulièrement sur les voies de circulation et zones de stationnement.

Les résultats des essais sont insérés en annexe.

Malgré quelques valeurs plus élevées en périphérie du site, les résultats obtenus montrent un ensemble relativement homogène, avec :

- Nombre de mesures : 72
- Déflexions mesurées : 0.24 à 1.04 mm
- Déflexion moyenne : 0.39 mm
- Ecart type : 0.17 mm
- Déflexion caractéristique : 0.74 mm

Pour les voiries reconnues (souple avec une épaisseur d'enrobé inférieure à 12 cm), ces résultats permettent de les classer en D4 selon le guide de renforcement du SETRA, ce qui démontre un comportement défini comme « bon ».



3.5 MODELE GEOTECHNIQUE RETENU AU STADE DE L'AVANT PROJET

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.

La campagne d'investigations a permis de mettre en évidence que le site étudié s'intègre dans le contexte géologique du plateau bisontin représenté par la coupe simplifiée suivante, sous une faible épaisseur de terre végétale (0.2 m) ou d'une structure de voirie :

- des remblais graveleux (formation 0.R) :
 - reconnus jusqu'à 0.7 à 2.5 m de profondeur,
- une argile plus ou moins sableuse et graveleuse (formation 1) :
 - reconnue jusqu'à la fin des sondages à 8.0 m de profondeur,
 - présentant des caractéristiques géotechniques très faibles à faibles,
 - de classe A₁ à A₂ selon le GTR (peu plastique),
 - active vis-à-vis des phénomènes de retrait et gonflement.

Les caractéristiques géomécaniques retenues pour le projet à partir des valeurs obtenues (détaillées ci-avant) sont les suivantes :

Nature du sol	Cote de la base au droit de nos sondages	Epaisseur au droit de nos sondages	Valeurs pressiométriques		Classe GTR	Coefficient rhéologique du sol
			p _l	E _M		α
0.R – Remblais	340.1 à 341.9	0.7 à 2.5 m	-	-	-	1/4
1 – Argile +/- sableuse et graveleuse	< 334.5 m NGF	> 7.3 m	0.5 MPa	4 MPa	A ₁ à A ₂	2/3

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

- 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 horizons moins perméables.
- Une nappe, dont le niveau peut fortement fluctuer dans le temps,
- Des remontées capillaires dans les sols argileux au-dessus de la nappe.

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,

- 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 très faible à faible des terrains 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 argileux aux variations hydriques,
 - à la sensibilité des terrains argileux aux phénomènes de retrait et de gonflement,
 - à la sensibilité des sols graveleux au ravinement et à l'affouillement,
 - à la potentielle sensibilité des sols sableux et graveleux aux phénomènes de boulangerie et renard en cas d'arrivée d'eau.
 - **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 possible d'une nappe avec remontées capillaires.
 - **L'environnement**
 - à la présence d'ouvrages existants,
 - à la présence de réseaux enterrés (non protégés et non repérés précisément).

4. ETUDE DES OUVRAGES

4.1 ZONE D'INFLUENCE GEOTECHNIQUE

Dans la zone d'influence géotechnique, on retiendra la présence :

- du bâtiment actuel,
- des voiries actuelles,
- des réseaux actuels.

4.2 TRAITEMENT DES RISQUES MAJEURS ET ANTHROPIQUES

Risque sismique

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 le présent rapport sont les suivantes :

- Zone de sismicité : 2
- Type de sol : B
- Paramètre de sol « S » : 1.35

La catégorie d'importance du projet définie par le maître d'ouvrage est III.

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* ».

Liquéfaction

Le site étant classé en zone sismique 2 (faible), l'étude de la liquéfaction des sols n'est pas requise d'après l'EUROCODE 8.

Inondations - Débordement de cours d'eau

Le terrain n'est a priori pas inondable mais il peut y avoir des circulations à faible profondeur voire des résurgences. Il faudra en tenir compte pour la réalisation des terrassements et parties enterrées (rampe).

Par ailleurs des informations précises sur le risque réel d'inondation peuvent être fournies dans les documents d'urbanisme (P.L.U.) et dépendent des travaux de protection réalisés, donc susceptibles de varier dans le temps. S'agissant de données d'aménagement hydraulique et non de données hydrogéologiques, elles ne font pas partie de notre mission d'étude géotechnique.

Cavités naturelles ou anthropiques – Carrières

On note la présence de cavités à proximité (moins de 500 m). Toutefois, les sondages réalisés n'ont reconnu aucun vide.

Argiles (retrait / gonflement)

Le projet est concerné par la présence d'argiles sensibles au retrait/gonflement. Des dispositions spécifiques sont à prévoir pour les fondations et le niveau bas. Ces dispositions sont décrites dans les paragraphes des ouvrages géotechniques étudiés.

Mouvement de terrain – Instabilité – Glissement – Chutes de blocs

Le site n'est a priori pas concerné par cet aléa et le terrain présente des pentes relativement faibles. Ce risque peut donc être négligé.

Radon

Ce risque est à considérer pour les bâtiments à présence humaine.

Le site étudié est concerné par un potentiel radon modéré (catégorie 2).

La définition des dispositions techniques à retenir ne fait pas partie de notre mission. Elle est de la responsabilité des concepteurs du projet.

4.3 PRINCIPES D'ADAPTATION

Nous rappelons qu'il est prévu le réaménagement et l'extension d'un bâtiment existant en vue de la réalisation d'un nouveau magasin de l'enseigne Lidl.

Il est notamment prévu la réalisation d'un quai avec une rampe en déblais jusqu'à 1.25 m de profondeur au niveau de la façade Est de l'ouvrage.

Le projet comprend également la réfection des voiries actuelles (places de stationnement en pavés drainants) ce qui nécessite la création d'un mur de soutènement de 3 m de hauteur et environ 30 ml le long de la limite de propriété au Sud-Ouest.

Pour les fondations, des appuis superficiels ancrés dans le terrain naturel argileux peuvent être retenus.

Pour le mur de soutènement, on pourra retenir un mur poids en éléments modulaires de type Gabions ou un mur en béton armé de type Cantilever.

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) sera alors cruciale et devra, en particulier, étudier la nouvelle configuration.

4.4 TERRASSEMENTS GENERAUX - FOUILLES

4.4.1 Préambule

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.

4.4.2 Calage altimétrique

Pour insérer le projet dans le site, il est prévu de réaliser des terrassements en déblais pour la réalisation de la rampe du quai dont la hauteur sera d'environ 1.25 m.

Il est également prévu la réalisation de remblais et un mur de soutènement au Sud-Ouest du site pour la création de stationnements.

Le reste des terrassements sera limité au reprofilage du terrain et reprise des structures actuelles.

4.4.3 Traficabilité en phase chantier

Les essais d'identification ont permis de classer les sols extraits de la formation 1 comme en A₁ à A₂ selon le GTR.

Compte tenu de la classification précédente, les sols sont sensibles à l'eau.

En fonction des conditions rencontrées au moment des travaux, cet état hydrique est susceptible de varier sensiblement, les conditions d'utilisation de ces matériaux peuvent, par conséquent, évoluer 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.

4.4.4 Terrassabilité des matériaux

La réalisation des déblais concernant les sols reconnus ne devrait pas présenter de difficulté particulière d'extraction. Les terrassements pourront donc se faire à l'aide d'engins classiques de moyenne puissance.

Toutefois, il n'est pas exclu de rencontrer des blocs, des passages plus compacts ou des vestiges de construction en phase travaux. Cela pourra alors nécessiter l'emploi d'engins spécifiques.

4.4.5 Drainage de la plateforme en phase chantier et en phase définitive

La présence de venues d'eau à faible profondeur et la qualité médiocre des sols superficiels nécessiteraient de procéder à un drainage dès le démarrage du chantier (formes de pente, rigoles, épis, épuisement périphérique, ...).

Des arrivées d'eau à faible profondeur ou résurgences étant possibles, nous conseillons donc fortement de réaliser les travaux en période d'étiage ou de nappe basse (et de suivre les niveaux de crue pour mettre en sécurité de chantier en cas de risque d'inondation).

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 suivantes :

- 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) pourra être à prévoir en pied pour protéger le bas de la rampe des eaux du talus.

On veillera à protéger toutes surfaces avant l'arrivée de la pluie.

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

4.4.6 Talutages

Hors mitoyenneté et hors d'eau, les **talus provisoires** des fouilles pourront être dressés avec une pente de 3 de base pour 2 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 2 de base pour 1 de hauteur et seront rapidement végétalisés pour éviter le ravinement et leur déstabilisation.

4.4.7 Soutènements

Des places de stationnements en remblais sont prévues au niveau du talus en limite Sud-Ouest du site. Il sera nécessaire de réaliser un soutènement.

Les solutions envisageables dans ce cas pourront être de type :

- un mur poids en éléments modulaires (de type gabions ou équivalents),
- un mur en béton armé de type Cantilever.

En l'absence d'essais spécifiques, on pourra retenir les caractéristiques géomécaniques suivantes à titre indicatif uniquement :

Nature du sol	Masse volumique γ	Angle de frottement φ'	Cohésion C'
1 – Argile +/- graveleuse	18 kN/m ³	25°	5 kPa

Ces valeurs devront impérativement être confirmées dans les phases d'études ultérieures du projet (phase G2 PRO)

La vérification de la condition de renard et de boulangue pour la géométrie de l'ouvrage précédent, induit que la stabilité du fond de fouille est assurée.

A titre indicatif, pour un mur de 3 m de hauteur libre on peut retenir une semelle d'environ 2 m de largeur.

4.5 FONDATIONS SUPERFICIELLES

4.5.1 Principe de dimensionnement

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).

Suivant la NF P 94 261, les vérifications doivent porter sur :

- La limitation de charge, l'excentrement de la charge et le tassement pour les situations ELS,
- Le poinçonnement, le glissement, et l'excentrement de la charge pour les situations ELU,
- Le glissement et la portance vis-à-vis des sollicitations sismiques.

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 ($R_{v;d} + R_0$) :

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

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 – ici négligé

$R_{v;d}$: 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

- 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)

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, $i_\beta = 1.00$)

Vérification au glissement

La vérification au glissement est réalisée à l'ELU :

$$H_d \leq R_{h;d} + R_{p;d}$$

- Avec : H_d : la composante horizontale de la charge transmise par la fondation au terrain
- $R_{h;d}$: la résistance frontale ou tangentielle de la fondation
- $R_{p;d}$: la résistance au glissement de la fondation sur le terrain ($= R_{p;k} / \gamma_{R;e}$)
- $\gamma_{R;e}$: un facteur de sécurité égal à 1.4 en réaction frontale et 1.1 en tangentielle

En conditions non drainées, la résistance au glissement est déterminée par la formule suivante :

$$R_{h;d} = \min \left\{ A' \times c_{u;k} \times \frac{1}{\gamma_{R;h} \times \gamma_{R;d,h}} ; 0.4 \times V_d \right\}$$

- Avec : V_d : la composante verticale de la charge transmise par la fondation au terrain (correspondant à H_d)
- A' : la surface comprimée de la fondation (en tenant compte des excentrement)
- $c_{u;k}$: cohésion non drainée du terrain d'assise de la fondation
- $\delta_{a;k}$: angle de frottement à l'interface entre la base de la fondation et le terrain
- $\gamma_{R;h}$: un facteur de sécurité de résistance au glissement égal à 1.1
- $\gamma_{R;d,h}$: un facteur de sécurité de modèle égal à 1.1

Excentricités

En cas de charges excentrées, il convient également de vérifier que l'excentrement ne dépasse pas les valeurs seuil définies :

$$\begin{aligned} \text{Aux ELS Quasi-Permanents : } & \left(1 - \frac{2 \cdot e_H}{B}\right) \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_L}{L}\right) \geq \frac{2}{3} \\ \text{Aux ELS Caractéristiques : } & \left(1 - \frac{2 \cdot e_H}{B}\right) \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{2} \\ \text{Aux ELU : } & \left(1 - \frac{2 \cdot e_H}{B}\right) \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{15} \end{aligned}$$

Avec : B : la largeur de la fondation
L : la longueur de la fondation
e_B : l'excentricité selon la largeur
e_L : l'excentricité selon la longueur

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 :

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

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 cohérents sont définies selon les formules ci-dessous :

$$\bar{N} = \frac{\gamma_{Ra} N_{Ed}}{N_{max}} \quad \bar{V} = \frac{\gamma_{Ra} V_{Ed}}{N_{max}} \quad \bar{F} = \frac{\rho \cdot a_g \cdot S \cdot B}{\bar{c}} \quad N_{max} = (\pi + 2) \frac{\bar{c}}{\gamma_M} B$$

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

4.5.2 Ebauche dimensionnelle

Compte tenu de la nature des sols et du projet, pour des descentes de charges verticales centrées* ($i_s = 1.00$) afin de tenir compte des hétérogénéités du sol, la contrainte maximale sera limitée à :

$$q_{net} = 300 \text{ kPa}$$

Il vient alors les contraintes maximales suivantes :

à l'ELS quasi-permanent et caractéristique : $q_{v;d} = \frac{q_{net}}{2.76} = 110 \text{ kPa}$

à l'ELU pour les situations durables et transitoires : $q_{v;d} = \frac{q_{net}}{1.68} = 175 \text{ kPa}$

* Remarque : dans le cas où les charges seraient inclinées (de par la présence d'efforts horizontaux ou moments ou encore pour des semelles excentrées), il conviendra d'appliquer aux valeurs ci-avant un coefficient minorateur i_s conformément aux recommandations de l'annexe D de la norme NF P 94-261.

4.5.3 Fondations de l'extension

On pourra retenir un système de fondations superficielles de préférence isolées, ou ponctuellement filantes (si perpendiculaires à l'existant comme pour le mur du quai).

Les semelles devront être ancrées de 0.3 m minimum dans les argiles plus ou moins sableuses et graveleuses (formation 1) reconnues sous les remblais au droit des sondages réalisés.

Comme critères définissant le niveau d'assise, on retiendra, parmi les suivants le plus restrictif des paramètres suivants :

- un ancrage minimal de 0.3 m dans l'horizon porteur,
- un ancrage à au moins 0.8 m de profondeur par rapport au terrain actuel,
- le respect de la garde hydrique fixée ici à 1.5 m de profondeur par rapport au niveau périphérique fini,
- 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 selon l'annexe O informative et l'amendement A1 de la norme NF P 94-261.

Dans ces conditions, en supposant des descentes de charges verticales centrées ($i_s = 1.00$) 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 :

Semelle	Ponctuelle			Filante		
Dimensions	0.7 x 0.7 m	1.0 x 1.0 m	1.5 x 1.5 m	0.4 m de largeur	0.8 m de largeur	1.0 m de largeur
Descente de charge maximale (V_d) aux ELS	50 kN (5 t)	110 kN (11 t)	250 kN (25 t)	40 kN/ml (4 t/ml)	90 kN/ml (9 t/ml)	110 kN/ml (11 t/ml)

4.5.4 Fondations du bâtiment existant

Les fondations reconnues ponctuellement sont des massifs isolés de 1.2 x 1.2 m ancrés dans les argiles plus ou moins sableuses et graveleuses (formation 1).

Pour le bâtiment existant, en supposant des descentes de charges verticales centrées ($i_s = 1.00$) 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 160 kN (soit 16 t).

4.5.5 Tassements

On calcule le tassement selon la méthode de Ménard conformément à l'annexe H de la norme NF P 94-261 de juin 2013 (Eurocode 7) par la formule suivante :

$$\omega = \frac{2}{9 \times E_d} \times q^* \times B_o \times \left(\lambda d \times \frac{B}{B_o} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{9 \times E_c} \times q^* \times \lambda c \times B$$

- Avec :
- E_d module pressiométrique équivalent dans la zone déviatorique
 - E_c module pressiométrique équivalent dans la zone volumique
 - q^* contrainte verticale appliquée à la base de la fondation
 - B_o dimension de référence
 - B diamètre de la fondation
 - λ coefficients de forme
 - α coefficient rhéologique du sol

Pour les descentes de charges et largeurs de fondation données ci-avant, les tassements seront centimétriques.

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. Il appartient au BET structure de prendre en compte les tassements différentiels et de concevoir une éventuelle rigidification de l'ouvrage. On pourra notamment prévoir un renforcement des armatures des fondations et des chaînages tant horizontaux que verticaux.

4.5.6 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 conformément aux recommandations de l'annexe D de la norme NF P 94-261.

Les fondations devront être également vérifiées au glissement et au renversement (excentricités) en phase G2 PRO.

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.

4.5.7 Dispositions constructives

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

- Pour des raisons de bonnes exécution (cela permet notamment d'assurer un enrobage correct des armatures standards), il est recommandé de ne pas descendre la largeur des fondations en dessous de 0.4 m avec une surface au sol (assise) de 0.5 m² minimum pour une semelle isolée (soit 0.7 m x 0.7 m pour une semelle carrée), le DTU 13.1 de septembre 2019 fixant normativement la largeur minimale à 0.4 m hors tolérances d'exécution des fouilles ;
- En l'absence d'essais en laboratoire spécifiques sur les terrains en place, le béton des fondations sera confectionné avec un ciment résistant aux agents agressifs ;
- 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 fondés de façon différente ou présentant des descentes de charges très différentes, 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.

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. Dans le cas contraire, des purges (sols décomprimés ou altérés) seront à prévoir avec surépaisseur de rattrapage au gros béton.

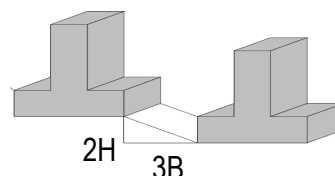
La justification du dimensionnement devra faire l'objet d'une étude spécifique dans le cadre d'une étude de projet géotechnique (G2 PRO).

4.5.8 Reprises en sous-œuvre ou contre-œuvre et mitoyenneté

La réalisation du projet actuel implique l'exécution de déblais au voisinage immédiat de constructions existantes dont les fondations et la structure sont mal connues. Toutes les précautions devront être prises pour leur éviter tout dommage tant en phase provisoire que définitive.

En cas de mitoyenneté simple, ce qui devrait être le cas il conviendra de ne pas déstabiliser les fondations en descendant les fondations du projet à la même cote que les fondations existantes. Il peut être toléré ponctuellement (cas d'un massif mitoyen à une semelle filante ou d'une semelle filante perpendiculaire à une existante) une sur-profondeur à condition de prévoir les blindages adéquats et un coulage immédiat du gros béton.

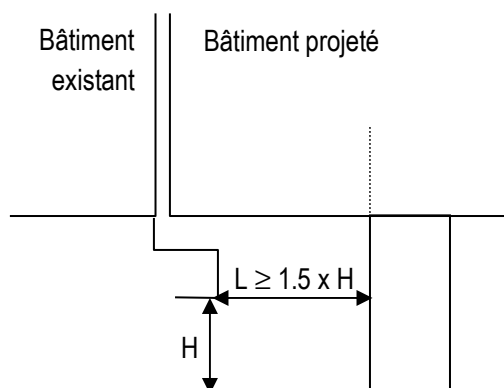
Par ailleurs, des fondations établies à des niveaux différents et à proximité de talus doivent respecter la règle des 3 de base pour 2 de hauteur entre arêtes de fondations et/ou pied de talus.



Cette règle devra également être appliquée entre les bases des fondations du bâtiment existant et celles du projet, ce qui nécessite de connaître la profondeur de chacune des fondations situées le long des extensions (sondages à réaliser lors de la réalisation des travaux), ce qui permettra également de vérifier la présence ou l'absence de remblais d'aménagement du site.

Cela pourra donc conduire :

- Soit à descendre les fondations situées à proximité de l'existant à la même profondeur,
- Soit à supprimer le débord extérieur des fondations existantes, ce qui nécessitera alors une étude spécifique et si besoin une reprise en sous œuvre du bâtiment),
- Soit à déporter les fondations projetées d'une distance $L > 1.5 h$ du bord de la fondation du bâtiment existant. La partie du bâtiment projeté à l'extérieur des fondations étant alors portée en console, comme le montre le schéma ci-dessous.



En ce qui concerne la rampe du quai, cette dernière n'étant pas accolée à l'existant, un talus respectant cette règle pourra être envisagé, en veillant à ne pas déchausser les fondations de l'ouvrage existant.

4.6 NIVEAU-BAS

4.6.1 Principe

La réalisation d'un dallage sur terre-plein est envisageable compte tenu de la qualité du sol support après terrassement. Une couche de forme sera nécessaire avant sa mise en œuvre.

4.6.2 Conception et exécution

Préambule important : étant donné la nature des terrains qui seront présents en fond de fouille (argiles particulièrement sensibles aux variations météorologiques), 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 de la terre végétale et des remblais éventuels,
- Terrassement jusqu'au fond de forme qui sera constitué par l'argile plus ou moins sableuse et graveleuse,
- 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 avec des engins adaptés et avec un objectif de densification q4 correspondant à 95 % de l'optimum Proctor normal (OPN),
- Vérification de la portance du fond de forme par essais à la plaque ; elle doit être supérieure ou égale à 20 MPa (EV2), dans le cas d'un fond de forme meuble,
- Mise en place d'un géotextile anticontaminant,
- Mise en œuvre de la structure sous dallage avec compactage de la couche de forme suivant un objectif de densification q3 représentant 98.5 % de l'Optimum Proctor Normal (OPN) en moyenne pour chaque couche et 96 % de l'OPN en fond de chaque couche.

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

- Une couche de forme de 0.4 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 ou éventuellement celui de 2023.

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

Selon l'état hydrique des matériaux au moment des travaux, un traitement du fond de forme à la chaux en pleine masse sera à prévoir sous réserve de l'étude d'aptitude au traitement du sol (conformément à la norme NF P94-100).

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 de Décembre 2021.

4.6.3 Contrôles

D'après le DTU 13.3 de Décembre 2021 applicable au projet, le module EV2 à obtenir est de 50 MPa minimum sur la couche de forme avec un rapport EV2/EV1 < 2.2.

En variante, s'il n'est possible de réaliser des essais à la plaque du fait des difficultés d'accès, on pourra envisager des essais au pénétromètre dynamique avec un objectif de densification à q_3 sur toute la hauteur de la couche de forme et q_4 au niveau des remblais de comblement ou rehausse.

Si ces valeurs ne sont pas obtenues, des adaptations constructives seront à considérer (purge et substitution, cloutage, géogrilles, surépaisseur de matériaux en couche de forme si le projet le permet, ...) 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.

4.6.4 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	0.5 m	1	50 MPa
1 – Argile +/- sableuse et graveleuse	> 7.0 m	2/3	6 MPa

Pour information, pour des surcharges de 1 t/m² (10 kPa), le tassement du dallage sera centimétrique pour les terrassements prévus (évaluation à partir du bicouche de Ménard).

Il revient aux concepteurs de préciser la limite acceptable des tassements. S'ils sont considérés comme trop importants, un principe de plancher porté (ou une amélioration de sol) reste adaptable et pourra être coulé en place.

4.7 PROTECTION DES OUVRAGES VIS-A-VIS DE L'EAU

Il n'a pas été rencontré d'eau dans les sondages au moment des investigations. Il sera cependant 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 eaux ne devront, en aucun cas, être infiltrées dans les terrains. Par ailleurs, les dispositifs d'évacuation et de collecte devront être imperméabilisés (bétonnage, ...).

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.

4.8 PROTECTION DES OUVRAGES VIS-A-VIS DU RISQUE SISMIQUE

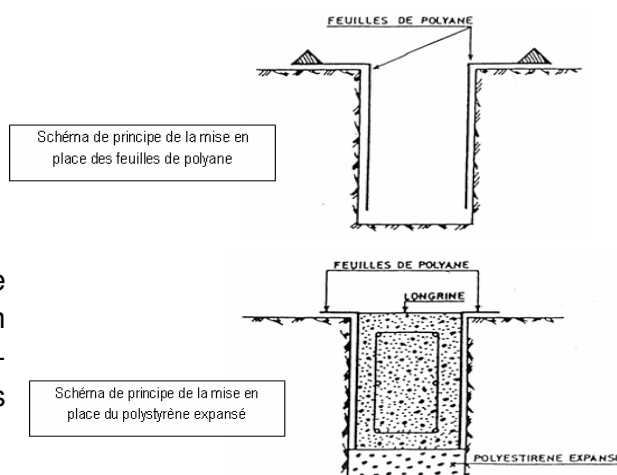
Les dispositions générales à respecter sont les suivantes :

- Système de fondation homogène sous un même corps de bâtiment, à moins de délimiter des parties par joints parasismiques ;
- Eviter les fondations isolées non liaisonnées ;
- 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, ... ;
- Encastrer 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 ;
- Prévoir tout éléments raidisseurs dans la structure, tels que chaînages, voiles, longrines, ...

4.9 PROTECTION VIS-A-VIS DU RETRAIT / GONFLEMENT

De par la sensibilité des sols aux phénomènes de retrait et gonflement, on veillera à respecter les contraintes constructives suivantes :

- Mise hors dessiccation du sol de fondation à assurer par un encastrement suffisant par rapport aux niveaux finis extérieurs (1.5 m minimum) et intérieurs. On notera que la profondeur de la dessiccation est une donnée très approximative au stade actuel des connaissances scientifiques ; de ce fait, l'encastrement demandé des fondations doit impérativement être respecté ainsi que le liaisonnement des structures précisées précédemment ;
- Les parois des fouilles devront être le plus proche possible de la verticale pour éviter les efforts horizontaux parasites et les problèmes qui leur seraient liés, notamment une poussée verticale vers le haut ;
- Les réseaux devront être assis sur une épaisse couche de sable sur toute leur longueur, et leur raccordement au bâtiment devra être souple et flexible afin de supporter les mouvements dus au retrait / gonflement sans se détériorer ;
- Un film polyane devra être mis en place sur les parois des fouilles dès leur ouverture, comme indiqué dans le schéma ci-contre :
- Pour éviter tout contact direct entre le sol argileux et les longrines, on intercalera une couche de polystyrène expansé de 10 cm d'épaisseur, comme le montre le schéma ci-contre : cela permettra ainsi d'absorber les contraintes liées au gonflement des sols :
- La structure devra être bien rigidifiée (semelles et chaînage armés) avec rigidification du niveau bas, la rigidité maximale dans le sens de la plus grande portée ;
- Coulage des fondations à pleine fouille sur toute la hauteur ;
- Les descentes d'eaux pluviales seront canalisées en pied d'ouvrage par un collecteur étanche qui évacuera les eaux à plus de 3 m du bâtiment et on évitera tout épandage d'eau à proximité de la construction ;
- De même, tout pompage à proximité de la construction sera à proscrire ;
- Des joints structurels seront mis en place sur toute la hauteur du bâtiment (y compris les fondations) au niveau de toute variation de descentes de charges ou du profil géologique ;
- On procédera à la rigidification de l'infrastructure du niveau bas, la rigidité maximale dans le sens de la plus grande portée, toute la structure devant être rigidifiée (fondations, soubassement, plancher, chainages horizontaux et chainages verticaux) de telle sorte que l'ouvrage réagisse comme un bloc ;



- Aucun arbre ne devra être planté à une distance à la construction inférieure à 1.5 fois la hauteur de l'essence adulte (y compris dans le cas d'une haie ou d'un bosquet) à moins de mettre en place des écrans anti-racinaires ;
- Les eaux de toiture seront collectées avec un système de gouttières, et évacuées à distance des fondations ;

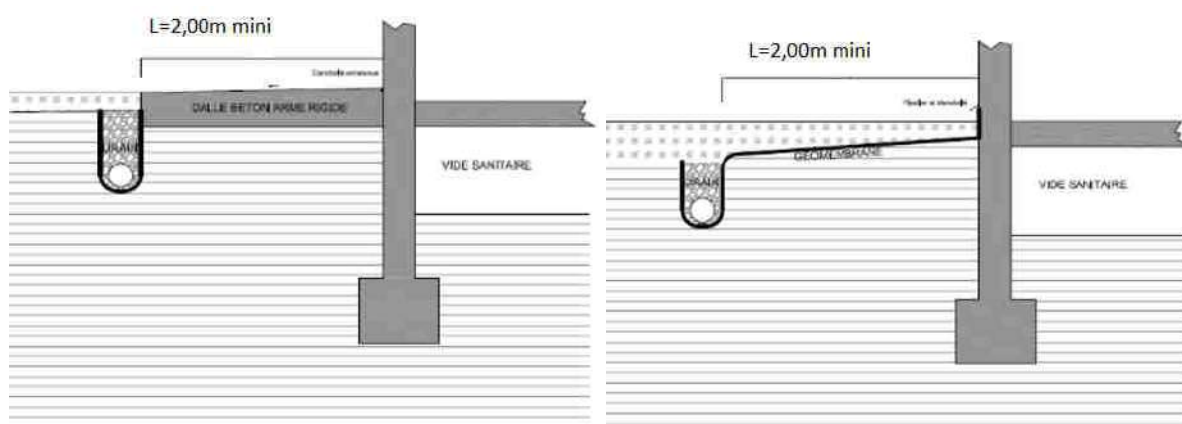
Un trottoir périphérique étanche d'au moins 2 m de largeur sera mis en place tout autour de chaque ouvrage pour éviter les infiltrations d'eau jusqu'au niveau des fondations (en particulier par les remblais) mais également la dessiccation en période estivale sèche.

Cette structure aura une pente vers l'extérieur de telle sorte à récupérer et évacuer les eaux, par un drain en extrémité de protection.

Il pourra s'agir :

- d'un revêtement bitumineux de structure de chaussée,
- d'un trottoir en béton : dans ce cas, il devra être suffisamment ferrailé de telle sorte à éviter toute fissuration due au tassement différentiel lié aux sols décomprimés en surface (fonctionnement comme un bloc rigide),
- d'une géomembrane étanche enterrée à 10 cm de profondeur au droit du voile et descendant selon une pente régulière jusqu'au drain associée à un drainage et recouverte de terre végétale sur toute sa surface.

On veillera à l'étanchéité de la liaison entre la protection périphérique et le voile du bâtiment, pour éviter toute infiltration au niveau des fondations.



Enfin, les concepteurs et les constructeurs se référeront à l'ensemble des sujétions vis à vis du retrait gonflement :

- des 3 guides IFSTTAR sur ce sujet (notamment au respect des recommandations des chapitres 2.2, 2.3 et 3.3 ou 3.4 ou 3.5 du guide n°2),
- du guide FNTF de Mars 2010 pour la « réalisation des terrassements des plateformes de bâtiments et d'aires industrielles dans le cas de sols sensibles à l'eau ».

La définition exacte des dispositions à prendre en compte ne fait pas partie de la présente mission et devra faire l'objet d'une mission complémentaire dans le cadre d'une étude en phase projet (G2 PRO).

Il appartient au BET structure de prendre en compte les tassements différentiels et de concevoir une éventuelle rigidification de l'ouvrage.

4.10 VOIRIES

La structure actuelle des voiries est composée d'une couche d'enrobé bitumineux de 3 à 5 cm, mise en œuvre sur un remblais gravelo-sableux de 70 à 250 cm, puis le sol argileux et plus ou moins sablo-graveleux.

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

IR = 120 °C x jours pour des hivers rigoureux non exceptionnels,

IR = 220 °C x jours pour des hivers rigoureux exceptionnels.

Après analyse des sondages et essais réalisés, il apparaît que pour la structure actuelle des voiries, les conditions de mise hors-gel sont respectées pour des hivers rigoureux.

4.10.1 Diagnostic de déformabilité des voiries existantes

Au vu des résultats des mesures de déflexion, les résultats sont analysés dans leur ensemble.

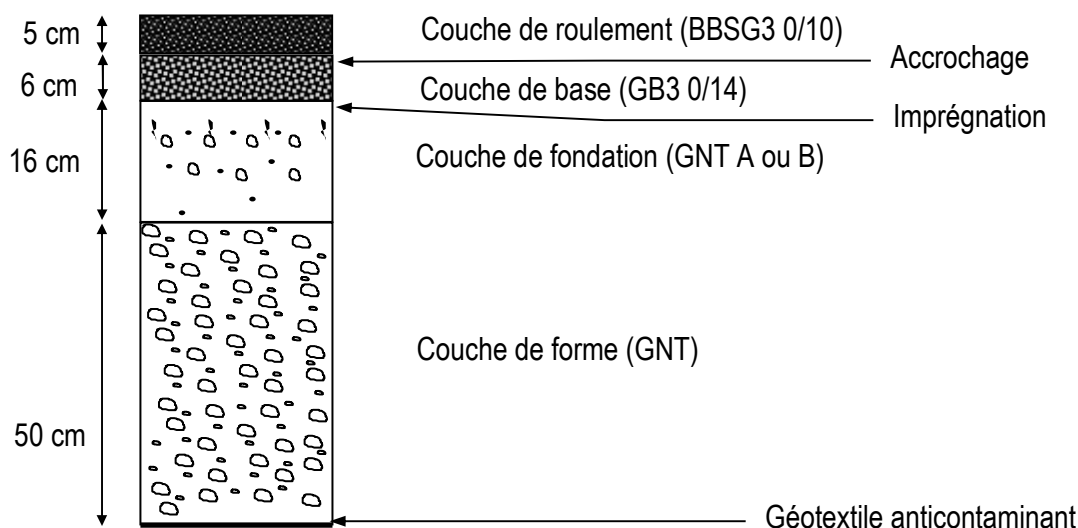
Au sens du guide de renforcement du SETRA, la classe de déflexion de la chaussée obtenue est **D4** (0.45 à 0.74 mm).

Au vu de la structure de la chaussée (voirie souple avec une épaisseur d'enrobés inférieures à 12 cm), pour une classe de trafic T5, la déflexion caractéristique mesurée (0.73 mm) indique **un comportement bon de la structure** sur le plan mécanique.

Dans ces conditions, si aucun reprofilage n'est prévu, nous proposons de conserver la couche de forme et de reprendre uniquement les enrobés.

4.10.2 Structure type de chaussée avec revêtement bitumineux

Si un reprofilage est prévu, à titre indicatif, la structure retenue pour les voiries lourdes avec revêtement bitumineux (classe de trafic sera T5) est la suivante :



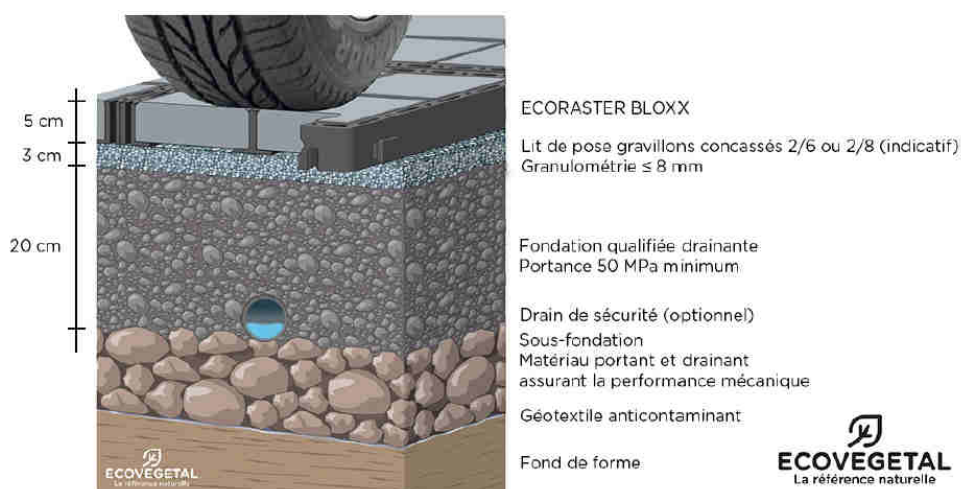
Des adaptations sont possibles pour les voiries légères.

Pour la structure des voiries, les conditions de mise hors-gel seront respectées pour des hivers rigoureux non exceptionnels.

Les conditions de mise en œuvre des matériaux sont définies par le GTR et la norme NF P 98-150.

4.10.3 Places de parking en pavés Ecoraster

Le projet prévoit d'intégrer des places de stationnement en Pavés Ecoraster.



Ce système est composé de modules non végétalisés (pavés), mis en place sur un lit de pose de 3 cm, avec une couche de fondation de 20 cm en 0/31.5, une assise drainante et une couche de forme en GNT.

Au vu de la bonne perméabilité des remblais actuels, ce type de structure peut être retenu avec une couche de forme drainante composée de matériaux de type 20/40, 40/80 ou équivalent, d'au moins 20 cm d'épaisseur et avec un pourcentage de vides d'au moins 30 %.

Cette structure drainante devra être séparée des sols (arase et couche de forme 0/80) par des géotextiles abnticontaminants (sauf si la condition de filtre entre les matériaux en contact est démontrée).

4.10.4 Rampe du quai

Dans la zone du quai, en déblais par rapport au terrain actuel, l'arase sera constituée par le sol de la formation 1 argileux et plus ou moins sableux et graveleux.

Ainsi, la PST peut être estimée en PST 1 / AR 1.

Pour un sol support en PST 1 / AR 1, la structure sous voiries 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'une structure sous voirie comprenant :
 - une couche de forme de 0.4 m d'épaisseur minimale en concassé 0/80 ou équivalent,
 - une couche de réglage de 0.1 m d'épaisseur minimale en concassé 0/31.5 ou équivalent.

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

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 :

$$EV2 > 50 \text{ MPa}$$

$$EV2/EV1 < 2.2$$

Les conditions de mise en œuvre des matériaux sont définies par le GTR et la norme NF P 98-150.

5. ENCHAINEMENT DES ETUDES ULTERIEURES

Les conclusions du présent rapport ne sont valables que sous réserve de nos conditions générales et des missions d'ingénierie géotechnique selon la norme NF P94-500 de novembre 2013 (extrait en annexe).

Nous rappelons que cette étude est une mission de niveau G2 menée en phase Avant-Projet.

Ginger CEBTP se tient à disposition pour la réalisation des missions géotechniques suivantes.

Conformément à la norme NF P94-500 de novembre 2013, il est prévu d'enchaîner les études d'ingénierie géotechniques avec les phases suivantes :

- Etude géotechnique de conception phase PROJET (G2 PRO),
- Etude géotechnique de conception phase DCE/ACT (G2 ACT),
- Puis, après attribution du marché de travaux, les études géotechniques de réalisation (G4 phase Etude et Suivi d'exécution).

Il est du ressort de l'Entreprise retenue de réaliser ou faire réaliser l'étude géotechnique de réalisation (mission G3).

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)

de la mission d'étude géotechnique de conception (étape 2). Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire. Elle comprend deux phases :

Phase Étude de Site (ES)

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

— Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisinants avec visite du site et des alentours.

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

— Fournir un rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs.

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

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

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

— Fournir un rapport de synthèse des données géotechniques à ce stade d'étude (première approche de la ZIG, horizons porteurs potentiels, ainsi que certains principes généraux de construction envisageables (notamment fondations, terrassements, ouvrages enterrés, améliorations de sols).

ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

Cette mission permet l'élaboration du projet des ouvrages géotechniques et réduit les conséquences des risques géotechniques importants

identifiés. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend trois phases :

Phase Avant-projet (AVP)

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

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

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

Phase Projet (PRO)

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

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

— Fournir un dossier de synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques en particulier), des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions vis-à-vis des nappes et des avoisinants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités.

Phase DCE / ACT

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

— Établir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase Projet avec plans, notices techniques, cahier des charges particulières, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel).

— Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques,

participer à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

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).

— Elaborer 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)

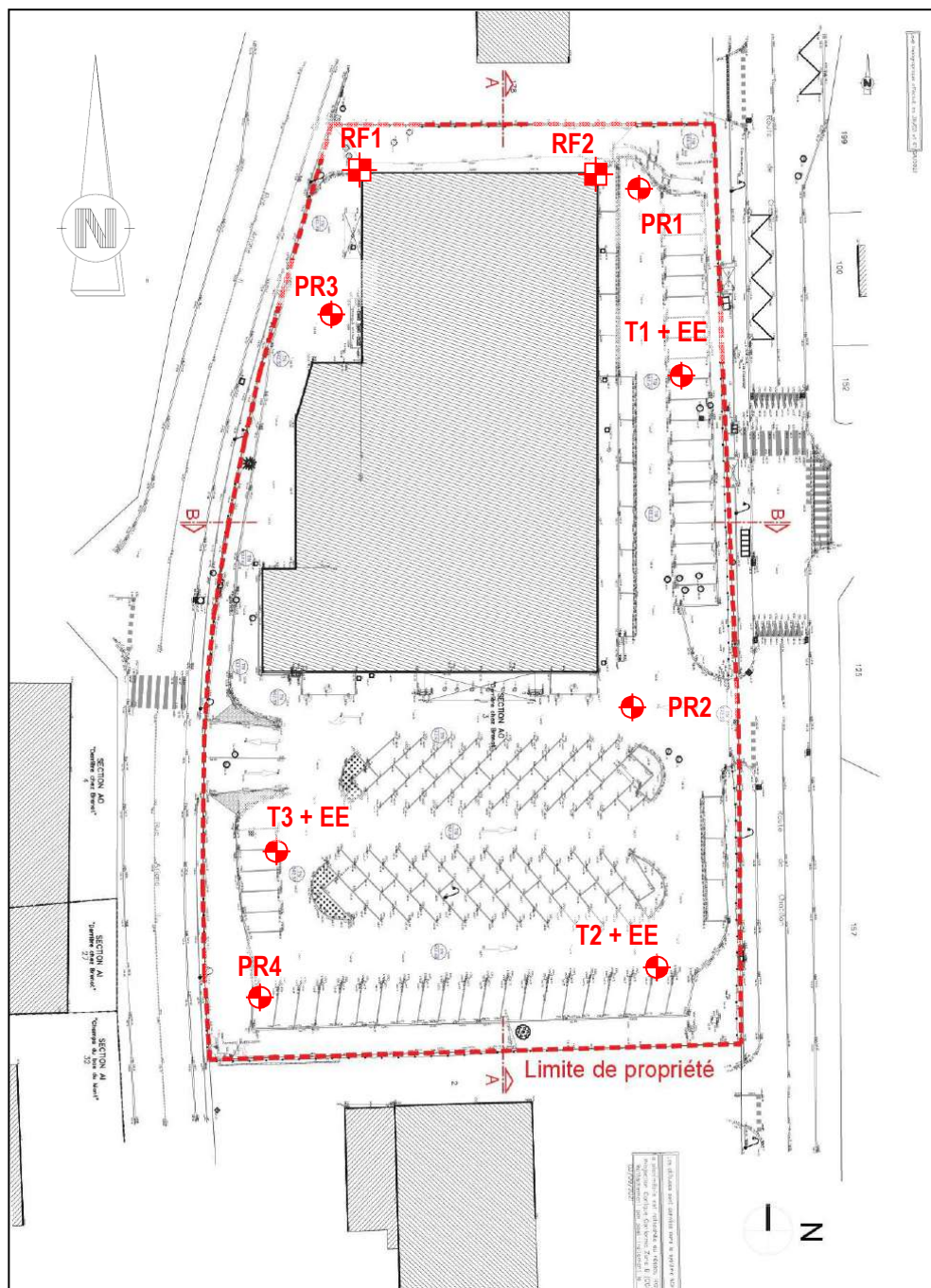
Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder, de façon strictement limitative, à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle. Ce diagnostic géotechnique précise l'influence de cet ou 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



15 m



75 m

PLAN D'IMPLANTATION

LEGENDE :

- Sondages pressiométriques (PR)
- Sondages à la tarière (T) et essais d'infiltration (EE)
- Sondages de reconnaissance de fondation (RF)

ANNEXE 3 : SONDAGES PRESSIOMETRIQUES

Coupes des sondages semi-destructifs
Courbes pressiométriques (p_i et E_M)

	CHATILLON LE DUC (25) Réaménagement d'un magasin		Dossier RDI2.O.111
	Date : 25/11/2024	Cote NGF : 342.6	Machine : Socomafor 65 Equipe : M321 - M. Bienvenu

1/50 Forage : PR1 EXGTE 3.23.3/LB2GEO107FR

Cote NGF	Profondeur	Lithologie	Outil	Tubage	Niveau d'eau	Em (MPa)	Pf - PI (MPa)	E/PI*
							Pf*  PI* 	
	0	Revêtement bitumineux 0.05 m - NGF : 342.55 m						
342		Remblais : grave sableuse beige 0.7 m - NGF : 341.9 m						
341	1	Argile +/- graveleuse marron	Tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm	Néant	25/11/2024 Néant	7.7	0.50 0.75	10.3
340	2					3.4	0.24 0.36	9.4
339	3					7.6	0.55 0.77	9.9
338	4							
337	5					8.6	0.58 0.86	10.0
336	6							
335	7					8.9	0.55 0.88	10.1
	8							
		8.0 m - NGF : 334.6 m						

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

	CHATILLON LE DUC (25) Réaménagement d'un magasin		Dossier RDI2.O.111	
	Date : 25/11/2024	Cote NGF : 342.5	Machine : Socomafor 65	Equipe : M321 - M. Bienvenu

1/50 Forage : PR2 EXGTE 3.23.3/LB2GEO107FR

Cote NGF	Profondeur	Lithologie	Outil	Tubage	Niveau d'eau	Em (MPa)	Pf - PI (MPa)	E/PI*
							Pf*  PI* 	
	0	Revêtement bitumineux 0.05 m - NGF : 342.45 m	Tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm	Néant	25/11/2024 Néant			
342		Remblais : grave sableuse beige 1.0 m - NGF : 341.5 m						
341	2	Argile +/- graveleuse marron				3.7	0.30 0.45	8.2
340	3					1.9	0.14 0.23	8.3
339	4					3.9	0.28 0.42	9.3
338	5	4.5 m - NGF : 338.0 m				3.1	0.23 0.34	9.1
337	6	Argile marron						
336	7					2.4	0.17 0.26	9.2
335	8	8.0 m - NGF : 334.5 m						

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

	CHATILLON LE DUC (25) Réaménagement d'un magasin		Dossier RDI2.O.111	
	Date : 26/11/2024	Cote NGF : 342.6	Machine : Socomafor 65	Equipe : M321 - M. Bienvenu

1/50

Forage : PR3

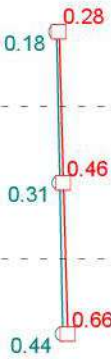
EXGTE 3.23.3/LB2GEO107FR

Cote NGF	Profondeur	Lithologie	Outil	Tubage	Niveau d'eau	Em (MPa)	Pf - PI (MPa)	E/PI*
							Pf* ○ PI* □	
	0	Revêtement bitumineux 0.05 m - NGF : 342.55 m						
342		Remblais : grave sableuse beige 1.0 m - NGF : 341.6 m						
341	1	Argile +/- graveleuse marron	Tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm	Néant	26/11/2024 Néant	3.3	0.23 0.34	9.7
	2					7.9	0.57 0.85	9.3
340								
339	3							
	4							
338						8.0	0.64 0.86	9.3
337	5							
	6							
336	7	7.0 m - NGF : 335.6 m						

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

	CHATILLON LE DUC (25) Réaménagement d'un magasin		Dossier RDI2.O.111
	Date : 26/11/2024	Cote NGF : 342.6 Machine : Socomafor 65 Equipe : M321 - M. Bienvenu	

1/50 Forage : PR4 EXGTE 3.23.3/LB2GEO107FR

Cote NGF	Profondeur	Lithologie	Outil	Tubage	Niveau d'eau	Em (MPa)	Pf - PI (MPa)	E/PI*
							Pf*  PI* 	
342	0	Revêtement bitumineux 0.05 m - NGF : 342.55 m	Tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm	Néant	26/11/2024 Néant			
341	1	Remblais : grave sableuse beige						
340	2	2.5 m - NGF : 340.1 m						
339	3	Argile marron-vert						
338	4	4.0 m - NGF : 338.6 m						
337	5	Argile +/- graveleuse marron						
	6	6.0 m - NGF : 336.6 m						

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

ANNEXE 4 : SONDAGES A LA TARIERE HELICOÏDALE

Coupes détaillées des sols



CHATILLON LE DUC (25)
Réaménagement d'un magasin

Date : 05/11/2024

Cote NGF : 342.4

Machine : Socomafor 10

Equipe : P. Plagnard + K. Mozet

Dossier RDI2.O.111

1/20

Sondage : T1

EXGTE 3.23.3/GTE

Cote NGF	Profondeur	Lithologie	Echantillon	Stabilité des parois	Niveau d'eau	Remarques
	0	Revêtement bitumineux 0.04 m - NGF : 342.36 m				
		Remblais : grave sableuse beige 0.4 m - NGF : 342.0 m				
342						
	1	Grave légèrement argileuse marron	x	Mauvaise		
341		1.5 m - NGF : 340.9 m				
	2					
		Argile marron-vert (odeur de vase) Classe GTR A1	x	Bonne	05/11/2024 Néant	Arrêt du sondage à la profondeur définie
340						
	3	3.0 m - NGF : 339.4 m				



CHATILLON LE DUC (25)
Réaménagement d'un magasin

Date : 05/11/2024

Cote NGF : 342.7

Machine : Socomafor 10

Equipe : P. Plagnard + K. Mozet

Dossier RDI2.O.111

1/20

Sondage : T2

EXGTE 3.23.3/GTE

Cote NGF	Profondeur	Lithologie	Echantillon	Stabilité des parois	Niveau d'eau	Remarques
342	0	Revêtement bitumineux 0.04 m - NGF : 342.66 m		Mauvaise	05/11/2024 Néant	Arrêt du sondage à la profondeur définie
		Remblais : grave sableuse beige 0.4 m - NGF : 342.3 m				
	1	Grave légèrement argileuse marron 1.2 m - NGF : 341.5 m				
341	2	Argile marron Classe GTRA2	x	Bonne		
340	3	3.0 m - NGF : 339.7 m				



CHATILLON LE DUC (25)
Réaménagement d'un magasin

Date : 05/11/2024

Cote NGF : 342.3

Machine : Socomafor 10

Equipe : P. Plagnard + K. Mozet

Dossier RDI2.O.111

1/20

Sondage : T3

EXGTE 3.23.3/GTE

Cote NGF	Profondeur	Lithologie	Echantillon	Stabilité des parois	Niveau d'eau	Remarques
342	0	Revêtement bitumineux		Mauvaise	05/11/2024 Néant	Arrêt du sondage à la profondeur définie
		0.04 m - NGF : 342.26 m				
		Remblais : grave sableuse beige	x			
		0.3 m - NGF : 342.0 m				
	1	Grave légèrement argileuse marron				
341		1.5 m - NGF : 340.8 m	x	Bonne	05/11/2024 Néant	Arrêt du sondage à la profondeur définie
	2	Argile graveleuse marron				
340		2.4 m - NGF : 339.9 m	x			
		Argile marron-vert (odeur de vase)				
	3	3.0 m - NGF : 339.3 m				

ANNEXE 5 : ESSAIS D'INFILTRATION

Coupes des sols
Infiltrations mesurées
Perméabilités des terrains

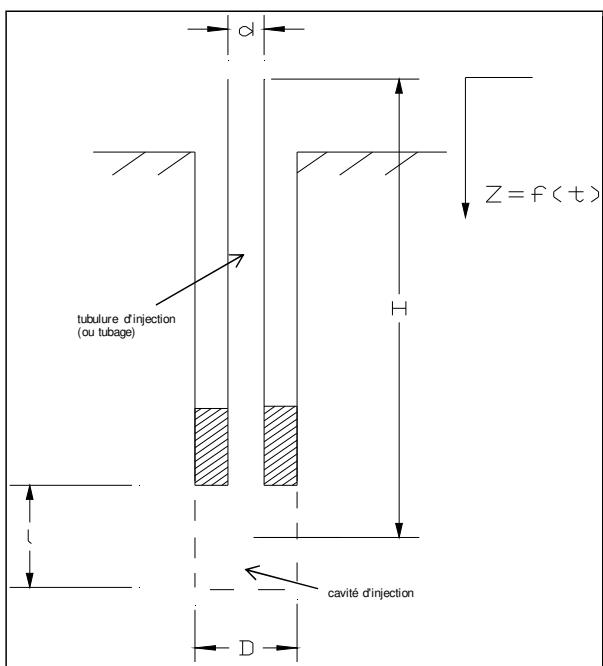
 Enregistrement DIJON E032 Version 1 du 24/04/2018	Essai de perméabilité à l'eau dans un forage en tube ouvert à charge constante en injection Essai hors nappe (ex Nasberg) selon la norme NF ISO 22282-2
---	---

Affaire : CHATILLON LE DUC (25) Réaménagement d'un magasin	Dossier : RD12.O.111
Client : LIDL	Sondage : T1
Nature du sol : Remblais graveleux	Profondeur : 0.5 - 1.5 m Date : 05/11/2024

Aire intérieure du tubage : S= 0.1979 m²	Cote du tubage /TN : Ht= 0.0 m
Tubage : Diam = 60 mm	Charge initiale : h0= 1.0 m
Cavité de : Prof sup = 0.5 m Prof inf = 1.5 m	Cavité L= 1.0 m B= 0.06 m
Niveau d'eau en forage : sec	H= 1.00 m

MESURES	
Temps (s)	Volume d'eau injecté (l)
490	15

$$K = \frac{8 \cdot V}{\pi \cdot t \cdot B^2 \cdot \left(1 - \sqrt{16 \cdot H / B} + 1 \right)^2}$$



Coefficient de perméabilité :

K = 1E-04 m/s

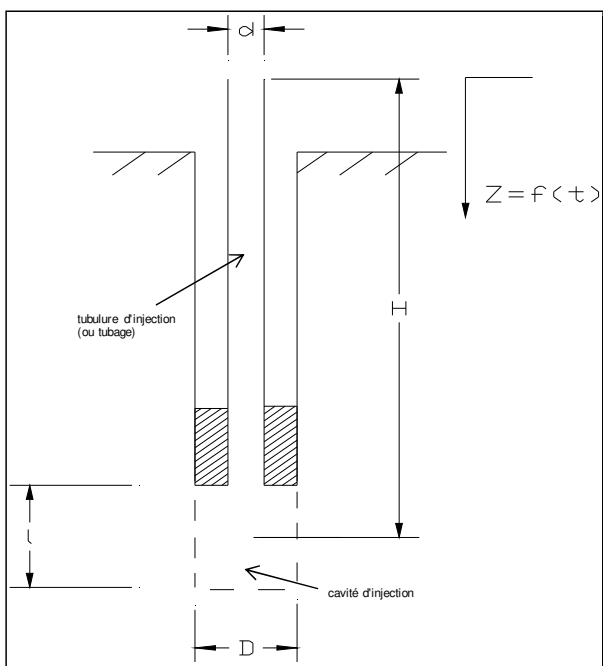
 Enregistrement DIJON E032 Version 1 du 24/04/2018	Essai de perméabilité à l'eau dans un forage en tube ouvert à charge constante en injection Essai hors nappe (ex Nasberg) selon la norme NF ISO 22282-2
---	---

Affaire : CHATILLON LE DUC (25) Réaménagement d'un magasin	Dossier : RD12.O.111
Client : LIDL	Sondage : T2
Nature du sol : Remblais graveleux	Profondeur : 0.1 - 1.2 m Date : 05/11/2024

Aire intérieure du tubage : S= 0.1979 m²	Cote du tubage /TN : Ht= 0.0 m
Tubage : Diam = 60 mm	Charge initiale : h0= 0.7 m
Cavité de : Prof sup = 0.1 m Prof inf = 1.2 m	Cavité L= 1.1 m B= 0.06 m
Niveau d'eau en forage : sec	H= 0.65 m

MESURES	
Temps (s)	Volume d'eau injecté (l)
26	15

$$K = \frac{8 \cdot V}{\pi \cdot t \cdot B^2 \cdot \left(1 - \sqrt{16 \cdot H / B} + 1 \right)^2}$$



Coefficient de perméabilité :

$$K = 3E-03 \text{ m/s}$$

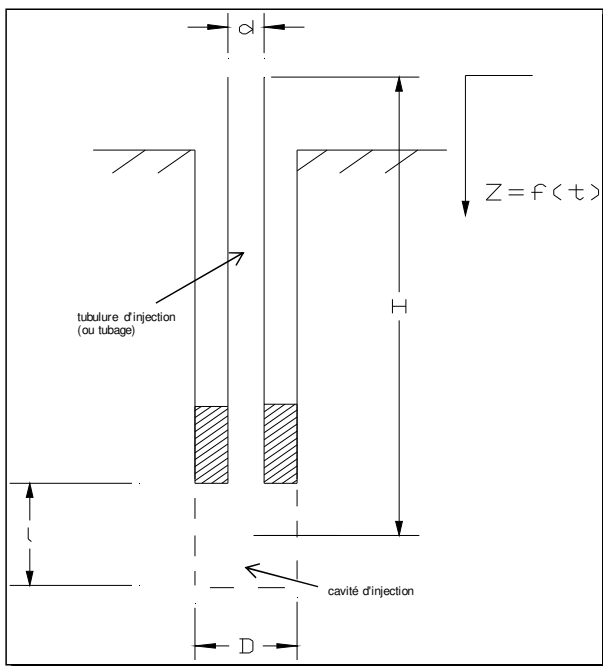
GINGER CEBTP Enregistrement DIJON E032 Version 1 du 24/04/2018	Essai de perméabilité à l'eau dans un forage en tube ouvert à charge constante en injection Essai hors nappe (ex Nasberg) selon la norme NF ISO 22282-2
--	---

Affaire : CHATILLON LE DUC (25) Réaménagement d'un magasin	Dossier : RD12.O.111 Sondage : T3
Cliant : LIDL	Profondeur : 0.9 - 1.5 m
Nature du sol : Remblais graveleux	Date : 05/11/2024

Aire intérieure du tubage : S= 0.1979 m²	Cote du tubage /TN : Ht= 0.0 m
Tubage : Diam = 60 mm	Charge initiale : h0= 1.2 m
Cavité de : Prof sup = 0.9 m Prof inf = 1.5 m	Cavité L= 0.6 m B= 0.06 m
Niveau d'eau en forage : sec	H= 1.20 m

MESURES	
Temps (s)	Volume d'eau injecté (l)
883	15

$$K = \frac{8 \cdot V}{\pi \cdot t \cdot B^2 \cdot \left(1 - \sqrt{16 \cdot H / B} + 1 \right)^2}$$

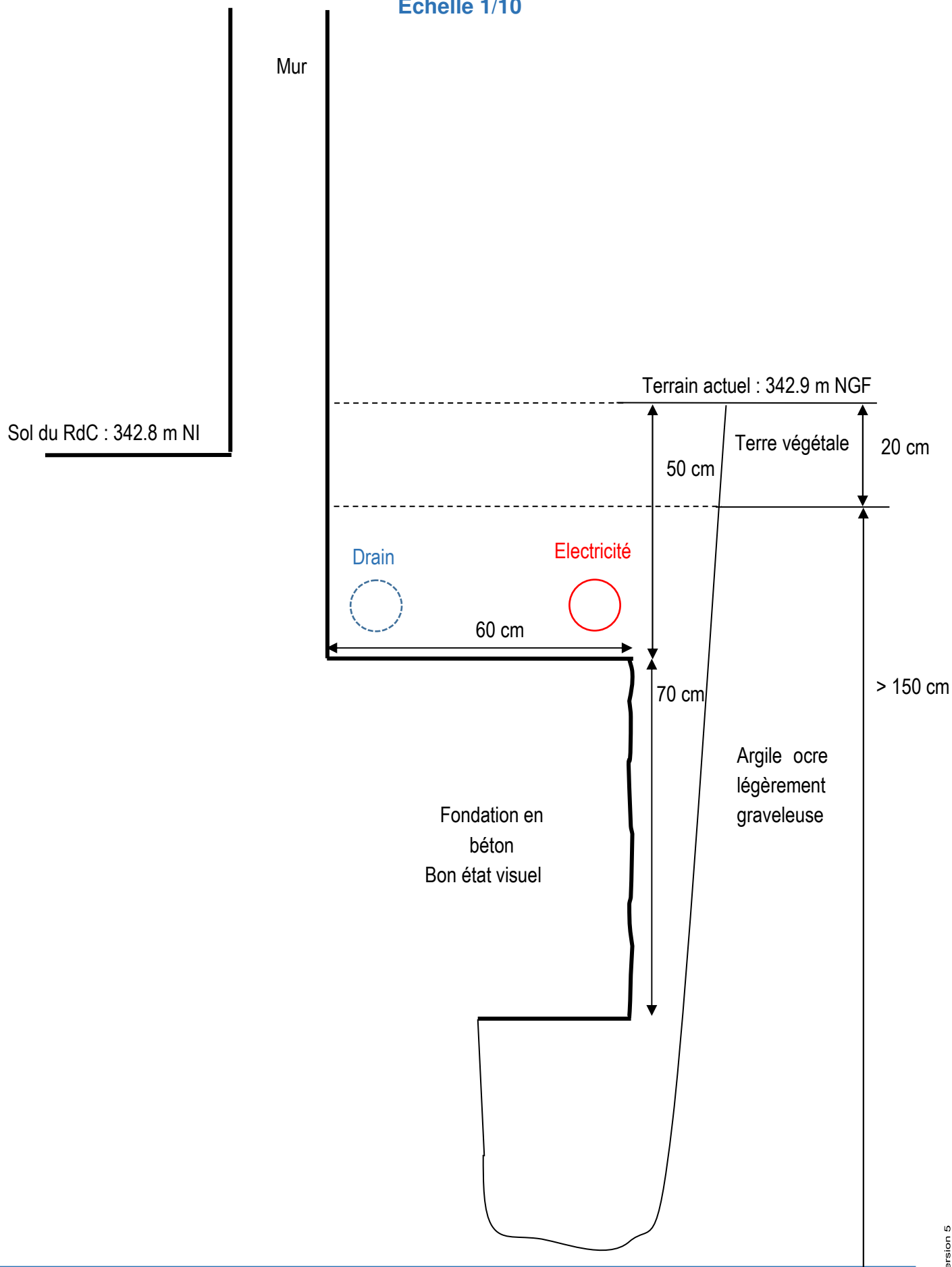


Coefficient de perméabilité : K = 4E-05 m/s	
---	--

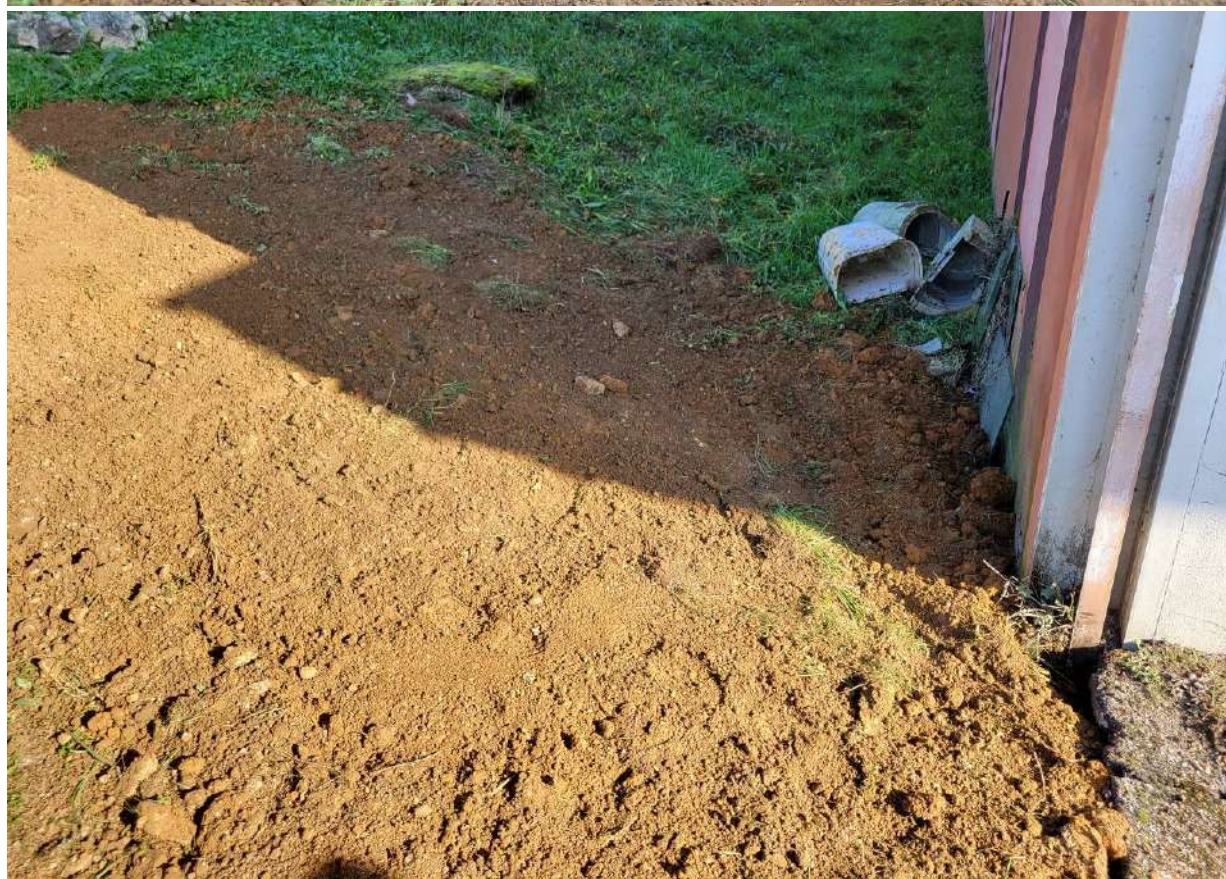
ANNEXE 6 : FOUILLES DE RECONNAISSANCE DES FONDATIONS

Coupes détaillées des sols avec géométrie des fondations
Photographies des fouilles à la pelle

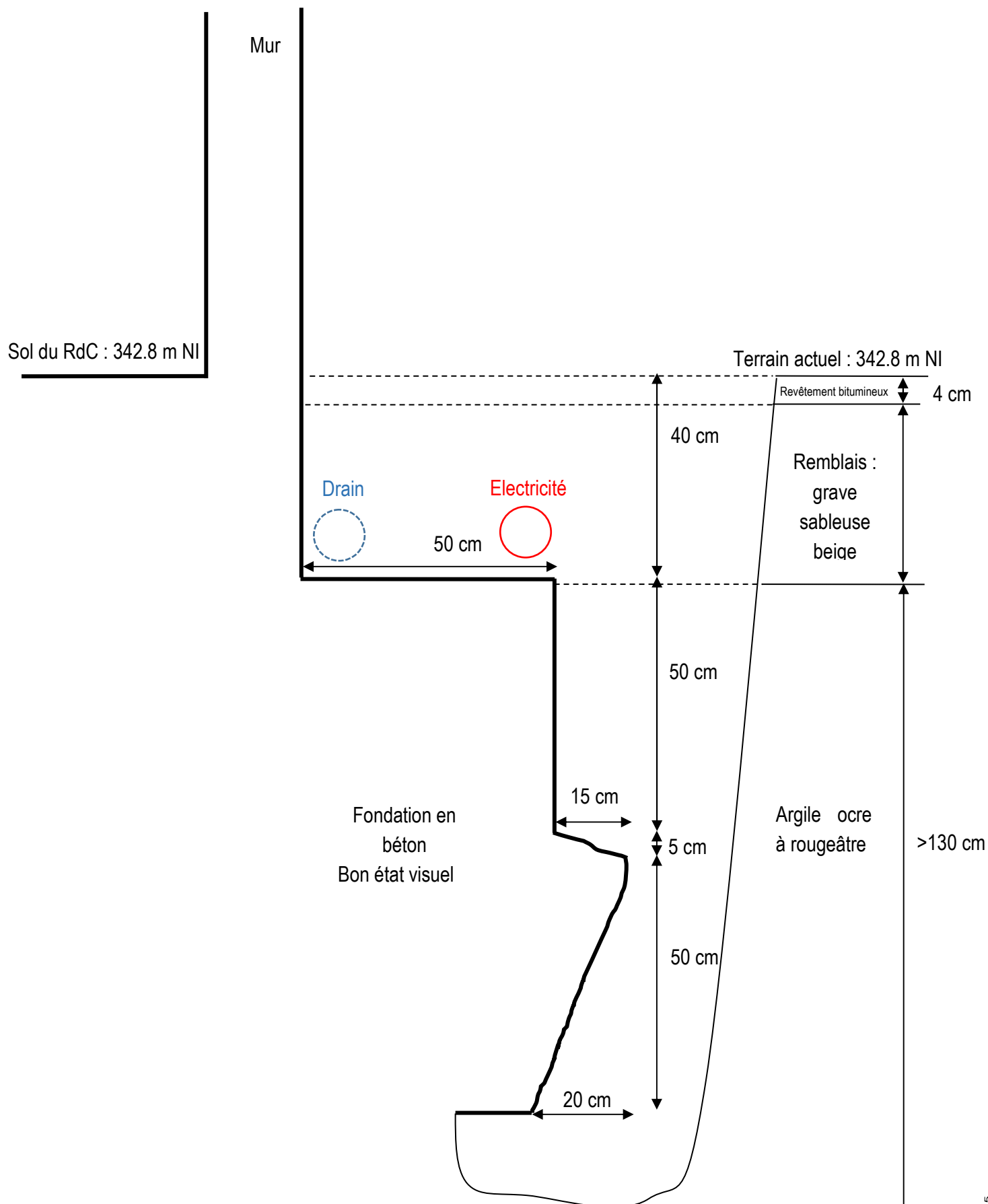
Coupe schématique de la fondation reconnue en RF1
Echelle 1/10



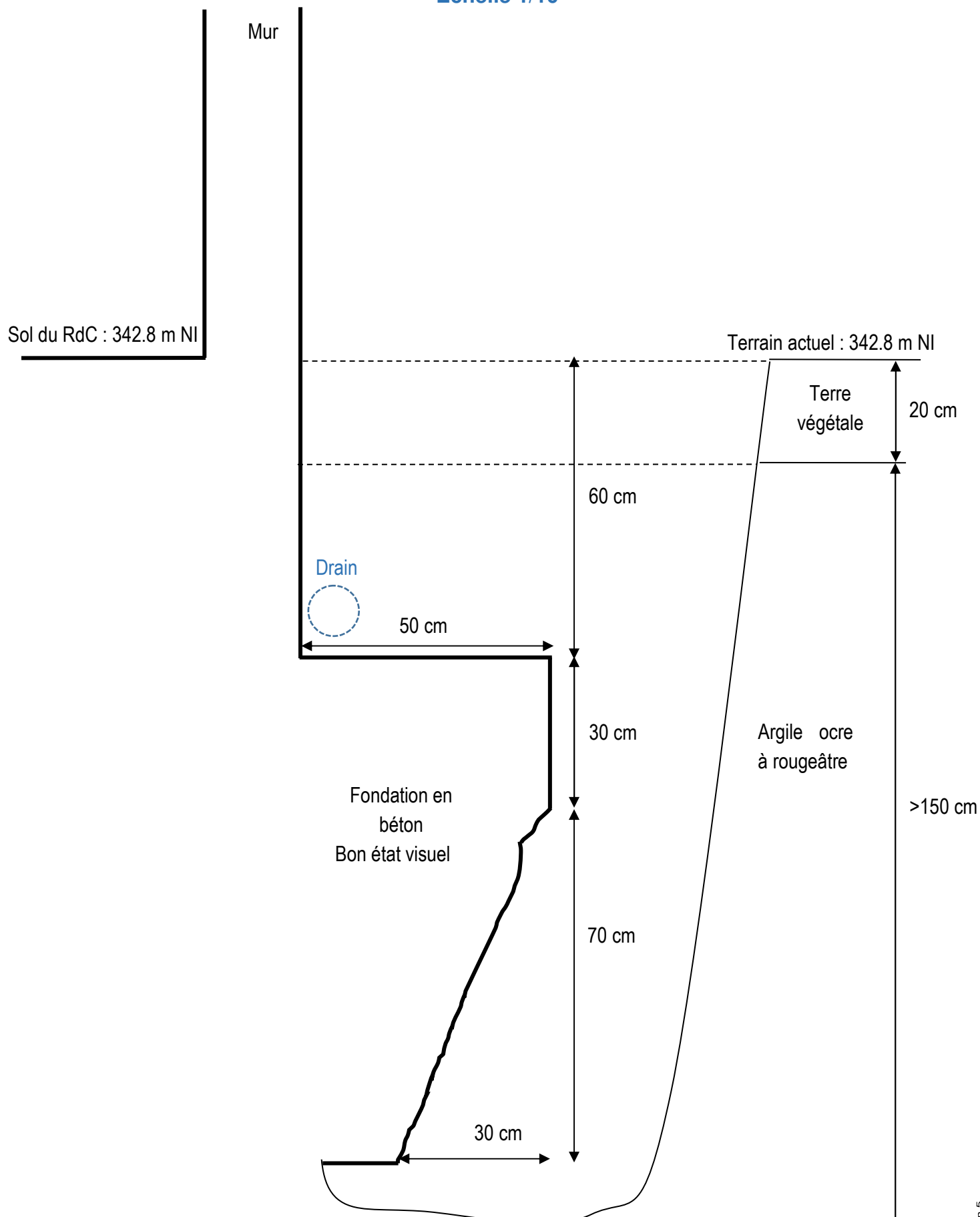
Photographies de la fondation et des sols reconnus en RF1



Coupe schématique de la fondation reconnue en RF2 A
Echelle 1/10



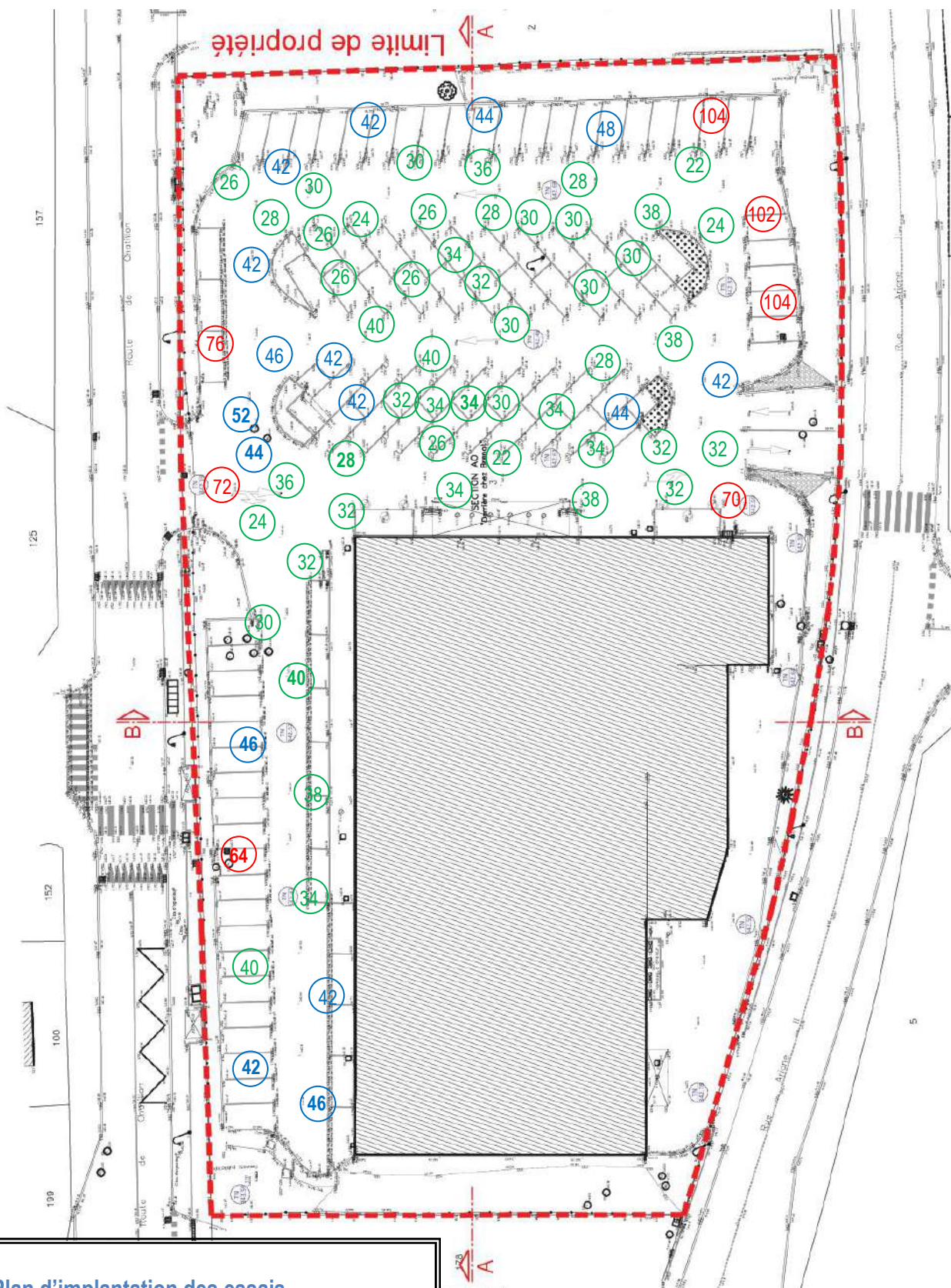
Coupe schématique de la fondation reconnue en RF2 B



Photographies de la fondation et des sols reconnus en RF2



ANNEXE 7 : DEFLEXIONS



Plan d'implantation des essais

LEGENDE :

Mesure de déflexion (valeur en centième de millimètre)

- x valeur inférieure à 0.40 mm
- x valeur comprise entre 0.40 et 0.60 mm
- x valeur supérieure à 0.60 mm

Mesure de la déflexion engendrée par une charge roulante

Détermination au deflectomètre Benkelman modifié
NF P 98-200-2

Affaire : CHATILLON LE DUC (25)
Magasin Lidl
Dossier : RD12.O.111
Section : Parking
Sens/Voie : Parking actuel

Date des essais : 13/11/2024
Type de matériel : Poutre de benkelmann
La couche : Roulement
Charge utile : 13 t
Température : 10 °C
Revêtement: Enrobé

Résultats des mesures			Déflexion caractéristique
Nb de valeur	Ecart-Type	Moyenne	
72	17.26	39.25	73.77

N°	Implantation	Déflexion Max 1/100 mm	Observations
1	Parking	46	-
2	Parking	42	-
3	Parking	42	-
4	Parking	40	-
5	Parking	34	-
6	Parking	64	-
7	Parking	38	-
8	Parking	46	-
9	Parking	40	-
10	Parking	30	-
11	Parking	32	-
12	Parking	24	-
13	Parking	72	-
14	Parking	36	-
15	Parking	44	-
16	Parking	52	-
17	Parking	32	-
18	Parking	28	-
19	Parking	34	-
20	Parking	26	-
21	Parking	22	-
22	Parking	34	-
23	Parking	38	-
24	Parking	32	-
25	Parking	32	-
26	Parking	70	-
27	Parking	32	-

Mesure de la déflexion engendrée par une charge roulante

Détermination au deflectomètre Benkelman modifié
NF P 98-200-2

N°	Implantation	Déflexion Max 1/100 mm	Observations
28	Parking	42	-
29	Parking	38	-
30	Parking	28	-
31	Parking	44	-
32	Parking	34	-
33	Parking	30	-
34	Parking	34	-
35	Parking	34	-
36	Parking	32	-
37	Parking	42	-
38	Parking	42	-
39	Parking	46	-
40	Parking	76	-
41	Parking	42	-
42	Parking	28	-
43	Parking	26	-
44	Parking	42	-
45	Parking	30	-
46	Parking	26	-
47	Parking	26	-
48	Parking	40	-
49	Parking	40	-
50	Parking	26	-
51	Parking	24	-
52	Parking	42	-
53	Parking	30	-
54	Parking	26	-
55	Parking	34	-
56	Parking	32	-
57	Parking	30	-
58	Parking	28	-
59	Parking	36	-
60	Parking	44	-
61	Parking	48	-
62	Parking	28	-
63	Parking	30	-
64	Parking	30	-
65	Parking	30	-

Mesure de la déflexion engendrée par une charge roulante

Détermination au déflectomètre Benkelman modifié
NF P 98-200-2

N°	Implantation	Déflexion Max 1/100 mm	Observations
66	Parking	30	-
67	Parking	38	-
68	Parking	22	-
69	Parking	104	-
70	Parking	24	-
71	Parking	102	-
72	Parking	104	-

ANNEXE 8 : 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'ESSAI

CLASSIFICATION DES MATERIAUX UTILISABLES DANS LA CONSTRUCTION DES REMBLAIS ET DES COUCHES DE FORME D'INFRASTRUCTURES ROUTIERES NF P 11-300

Informations générales

N° dossier :	RD12.O111.0001	Client / MO :	LIDL SNC
Désignation :	CHATILLON LE DUC (25) - MAGASIN LIDL		
Chargé d'affaire :	Aurélien VICHARD LETESSIER		

Informations sur l'échantillon N° 24ED-1147

Mode de prélèvement :	Fouille de reconnaissance de fondation	Sondage :	RF1
Prélevé par :	Karl MOZET	Profondeur :	1.20 m
Date prélèvement :	05/11/24		
Mode de conservation :	Prélèvement manuel (en sac)		
Description :	Argile		

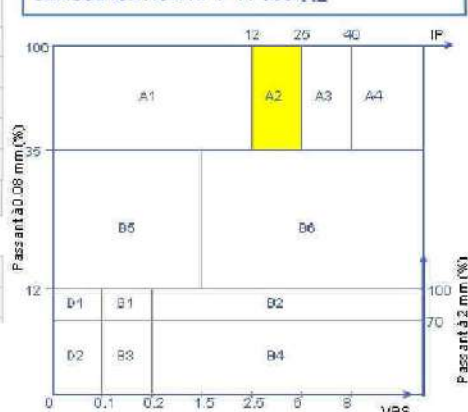
Paramètres de nature

Désignation de l'essai	Norme	Résultats	Unité
Dmax	ME selon NFP94-056	20	mm
Passant à 50 mm	ME selon NFP94-056	100.0	%
Passant à 2 mm (fraction 0/50 mm)	ME selon NFP94-056	95.5	%
Passant à 80 µm (fraction 0/50 mm)	ME selon NFP94-056	91.5	%
Passant à 2 µm	ME selon NFP94-057	53	%
VBS	NF P94-068	2.86	g de bleu pour 100

Paramètres d'état hydrique

Désignation de l'essai	Norme	Résultats	Unité
Teneur en eau naturelle - Wn	NF P 94-050	28.0	%

CLASSIFICATION NF P 11-300: A2



RAPPORT D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE Méthode par tamisage à sec après lavage Méthode d'essai selon NF P 94-056 (norme périmée)

Informations sur l'essai

Mode de séchage :	Etuve	Technicien :	Karl MOZET
Température :	105°C	Date essai :	06/11/24

Analyse granulométrique sur 0/D mm

Tamisé à mailles carrées (mm)	250	125	80	50	31.5	20	10	5	2	1	500 µm	400 µm	200 µm	80 µm
Passant cumulé (%)	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	98.5	97.3	95.5	94.3	93.6	93.4	92.9	91.5

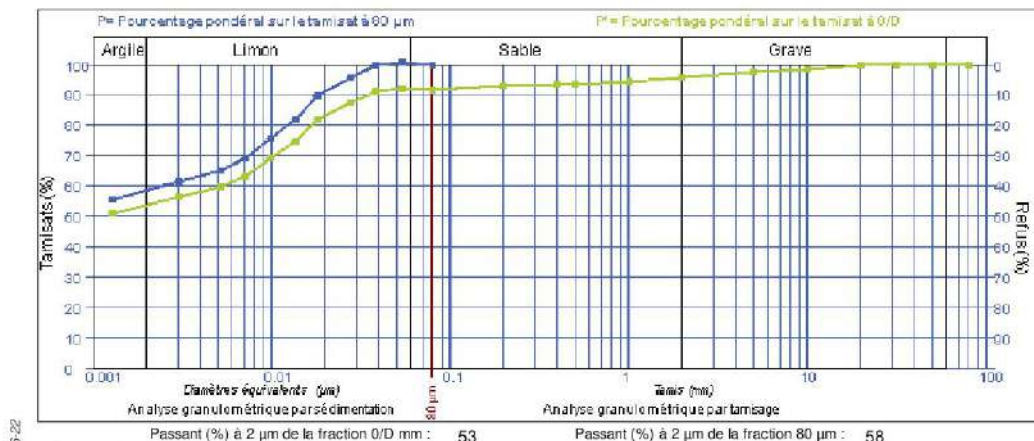
Facteur d'uniformité Cu = (N.D.)

Facteur de courbure Cc = (N.D.)

Facteur de symétrie Cs = (N.D.)

RAPPORT D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE Méthode par sédimentation (NF P 94-057 norme périmée) selon instruction I102



RAPPORT D'ESSAI

CLASSIFICATION DES MATERIAUX UTILISABLES DANS LA CONSTRUCTION DES REMBLAIS ET DES COUCHES DE FORME D'INFRASTRUCTURES ROUTIERES NF P 11-300

Informations générales

N° dossier :	RD12.O111.0001	Client / MO :	LIDL SNO
Désignation :	CHATILLON LE DUC (25) - MAGASIN LIDL		
Chargé d'affaire :	Aurélien VICHARD LETESSIER		

Informations sur l'échantillon N° 24ED-1148

Mode de prélèvement :	Sondage à la tarière hélicoïdale continue	Sondage :	T1
Prélevé par :	Karl MOZET	Profondeur :	1.50/3.00 m
Date prélèvement :	05/11/24		
Mode de conservation :	Prélèvement manuel (en sac)		
Description :	Argile sableuse		

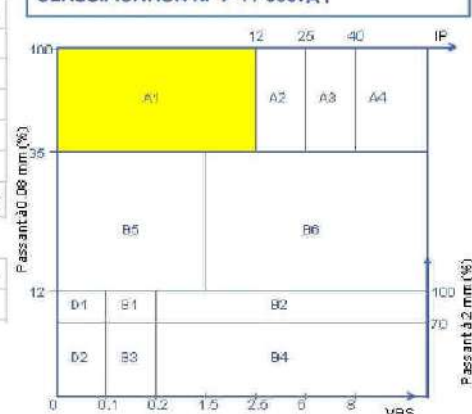
Paramètres de nature

Désignation de l'essai	Norme	Résultats	Unité
Dmax	ME selon NFP94-056	20	mm
Passant à 50 mm	ME selon NFP94-056	100.0	%
Passant à 2 mm (fraction 0/50 mm)	ME selon NFP94-056	93.9	%
Passant à 80 µm (fraction 0/50 mm)	ME selon NFP94-056	82.7	%
Passant à 2 µm	ME selon NFP94-057	40	%
VBS	NF P94-058	1.62	g de bleu pour 100

Paramètres d'état hydrique

Désignation de l'essai	Norme	Résultats	Unité
Teneur en eau naturelle - Wn	NF P 94-050	24.5	%

CLASSIFICATION NF P 11-300: A1



RAPPORT D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE Méthode par tamisage à sec après lavage Méthode d'essai selon NF P 94-056 (norme périmée)

Informations sur l'essai

Mode de séchage :	Etuve	Technicien :	Karl MOZET
Température :	105°C	Date essai :	06/11/24

Analyse granulométrique sur 0/0.075 mm

Tamisé à mailles carrées (mm)	250	125	80	50	31.5	20	10	5	2	1	500 µm	400 µm	200 µm	80 µm
Passant cumulé (%)	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	99.6	97.7	93.9	90.9	88.6	87.9	85.8	82.7

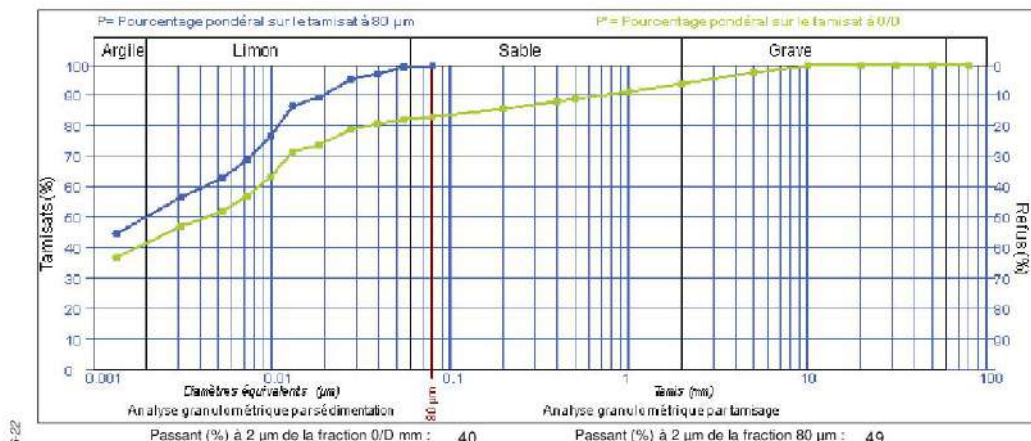
Facteur d'uniformité Cu = (N.D.)

Facteur de courbure Cc = (N.D.)

Facteur de symétrie Cs = (N.D.)

RAPPORT D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE Méthode par sédimentation (NF P 94-057 norme périmée) selon instruction I102



RAPPORT D'ESSAI

CLASSIFICATION DES MATERIAUX UTILISABLES DANS LA CONSTRUCTION DES REMBLAIS ET DES COUCHES DE FORME D'INFRASTRUCTURES ROUTIERES NF P 11-300

Informations générales

N° dossier :	RD12.O111.0001	Client / MO :	LIDL SNC
Désignation :	CHATILLON LE DUC (25) - MAGASIN LIDL		
Chargé d'affaire :	Aurélien VICHARD LETESSIER		

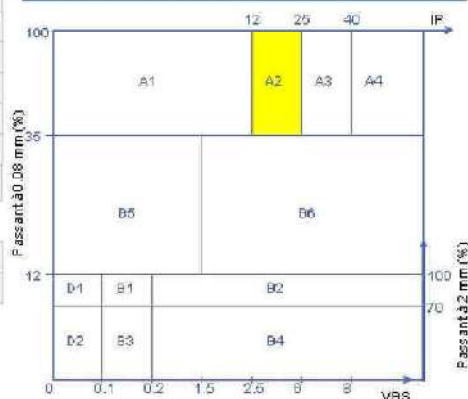
Informations sur l'échantillon N° 24ED-1149

Mode de prélèvement :	Sondage à la tarière hélicoïdale continue	Sondage :	T2
Prélevé par :	Karl MOZET	Profondeur :	1.20/3.00 m
Date prélèvement :	05/11/24		
Mode de conservation :	Prélèvement manuel (en sac)		
Description :	Argile		

Paramètres de nature

Désignation de l'essai	Norme	Résultats	Unité
Dmax	ME selon NFP94-056	10	mm
Passant à 50 mm	ME selon NFP94-056	100.0	%
Passant à 2 mm (fraction 0/50 mm)	ME selon NFP94-056	98.5	%
Passant à 80 µm (fraction 0/50 mm)	ME selon NFP94-056	91.4	%
Passant à 2 µm	ME selon NFP94-057	42	%
VBS	NF P94-058	2.83	g de bleu pour 100

CLASSIFICATION NF P 11-300: A2



Paramètres d'état hydrique

Désignation de l'essai	Norme	Résultats	Unité
Teneur en eau naturelle - Wn	NF P 94-050	22.4	%

RAPPORT D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE Méthode par tamisage à sec après lavage Méthode d'essai selon NF P 94-056 (norme périmée)

Informations sur l'essai

Mode de séchage :	Etuve	Technicien :	Karl MOZET
Température :	105°C	Date essai :	06/11/24

Analyse granulométrique sur 0/D mm

Tamis à mailles carrées (mm)	250 mm	125 mm	80 mm	50 mm	31.5 mm	20 mm	10 mm	5 mm	2 mm	1 mm	500 µm	400 µm	200 µm	80 µm
Passant cumulé (%)	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	99.9	98.5	97.1	95.8	95.4	94.4	91.4

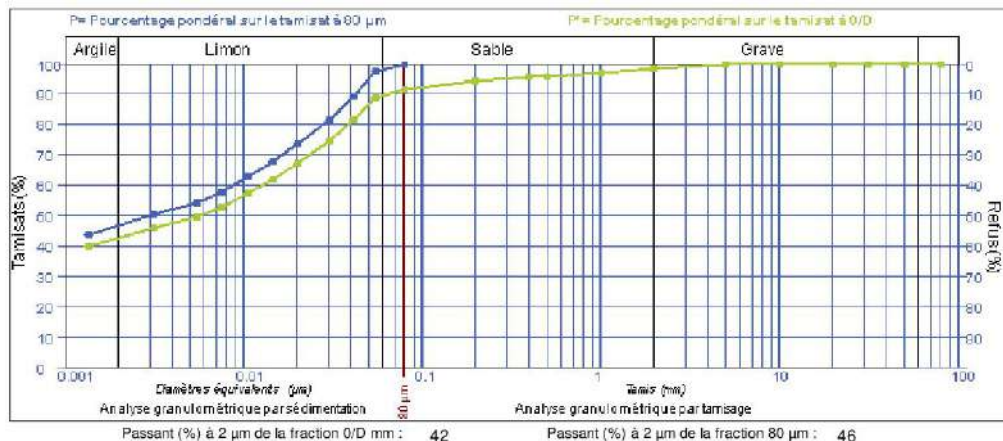
Facteur d'uniformité Cu = (N.D.)

Facteur de courbure Cc = (N.D.)

Facteur de symétrie Cs = (N.D.)

RAPPORT D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE Méthode par sédimentation (NF P 94-057 norme périmée) selon instruction I102



ANNEXE 9 : GLOSSAIRE

Principales notations utilisées

TN : Terrain naturel

TA : Terrain actuel

TF : Terrain fini

NGF : Nivellement général de la France de 1969

GNT : Grave non traitée

GTR : Guide pour la réalisation des terrassements routiers

OPN : Optimum proctor normal

ZIG : Zone d'influence géotechnique



www.groupe-cebtp.com

CONTACT

Agence de Dijon

24 rue René Char – 21000 Dijon

Tél. : 03.80.78.76.60

cebtp.dijon@groupeginger.com

www.groupe-cebtp.com