

**RAPPORT D’ETUDE GEOTECHNIQUE**

**DE CONCEPTION G2 AVP**

**GEOTECHNIQUE SAS**

Adresse

CP Ville

Tél : 0

contactxx@geotechnique-sas.com

**VILLE (Dép)**

Projet



Maitre d’ouvrage :

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **Référence : 2018-XX-XXX-G2 AVP** | | | | | | |
| Ind. | Date | Contenu | Rédacteur | Vérificateur | Observations |  |
| A | 31/08/18 | pages  10 annexes | G. FOUILLAND-BERGEAT |  |  |  |
| B |  |  |  |  |  |  |
|  |  |  |  |  |  |  |
| *Référentiel document : v1 10/12/18* | | | | | | |

**PLAN DU RAPPORT**

[1. PRESENTATION 4](#_Toc532238374)

[1.1. Définition de l’opération 4](#_Toc532238375)

[1.2. Caractéristiques du projet 4](#_Toc532238376)

[1.3. Contenu de notre prestation 5](#_Toc532238377)

[1.4. Documents communiqués 5](#_Toc532238378)

[1.5. Localisation du site 6](#_Toc532238379)

[1.6. Descriptif du site 7](#_Toc532238380)

[1.6.1. Topographie, géomorphologie et avoisinants 7](#_Toc532238381)

[1.6.2. Données géologiques et hydrogéologiques 7](#_Toc532238382)

[1.6.3. Risques naturels 7](#_Toc532238383)

[1.6.4. Zone de sismicité 8](#_Toc532238384)

[2. RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES 9](#_Toc532238385)

[2.1. Préambule 9](#_Toc532238386)

[2.2. Investigations in situ effectuées 9](#_Toc532238387)

[2.2.1. Sondages géotechniques 9](#_Toc532238388)

[2.2.2. Équipements piézométriques 11](#_Toc532238389)

[2.2.3. Tests de perméabilité des sols 11](#_Toc532238390)

[2.3. Essais en laboratoire 11](#_Toc532238391)

[3. RESUME GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE 13](#_Toc532238392)

[3.1. Informations préalables 13](#_Toc532238393)

[3.2. Stratigraphie du site et valeurs de résistance mécanique 13](#_Toc532238394)

[3.2.1. Profil géologique 13](#_Toc532238395)

[3.2.2. Graphiques synoptiques 18](#_Toc532238396)

[3.3. Caractéristiques géo-mécaniques des sols 18](#_Toc532238397)

[3.4. Identification du risque de sensibilité des sols argileux 19](#_Toc532238398)

[3.5. Contexte hydrogéologique 20](#_Toc532238399)

[3.5.1. Niveaux d’eau 20](#_Toc532238400)

[3.5.2. Piézométrie 21](#_Toc532238401)

[3.5.3. Risque d’inondabilité 21](#_Toc532238402)

[3.5.4. Perméabilité des sols – infiltration des eaux 21](#_Toc532238403)

[3.6. Conditions sismiques 22](#_Toc532238404)

[3.6.1. Données réglementaires 22](#_Toc532238405)

[3.6.2. Influence du sol 23](#_Toc532238406)

[3.6.3. Risque de liquéfaction des sols 23](#_Toc532238407)

[3.6.4. Catégorie de bâtiment 24](#_Toc532238408)

[3.6.5. Exigences sur le bâti neuf 25](#_Toc532238409)

[3.7. Ouvrages existants et avoisinants 25](#_Toc532238410)

[4. ETUDE D’AVANT-PROJET 27](#_Toc532238411)

[4.1. Synthèse des investigations et dispositions constructives 27](#_Toc532238412)

[4.1.1. Modèle géotechnique 27](#_Toc532238413)

[4.1.2. Principales sujétions d’ordre géotechnique pour l’aménagement du site 28](#_Toc532238414)

[4.1.3. Sujétions techniques – principes généraux de construction 29](#_Toc532238415)

[4.2. Principes généraux de terrassements 29](#_Toc532238416)

[4.2.1. Traficabilité en phase chantier - drainage 30](#_Toc532238417)

[4.2.2. Conditions de réalisation des déblais 31](#_Toc532238418)

[4.2.3. Conditions de réemploi des matériaux du site 31](#_Toc532238419)

[4.2.4. Faisabilité d’un traitement 32](#_Toc532238420)

[4.2.5. P.S.T. et arase terrassement (plateforme logistique et voiries) 33](#_Toc532238421)

[4.2.6. Mise en œuvre des remblais techniques 34](#_Toc532238422)

[4.2.7. Remblaiement périphérique sur sols compressibles 35](#_Toc532238423)

[4.2.8. Conditions de talutage 35](#_Toc532238424)

[4.3. Ouvrages de soutènement 37](#_Toc532238425)

[4.4. Avoisinants, reprises en sous-œuvre et mitoyenneté 38](#_Toc532238426)

[4.5. Renforcement de sol 39](#_Toc532238427)

[4.5.1. Principe d’un renforcement préalable par substitution 39](#_Toc532238428)

[4.5.2. Principe d’un renforcement préalable par pré-chargement 40](#_Toc532238429)

[4.5.3. Inclusions souples par colonnes et plots ballastés 40](#_Toc532238430)

[4.5.4. Inclusions semi-rigides ou rigides 41](#_Toc532238431)

[4.6. Traitement des niveaux-bas 43](#_Toc532238432)

[4.6.1. Conception d’un dallage sur terre-plein 43](#_Toc532238433)

[4.6.2. Contrôles d’exécution 44](#_Toc532238434)

[4.6.3. Paramètres de déformation 45](#_Toc532238435)

[4.7. Principes de fondations 46](#_Toc532238436)

[4.7.1. Fondations superficielles / semi-profondes selon la norme NP 94-261 47](#_Toc532238437)

[4.7.1.1. Conditions d’ancrage dans le sol 47](#_Toc532238438)

[4.7.1.2. Contrainte admissible du sol support 47](#_Toc532238439)

[4.7.1.3. Estimation des tassements sous fondations 48](#_Toc532238440)

[4.7.1.4. Conditions et précaution de réalisation des fondations 48](#_Toc532238441)

[4.7.2. Fondation par radier général 50](#_Toc532238442)

[4.7.3. Fondations profondes selon la norme NF P94-262 51](#_Toc532238443)

[4.7.3.1. Choix du type de fondation profonde 52](#_Toc532238444)

[4.7.3.2. Paramètres de prédimensionnement des fondations profondes 53](#_Toc532238445)

[4.7.3.3. Conditions et précautions de réalisation des fondations 54](#_Toc532238446)

[4.8. Dispositions techniques et protection des ouvrages vis-à-vis de la présence d’eau 55](#_Toc532238447)

[4.8.1. Solution de cuvelage étanche 56](#_Toc532238448)

[4.8.2. Dispositions de drainage 57](#_Toc532238449)

[4.9. Autres dispositions constructives 59](#_Toc532238450)

[4.9.1. Protection vis-à-vis du risque de retrait / gonflement des argiles 59](#_Toc532238451)

[4.9.1.1. Recommandations structurelles complémentaires 60](#_Toc532238452)

[4.9.1.2. Recommandations complémentaires vis-à-vis d’un niveau-bas sur plancher porté 60](#_Toc532238453)

[4.9.1.3. Recommandations spécifiques à la mise en œuvre d’une étanchéité périphérique 60](#_Toc532238454)

[4.9.1.4. Recommandations complémentaires vis-à-vis des réseaux enterrés 61](#_Toc532238455)

[4.9.2. Protection vis-à-vis du risque sismique 61](#_Toc532238456)

[4.9.3. Dispositions particulières liées aux risques miniers 62](#_Toc532238457)

[4.10. Étude des voiries (annexes au projet) 62](#_Toc532238458)

[5. OUVERTURE ET REMBLAIEMENTS DE TRANCHEES 65](#_Toc532238459)

[5.1. Terrassements en déblai 65](#_Toc532238460)

[5.2. Dispositifs de blindage associés 65](#_Toc532238461)

[5.3. Fond de tranchée 66](#_Toc532238462)

[5.4. Structures de remblaiement 67](#_Toc532238463)

[5.4.1. Types de structure 67](#_Toc532238464)

[5.4.2. Objectifs de densification 68](#_Toc532238465)

[5.5. Matériaux utilisables 69](#_Toc532238466)

[5.6. Contrôle du compactage de tranchée 70](#_Toc532238467)

[6. ETUDE DE LA VOIRIE 71](#_Toc532238468)

[6.1. Documents de référence 71](#_Toc532238469)

[6.2. Hypothèses de calcul 71](#_Toc532238470)

[6.3. Définition du sol support « naturel » 71](#_Toc532238471)

[6.4. Définition de la structure support (couche de forme) 72](#_Toc532238472)

[6.5. Prédimensionnement de la structure de chaussée 72](#_Toc532238473)

[6.5.1. Définition de la structure 72](#_Toc532238474)

[6.5.2. Vérification au gel / dégel 73](#_Toc532238475)

[6.5.3. Recommandations 73](#_Toc532238476)

[7. CONDITIONS GENERALES DU RAPPORT 74](#_Toc532238477)

Annexe 1 : Extrait de la norme NF P94-500 de novembre 2013

Annexe 2 : Conditions de validité de l’étude

Annexe 3 : Implantation des sondages

Annexe 4 : Coupes de sondages

*Le présent document devient la propriété du client uniquement après paiement intégral de la prestation correspondante.*

# PRESENTATION

## Définition de l’opération

Opération : **Projet**

Lieu : **VILLE (Dép)**

Contrat/Commande : **2018-XX-XXX indice du /2018**

Maître d’ouvrage :

Maitre d’œuvre :

Architecte :

BET Structure :

## Caractéristiques du projet

Le projet consiste en la construction pour le compte de .

Les caractéristiques principales du projet dont nous disposons sont les suivantes :

* construction de plain-pied sans niveau de sous-sol,
* emprise au sol de m² environ,
* …

Les conditions de mitoyenneté sont les suivantes :

* présence d’une habitation de type R+1 sans sous-sol à m de distance à l’Est,
* voirie à distance au Sud,
* …

Compte tenu de la topographie du site, les terrassements induits seront faibles (inférieurs à +/- 0.5 m) et se limiteront essentiellement à l’encastrement des fondations.

Compte tenu de la topographie du site et de la configuration du projet, les terrassements induits seront compris entre - m et + m.

*Ci-après, un extrait du plan masse du projet / les coupes représentatives du projet :*

Les caractéristiques structurelles du projet ne nous ont pas été communiquées.

Les caractéristiques structurelles du projet qui nous ont été transmises sont indiquées dans le tableau ci-après :

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| ***Élément*** | ***Surcharge (kN/m²)*** | ***Descente de charge (kN)*** | | ***Tassements***  ***admissibles (cm)*** |
| ***ELS*** | ***ELU*** |
| Appuis isolés | - |  |  | 1.0 |
| Appuis linéaires | - |  |  | 1.0 |
| Dallage | 0.25 | - | - | 1.5 |

Les descentes de charges sur appui ont été définies par le BET . Elles sont insérées ci-dessous et détaillées en annexe.

## Contenu de notre prestation

À la demande de **(Maitre d’Ouvrage), GEOTECHNIQUE, SASGEOTECHNIQUE SAS** a été mandaté afin de réaliser une mission géotechnique.

Il s’agit d’une étude géotechnique de conception selon la norme AFNOR NF P 94-500 de novembre 2013 relative aux missions géotechniques.

[Copier le détail défini au devis pour gagner du temps (en adaptant si besoin)]

Cette **mission géotechnique de conception** comprend uniquement la **phase Avant-Projet** (G2 AVP) consistant à :

* réaliser un programme d’investigations géotechniques et en assurer le suivi technique ;
* donner les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l’avant-projet ;
* donner les principes de construction envisageables (terrassements, fondations, assises des dallages, dispositions générales vis-à-vis de l’eau et des avoisinants) ;
* donner la classification du site vis-à-vis de la réglementation sismique en vigueur et préciser le risque de liquéfaction des sols sous séisme si nécessaire ;
* fournir une ébauche dimensionnelle (modèle géotechnique) ;
* examiner la pertinence d’application de la méthode observationnelle si nécessaire.

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

* les études hydrogéologiques et hydrauliques ;
* les études environnementales éventuelles (diagnostic de pollution, voisinage, etc…) ;
* la reconnaissance des anomalies géotechniques en dehors de l’emprise des investigations.

## Documents communiqués

Les documents suivants au format « .pdf » nous ont été communiqués :

* un plan de localisation du site,
* un plan masse du projet en date du et référencé ,
* un plan topographique du site en date du et référencé ,I am continuing on this paragraph with pythonI am continuing on this paragraph with pythonI am continuing on this paragraph with python
* les coupes du projet en date du et référencée ,
* …

Les documents suivants nous ont été communiqués :

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| ***Document*** | ***Format*** | ***Référence*** | ***Date*** |
|  |  |  |  |
|  |  |  |  |
|  |  |  |  |

## Localisation du site

Le terrain concerné par la présente étude se situe rue sur la commune de () et correspond à la parcelle cadastrale n°.

Projet

Ci-après, un plan de localisation de l’opération :

*Source : www.géoportail.fr*

Ci-après, un extrait d’image aérienne avec localisation du projet :

*Source : www.géoportail.fr*

## Descriptif du site

[Copier le détail défini dans le devis word]

### Topographie, géomorphologie et avoisinants

Les éléments principaux à retenir concernant la configuration du site sont les suivants :

* il est occupé par ,
* l’altimétrie de la parcelle varie de à m NGF avec un dénivelé de m environ du vers le d’après le plan communiqué,
* le projet sera construit en rive de l’ouvrage existant,
* la parcelle est délimitée par :
  + la rue ,
  + d’autres terrains ,
  + …

### Données géologiques et hydrogéologiques

D’après les données de la carte géologique au 1/50000 du secteur (cf. extrait inséré ci-après), la succession lithologique attendue est la suivante :

* des remblais d’aménagement,
* des limons de recouvrement,
* les alluvions de nature sablo-graveleuses,
* le substratum rocheux représenté par , généralement altéré en tête (frange supérieure de nature ).

*Extrait de la carte géologique au 1/50000 :*

Projet

D’un point de vue hydrogéologique, la nappe alluviale / phréatique de se développe généralement vers m de profondeur au sein des alluvions.

### Risques naturels

Compte tenu de la localisation du site, aucun risque d’inondation est à noter.

D’après les données issues du BRGM, le risque de remontée de nappe est dans le secteur (nappe sub-affleurante – cf. extrait ci-après).

*Extrait de la carte de « Remontées de nappe » du BRGM (source Géorisques) :*

D’après le PPRI de , un risque d’inondation par débordement existe au droit du projet avec une récurrence centennale (risque qualifié de faible < 0.5 m).

*Extrait du PPRI de :*

D’après les indications du BRGM, le projet se trouve dans une zone à sensibilité vis-à-vis du risque de retrait / gonflement des argiles.

*Extrait de la carte d’aléa retrait / gonflement des argiles :*

Enfin, le projet se trouve dans une zone concernée par la présence de cavités.

Enfin, aucun risque de cavité n’est répertorié au droit du projet.

### Zone de sismicité

Selon la nouvelle réglementation parasismique applicable depuis le 1er mai 2011, le projet se trouve sur une commune classée en zone de sismicité .

# RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES

## Préambule

L’implantation des sondages et essais in situ figure sur le plan d’implantation joint en annexe 3. Elle a été définie en fonction de la configuration du projet, des emprises disponibles sur le site et de la localisation des réseaux enterrés.

Les sondages ont été implantés conformément au plan d’implantation transmis par .

L’ensemble des sondages et essais in situ réalisés dans le cadre des phases AVP et PRO figure en annexes.

Les altitudes des têtes de sondages ont été nivelées en prenant comme référence un tampon, calé à la cote altimétrique de m N.G.F. d’après le plan transmis / de 100 N.I. (nivellement indépendant) et dont l’emplacement est indiqué sur le plan d’implantation des sondages.

Pour la suite du rapport, les cotes altimétriques indiquées dans le texte correspondront donc au référentiel N.G.F. / référentiel N.I.

*Remarque : Il conviendra de s’assurer que les cotes topographiques indiquées sur le plan masse correspondent bien à un référentiel N.G.F. Dans le cas contraire, un rattachement en cotes N.G.F. devra être effectué à partir du référentiel considéré par GEOTECHNIQUE SAS.*

Les altitudes des têtes de sondages ont été déduites du plan topographique transmis.

## Investigations in situ effectuées

### Sondages géotechniques

Nous rappelons que les investigations suivantes ont été réalisées dans le cadre de la mission G1 :

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| ***Type de sondage*** | ***Référence*** | ***Cote***  ***(m N.G.F.)*** | ***Prof. / TN*** | ***Nombre*** |
| **Sondages pressiométriques\***  Norme NF P 94-110  Méthode de forage : tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm | SP |  |  |  |
| **Sondages destructifs\***  Enregistrement des paramètres de forage en continu | SD |  |  |  |
| **Sondages semi-destructifs**  Méthode de forage : tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm | S |  |  |  |
| **Sondages géologiques à la pelle mécanique** | PM |  |  |  |
| **Fouilles de reconnaissance de fondations** | RF |  |  |  |
| **Sondages carottés**  Méthode de forage : carottier battu Ø 110 mm / carottier rotatif Ø 90 mm | SC |  |  |  |
| **Essais au pénétromètre dynamique léger**  Méthode : PANDA / GRIZZLI | PDA |  |  |  |
| **Essais au pénétromètre dynamique lourd**  Norme NF EN ISO 22476-2  Méthode : DPSH-B avec un chenillard de type GEOTOOL 750 | PDB |  |  |  |
| **Essais au pénétromètre stato-dynamique** super-lourd de type | PSD |  |  |  |

Les investigations suivantes ont été réalisées dans le cadre de la présente mission G2 AVP :

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| ***Type de sondage*** | ***Référence*** | ***Cote***  ***(m N.G.F.)*** | ***Prof. / TN*** | ***Nombre*** |
| **Sondages pressiométriques\***  Norme NF P 94-110  Méthode de forage : tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm | SP |  |  |  |
| **Sondages destructifs\***  Enregistrement des paramètres de forage en continu | SD |  |  |  |
| **Sondages semi-destructifs**  Méthode de forage : tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm | S |  |  |  |
| **Sondages géologiques à la pelle mécanique** | PM |  |  |  |
| **Fouilles de reconnaissance de fondations** | RF |  |  |  |
| **Sondages carottés**  Méthode de forage : carottier battu Ø 110 mm / carottier rotatif Ø 90 mm | SC |  |  |  |
| **Essais au pénétromètre dynamique léger**  Méthode : PANDA / GRIZZLI | PDA |  |  |  |
| **Essais au pénétromètre dynamique lourd**  Norme NF EN ISO 22476-2  Méthode : DPSH-B avec un chenillard de type GEOTOOL 750 | PDB |  |  |  |
| **Essais au pénétromètre stato-dynamique** super-lourd de type | PSD |  |  |  |

La campagne d’investigations a été adaptée par rapport à celle prédéfinie au contrat afin d’atteindre les objectifs souhaités et définis dans le cadre de notre prestation.

Les résultats détaillés des sondages et essais sont insérés en annexe 3.

*\* Les coupes lithologiques associées aux sondages destructifs sont estimées à partir des cuttings de forages, des paramètres de forage et des indications données par le chef sondeur.*

### Équipements piézométriques

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| ***Équipement piézométrique*** | ***Référence*** | ***Sondage*** | ***Prof. / TN*** |
| Tube piézométrique provisoire | PZ | SD |  |
| Piézomètre définitif à tube ouvert  Norme NF P94-157-1 | PZ | SD |  |
| Piézomètre définitif fermé avec capot métallique  Piézomètre définitif fermé avec bouche à clé  Norme NF P94-157-2 | PZ | SD |  |

### Tests de perméabilité des sols

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| ***Type d’essai de perméabilité in situ*** | ***Référence*** | ***Prof. / TN*** |
| **Essai Matsuo** | PM |  |
| **Essai Lefranc**  Norme NF EN ISO 22282-2 | SD |  |
| Essai d’injection à charge variable / constante  dit « **essai Nasberg** »  Norme NF EN ISO 22282-2 adaptée | SD |  |
| **Essai Lugeon**  Norme NF EN ISO 22282-3 | SD |  |
| **Essai Winger** | SD |  |
| **Essai Porchet** | PM |  |

## Essais en laboratoire

Les essais en laboratoire décrits dans le tableau ci-dessous ont été effectués :

|  |  |
| --- | --- |
| ***Type d’essai*** | ***Quantité*** |
| Teneur en eau naturelle - NF P94-050 |  |
| Analyse granulométrique par tamisage - NF P94-056 |  |
| Analyse granulométrique par sédimentation - NF P94-057 |  |
| Limites d’Atterberg Wl et Wp déterminées à la coupelle et au rouleau  NF P94-051 |  |
| Détermination des limites Wl et Wp au cône - NF P94-052-1 |  |
| Valeur au bleu du sol (VBS) - NF P94-068 |  |
| Classification des sols (GTR) - NF P11-300 |  |
| Masse volumique - NF P94-053 |  |
| Essai de compactage à l’essai Proctor Normal - NF P94-093 |  |
| Essai de compactage à l’essai Proctor Modifié - NF P94-093 |  |
| Indice Portant Immédiat (IPI) - NF P94-078 |  |
| Cisaillement direct non consolidé rapide (CUU) - NF P94-071 |  |
| Cisaillement direct consolidé lent (CD) - NF P94-071 |  |
| Essai triaxial non consolidé et non drainé (UU) - NF P94-074 |  |
| Essai triaxial consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle (CU + u)  NF P94-074 |  |
| Compressibilité à l’œdomètre (chargement par paliers) - NF P94-090-1 |  |
| Compressibilité à l’œdomètre (chargement par paliers) avec mesure de consolidation Cv  NF P94-090-1 |  |
| Essai de fluage à l’œdomètre - NF P94-090-1 |  |
| Essai de dessiccation pour la détermination de la limite de retrait effective  XP P94-060-2 |  |
| Essai de dessiccation pour la détermination de la limite de retrait conventionnelle (remaniée)  XP P94-060-1 |  |
| Essai de gonflement à l’œdomètre (chargement de plusieurs éprouvettes)  XP P94-091 |  |

\* Échantillons broyés prélevés dans les sondages à la tarière ou au tractopelle

\*\* Échantillons intacts prélevés au carottier

# RESUME GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

## Informations préalables

À noter que la profondeur des formations est donnée par rapport au terrain tel qu’il était au moment des investigations.

La description lithologique des terrains a été établie à partir des résultats des investigations effectuées et par corrélation entre les éléments suivants :

* les paramètres de forage :
  + la *vitesse d’avancement instantanée* généralement fonction de la résistance mécanique des sols traversés (élevée dans les horizons « mous » à lâches et faibles dans les formations compactes),
  + la *pression d’injection* des fluides de forage, généralement élevée dans les terrains peu perméables (argiles, limons et roches saines),
  + la *pression sur l’outil* de forage ainsi que le *couple de rotation* moteur, peu variables mais dépendant toutefois du matériau traversé (plus élevé généralement dans les formations graveleuses ou granuleuses et abrasives).
* les échantillons remaniés prélevés à la tarière hélicoïdale ;
* la visualisation des sols dans les sondages à la pelle (généralement limitée à 3 m de profondeur maximum ou au refus pour des raisons de capacité d’outils et de sécurité) ;
* l’observation des échantillons intacts prélevés au droit des sondages carottés ;
* les valeurs pressiométriques qui permettent de définir la compacité des sols ;
* les diagrammes de résistance dynamique de pointe qui permettent d’apprécier la compacité des sols meubles jusqu’au refus éventuel avec une mesure tous les 20 cm ;
* les essais en laboratoire, notamment la valeur au bleu ou les limites d’Atterberg qui permettent d’appréhender le degré d’argilosité des sols ;
* les analyses granulométriques des sols.

La synthèse des résultats des investigations réalisées permet de dresser la coupe géotechnique schématique décrite au paragraphe suivant, sous une couverture de terre végétale ou d’enrobé de cm.

Les coupes de sondages et les résultats des essais sont insérés en annexe 3.

## Stratigraphie du site et valeurs de résistance mécanique

### Profil géologique

* **TV : Terre végétale**

*Cette formation correspond au recouvrement superficiel du terrain. Elle est impropre à toute construction.*

* Aspect visuel :
* Épaisseur : de à m,

Des variations d’épaisseur, parfois importantes, de la couche de **terre végétale** (TV) sont à attendre dans l’emprise du projet.

* **R : Remblais**

*Cette formation correspond aux remblais d’aménagement du site.*

* Aspect visuel :
* Épaisseur : de à m,
* Cote NGF de base : m à m
* Caractéristiques mécaniques ( essais) :
  + *Pression limite : ≤ pl\* ≤ MPa,*
  + *Module pressiométrique (EM) : ≤ EM ≤ MPa,*
  + *Résistance dynamique de pointe : ≤ qd ≤ MPa (Refus).*

Des variations de nature et d’épaisseur des **remblais** (R) sont à attendre dans l’emprise du projet. Le site n’étant pas complémente vierge (présence de réseaux enterrés, démolitions,…), nous attirons l’attention des différents intervenants sur les points suivants :

* un potentiel remaniement partiel ou général du terrain en surface lors des différents aménagements successifs,
* la mise en œuvre antérieure de remblais autochtones et/ou d’apports sur des épaisseurs hétérogènes.
* la nécessité de comparer le plan topographique originel du site à celui actuel afin d’apprécier les épaisseurs de terrain remanié.

Les résultats des essais en laboratoire sont détaillés dans le tableau ci-après :

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Sondage | PM | PM |
| **Identification GTR** |  |  |
| **Nature de sol** |  |  |
| Teneur en eau naturelle  Wnat (%) |  |  |
| Passant à 80 µm (%) |  |  |
| Diamètre max. Dmax (mm) |  |  |
| Valeur au bleu VBS |  |  |
| Limite de liquidité WL |  |  |
| Indice de plasticité Ip |  |  |
| Poinçonnement IPI |  |  |
| Teneur en sulfates (%) |  |  |
| Densité à l’OPN (t/m3) |  |  |
| Teneur en eau à l’OPN  WOPN (%) |  |  |
| Aptitude au traitement :  Taux de chaux (%)  Taux de L.H. (%) |  |  |
| Gonflement moyen Gy |  |  |
| Aptitude |  |  |

*\*l’aptitude d’un sol au traitement est adaptée pour le dosage testé si le gonflement reste inférieur à 5 %*

*d’après la norme NF P94-100.*

* **S1 :**

*Cette formation correspond aux remblais d’aménagement du site.*

* Aspect visuel :
* Épaisseur : de à m,
* Cote NGF de base : m à m
* Caractéristiques mécaniques ( essais) :
  + *Pression limite : ≤ pl\* ≤ MPa,*
  + *Module pressiométrique (EM) : ≤ EM ≤ MPa,*
  + *Résistance dynamique de pointe : ≤ qd ≤ MPa (Refus).*

Des variations de nature et d’épaisseur des (S1) sont à attendre dans l’emprise du projet. Le site n’étant pas complémente vierge (présence de réseaux enterrés, démolitions,…), nous attirons l’attention des différents intervenants sur les points suivants :

* un potentiel remaniement partiel ou général du terrain en surface lors des différents aménagements successifs,
* la mise en œuvre antérieure de remblais autochtones et/ou d’apports sur des épaisseurs hétérogènes.
* la nécessité de comparer le plan topographique originel du site à celui actuel afin d’apprécier les épaisseurs de terrain remanié.

Les résultats des essais en laboratoire sont détaillés dans le tableau ci-après :

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Sondage | PM | PM |
| **Identification GTR** |  |  |
| **Nature de sol** |  |  |
| Teneur en eau naturelle  Wnat (%) |  |  |
| Passant à 80 µm (%) |  |  |
| Diamètre max. Dmax (mm) |  |  |
| Valeur au bleu VBS |  |  |
| Limite de liquidité WL |  |  |
| Indice de plasticité Ip |  |  |
| Poinçonnement IPI |  |  |
| Teneur en sulfates (%) |  |  |
| Densité à l’OPN (t/m3) |  |  |
| Teneur en eau à l’OPN  WOPN (%) |  |  |
| Aptitude au traitement :  Taux de chaux (%)  Taux de L.H. (%) |  |  |
| Gonflement moyen Gy |  |  |
| Aptitude |  |  |

*\*l’aptitude d’un sol au traitement est adaptée pour le dosage testé si le gonflement reste inférieur à 5 %*

*d’après la norme NF P94-100.*

* **S2 :**

*Cette formation correspond aux remblais d’aménagement du site.*

* Aspect visuel :
* Épaisseur : de à m,
* Cote NGF de base : m à m
* Caractéristiques mécaniques ( essais) :
  + *Pression limite : ≤ pl\* ≤ MPa,*
  + *Module pressiométrique (EM) : ≤ EM ≤ MPa,*
  + *Résistance dynamique de pointe : ≤ qd ≤ MPa (Refus).*

Des variations de nature et d’épaisseur des (S2) sont à attendre dans l’emprise du projet. Le site n’étant pas complémente vierge (présence de réseaux enterrés, démolitions,…), nous attirons l’attention des différents intervenants sur les points suivants :

* un potentiel remaniement partiel ou général du terrain en surface lors des différents aménagements successifs,
* la mise en œuvre antérieure de remblais autochtones et/ou d’apports sur des épaisseurs hétérogènes.
* la nécessité de comparer le plan topographique originel du site à celui actuel afin d’apprécier les épaisseurs de terrain remanié.

Les résultats des essais en laboratoire sont détaillés dans le tableau ci-après :

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Sondage | PM | PM |
| **Identification GTR** |  |  |
| **Nature de sol** |  |  |
| Teneur en eau naturelle  Wnat (%) |  |  |
| Passant à 80 µm (%) |  |  |
| Diamètre max. Dmax (mm) |  |  |
| Valeur au bleu VBS |  |  |
| Limite de liquidité WL |  |  |
| Indice de plasticité Ip |  |  |
| Poinçonnement IPI |  |  |
| Teneur en sulfates (%) |  |  |
| Densité à l’OPN (t/m3) |  |  |
| Teneur en eau à l’OPN  WOPN (%) |  |  |
| Aptitude au traitement :  Taux de chaux (%)  Taux de L.H. (%) |  |  |
| Gonflement moyen Gy |  |  |
| Aptitude |  |  |

*\*l’aptitude d’un sol au traitement est adaptée pour le dosage testé si le gonflement reste inférieur à 5 %*

*d’après la norme NF P94-100.*

* **S3 :**

*Cette formation correspond aux remblais d’aménagement du site.*

* Aspect visuel :
* Épaisseur : de à m,
* Cote NGF de base : m à m
* Caractéristiques mécaniques ( essais) :
  + *Pression limite : ≤ pl\* ≤ MPa,*
  + *Module pressiométrique (EM) : ≤ EM ≤ MPa,*
  + *Résistance dynamique de pointe : ≤ qd ≤ MPa (Refus).*

Des variations de nature et d’épaisseur des (S3) sont à attendre dans l’emprise du projet. Le site n’étant pas complémente vierge (présence de réseaux enterrés, démolitions,…), nous attirons l’attention des différents intervenants sur les points suivants :

* un potentiel remaniement partiel ou général du terrain en surface lors des différents aménagements successifs,
* la mise en œuvre antérieure de remblais autochtones et/ou d’apports sur des épaisseurs hétérogènes.
* la nécessité de comparer le plan topographique originel du site à celui actuel afin d’apprécier les épaisseurs de terrain remanié.

Les résultats des essais en laboratoire sont détaillés dans le tableau ci-après :

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Sondage | PM | PM |
| **Identification GTR** |  |  |
| **Nature de sol** |  |  |
| Teneur en eau naturelle  Wnat (%) |  |  |
| Passant à 80 µm (%) |  |  |
| Diamètre max. Dmax (mm) |  |  |
| Valeur au bleu VBS |  |  |
| Limite de liquidité WL |  |  |
| Indice de plasticité Ip |  |  |
| Poinçonnement IPI |  |  |
| Teneur en sulfates (%) |  |  |
| Densité à l’OPN (t/m3) |  |  |
| Teneur en eau à l’OPN  WOPN (%) |  |  |
| Aptitude au traitement :  Taux de chaux (%)  Taux de L.H. (%) |  |  |
| Gonflement moyen Gy |  |  |
| Aptitude |  |  |

*\*l’aptitude d’un sol au traitement est adaptée pour le dosage testé si le gonflement reste inférieur à 5 %*

*d’après la norme NF P94-100.*

*Remarques générales* :

* la distinction des variations de faciès horizontales et verticales n’est pas toujours évidente ou n’est parfois pas possible en raison de la très faible surface sondée (limitée aux diamètres de forage et/ou à la dimension des sondages à la pelle) par rapport à celle affectée au projet. Des variations de faciès, de nature ou de propriétés mécaniques des sols sont donc probables en inter-maille des sondages.
* les essais au pénétromètre dynamique sont des sondages dits « aveugles », la géologie des terrains ainsi que les limites de couches au droit de ces essais sont interprétées ou extrapolées à partir des diagrammes. Il s’agit d’essais complémentaires pour resserrer la maille inter-sondages.

### Graphiques synoptiques

Ci-après, les graphiques présentant les résultats des sondages effectués sur site :

## Caractéristiques géo-mécaniques des sols

Le tableau suivant synthétise les résultats des essais de cisaillement / triaxiaux :

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Sondage | PM | PM |
| **Formation** | **S** | **S** |
| Identification GTR |  |  |
| Nature de sol |  |  |
| Teneur en eau naturelle  Wnat (%) |  |  |
| Poids volumique sec ϒd  (kN/m3) |  |  |
| Poids volumique humide ϒh  (kN/m3) |  |  |
| Angle de frottement φ'(°) |  |  |
| Cohésion drainée c’ (kPa) |  |  |
| Angle de frottement φu (°)  à court terme |  |  |
| Cohésion non drainée  cu (kPa) |  |  |
| Angle d’accroissement de la cohésion non drainée λcu (°) |  |  |

Le tableau suivant synthétise les résultats des essais relatifs à la vérification de risque de retrait et de gonflement des sols argileux :

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Sondage | PM | PM |
| **Formation** | **S** | **S** |
| Identification GTR |  |  |
| Nature de sol |  |  |
| Teneur en eau naturelle  Wnat (%) |  |  |
| Poids volumique humide ϒh  (kN/m3) |  |  |
| Pression de gonflement  σg (kPa) |  |  |
| Rapport de gonflement Rq |  |  |
| Limite effective de retrait  Wr (%) |  |  |
| Indice de tassement Rl |  |  |

## Identification du risque de sensibilité des sols argileux

Les résultats des essais en laboratoire détaillées précédemment permettent de quantifier le risque de retrait des argiles en période sèche en se basant sur le référentiel établi par le LCPC en 2000 dans son bulletin de liaison 229 (bl229) :

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| ***Formation*** | ***Indice de plasticité***  ***Ip (%)*** | | ***Passant à 80 µm***  ***(%)*** | | ***Valeur au bleu***  ***VBS*** | | | ***Sensibilité du sol à la***  ***variation de volume*** | |
| **S** |  | > 30 |  | > 90 | |  | > 6 | | Forte |
| 15 à 30 | > 50 | | 2 à 6 | | Moyenne |
| < 15 | < 50 | | < 2 | | Faible |

## Contexte hydrogéologique

### Niveaux d’eau

Aucune arrivée d’eau n’a été observée dans les sondages lors des investigations. Toutefois, nous précisons qu’elles ont été réalisées suite à une longue période de sécheresse.

Des circulations d’eau ne sont pas à exclure au sein des formations superficielles notamment en cas de précipitations.

Des arrivées d’eau ont été observées dans les sondages entre et m de profondeur. Cela correspond à une cote altimétrique variant de à m N.G.F.

Lors de notre intervention en , des niveaux d’eaux non stabilisés ont été mesurés au droit des sondages , entre et m de profondeur (cote de à m N.G.F.).

Le délai de réponse de la « nappe » au droit d’un forage ou d’une excavation de surface limitée peut atteindre plusieurs jours en fonction de la perméabilité du sol. Ce délai correspond au temps de rééquilibrage entre la nappe dans le sol et le niveau d’eau libre qui remplit progressivement la cavité laissée par le sondage.

Il n’est exclu de rencontrer des circulations d’eau dans l’emprise du projet, non recoupées par nos sondages.

Il s’agit de circulations d’eau préférentielles associées à la topographie du terrain / à des circulations de versant / du niveau de la nappe alluviale au moment des investigations (période pluvieuse / sèche).

Les sols superficiels peuvent être le siège de nappes de plateau, indépendante de la nappe phréatique plus profonde, avec une répartition aléatoire sur le site.

Le régime hydrogéologique est susceptible de varier en fonction de la topographie, de la saison, du degré d’altération du substratum et de la pluviométrie.

Le système hydrogéologique au sein du substratum est caractérisé par ses discontinuités, son hétérogénéité, sa fracturation et les variations rapides de faciès en relation avec son degré d’altération.

À noter que les sondages destructifs ont été réalisés à l’eau. Par conséquent, les niveaux d’eau ne sont pas représentatifs des conditions hydrogéologiques du site.

En milieu urbain, la présence de venues d’eau ponctuelles peut être associée à des fuites de réseaux enterrés.

Les essais de pénétration dynamique 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.

### Piézométrie

Les niveaux d’eau mesurés dans les forages et piézomètres au moment de notre intervention sont récapitulés ci-après :

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| ***Référence*** | ***Cote T.N.***  ***(m N.G.F.)*** | ***Profondeur du niveau d’eau (m)*** | ***Cote du niveau d’eau (m N.G.F)*** |
|  |  |  |  |
|  |  |  |  |
|  |  |  |  |
|  |  |  |  |

Il s’agit de niveaux d’eau probablement non stabilisés.

N’ayant pas d’information sur les niveaux prévisibles des plus hautes eaux (N.P.H.E.), une mission d’étude hydrogéologique devra être réalisée.

### Risque d’inondabilité

D’après les données dont nous disposons, le site n’est pas exposé à un risque d’inondation.

N’ayant pas d’informations sur le risque d’inondations du site, une enquête devra être conduite par le concepteur.

Nous rappelons que, d’après les données dont nous disposons (Géorisques), la parcelle présente une sensibilité « élevée / modérée / faible / très faible » aux risques d’inondations par remontée de la nappe et débordement de rivière. Le site peut donc être inondé en période de crue.

Nous rappelons que, d’après les indications recueillies dans le PPRi local, la parcelle est classée à risque d’inondation. Le niveau des P.H.E. (Plus Hautes Eaux) centennales est donné à la cote m NGF.

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.

### Perméabilité des sols – infiltration des eaux

À titre indicatif, le tableau préambulaire ci-dessous présente le type d’essai adapté en fonction des objectifs à atteindre :

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| ***Objet*** | ***Profondeur*** | ***Essais à prévoir*** |
| Infiltration des eaux pluviales  (noue, puits, tranchée drainante) | < 3 m | Essais en vraie grandeur (Matsuo) |
| > 3 m | Essais en forage (Lefranc, Nasberg) |
| Assainissement | - | Essais Porchet |
| Pompage / Rejet | - | Essais Lefranc +  Essai de pompage |
| Infiltration dans le rocher | - | Essais Lugeon |

Les essais d’eau réalisés permettent d’estimer la perméabilité des sols. Le tableau ci-après en présente les résultats :

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| ***Formation*** | ***Nature du sol*** | ***Type d’essai*** | ***Prof. (m)*** | ***Coefficient de perméabilité*** | |
| ***K (m/s)*** | ***K (cm/h)*** |
| S |  |  |  |  |  |
| S |  |  |  |  |  |
| S |  |  |  |  |  |

Il est rappelé qu’il s’agit d’essais mesurant la perméabilité sur une surface très limitée. Seul un essai de pompage permet d’obtenir une estimation des débits d’exhaure dans l’hypothèse d’un dispositif de pompage ou de rabattement de nappe en phase chantier ou en phase définitive.

À noter que les essais de type Nasberg ont tendance à sous-estimer la perméabilité des sols lorsque leur coefficient de perméabilité « k » est inférieur à 10-3 m/s en raison d’un colmatage de la cavité par l’injection d’eau.

## Conditions sismiques

Les paramètres sismiques à prendre en compte conformément à la norme NF EN 1998 (Eurocode 8) et compte tenu des résultats des investigations effectuées sont les suivants :

* Zone sismique :
* Classe de sol :
* Catégorie de bâtiment :
* Risque de liquéfaction du sol :

### Données réglementaires

Selon le décret n°2010-1255 et la norme NF EN 1998 (’EUROCODE 8), le niveau d’aléa ainsi que l’accélération du sol « au rocher » de référence sont indiqués dans le tableau ci-après pour le site objet de la présente étude :

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| **Zone de sismicité** | **Niveau d’aléa** | **agr (m/s²)** |
| **Zone 1** | Très faible | 0.4 |
| **Zone 2** | Faible | 0.7 |
| **Zone 3** | Modéré | 1.1 |
| **Zone 4** | Moyen | 1.6 |
| **Zone 5** | Fort | 3.0 |

### Influence du sol

L’Eurocode 8 distingue 5 catégories de sols pour lesquelles sont définis des coefficients de sol S permettant de traduire l’amplification de la sollicitation sismique exercée par le sol. La catégorie de sol ainsi que le coefficient associé correspondant au contexte géologique mis en évidence au droit du projet sont précisés dans le tableau suivant :

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| **Classe**  **de sol** | **Description du profil**  **stratigraphique** | **Coef. de sol S** | |
| Zone 1 à 4 | Zone 5 |
| A | Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d’au plus 5 m de matériau moins résistants | 1.0 | 1.0 |
| B | Dépôts raides de sables, de graviers ou d’argiles sur-consolidées d’au moins plusieurs dizaines de mètres d’épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur | 1.35 | 1.2 |
| C | Dépôts profonds de sables de densité moyenne, de graviers ou d’argiles moyennement raides, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètre | 1.5 | 1.15 |
| D | Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes | 1.6 | 1.35 |
| E | Profil de sol comprenant une couche superficielle d’alluvions d’une épaisseur comprise entre 5 et 20 m reposant sur un matériau plus raide | 1.8 | 1.4 |
| S1 | Dépôts composés, ou contenant, une couche d’au moins 10 m d’épaisseur d’argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé (Ip > 40) et une teneur en eau importante | *Étude spécifique* | |
| S2 | Dépôts de sols liquéfiables d’argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes précédentes |  |  |

*\* couche superficielle de classe B, C ou D*

À noter que la classe de sol est estimative en l’absence d’investigations spécifiques (essais Cross-Hole, essais en laboratoire, essais CPTu, essais SPT…).

### Risque de liquéfaction des sols

La liquéfaction des sols sous séisme est un mécanisme de rupture extrême qui advient dans les sols peu consistants saturés et durant des mouvements oscillatoires sismiques forts.

Le site étant classé en zone sismique 1 ou 2 (très faible ou faible), l’étude de la liquéfaction des sols n’est pas requise d’après l’arrêté n°2010-1255 du 22/10/2010.

Le site étant classé en zone sismique supérieure à 2, le risque de liquéfaction des sols sous séisme doit être vérifié d’après l’arrêté n°2010-1255 du 22/10/2010.

L’absence de nappe permet de négliger ce risque.

Le contexte géotechnique mis en évidence (substratum rocheux surmonté d’arènes d’altération de compacité moyenne à bonne) permet d’écarter ce risque.

Le contexte géotechnique (sols sablo-limoneux de faible compacité, sols argilo-sableux de faible compacité, présence d’une nappe à une profondeur inférieure à 15 m, etc…) implique de vérifier le risque de liquéfaction des sols sous séisme. Une étude spécifique complémentaire de liquéfaction des sols doit être menée dans le cadre d’une mission de type G5 ou au démarrage de la phase « Projet » de la mission G2.

### Catégorie de bâtiment

Les bâtiments à risque normal sont classés en 4 catégories d’importance en fonction de l’activité hébergée ou du nombre de personnes pouvant être accueilli dans les locaux.

A chaque catégorie d’importance est associé un coefficient d’importance ϒl qui vient moduler l’action sismique de référence conformément à l’Eurocode 8. Le tableau suivant précise le cas dans lequel le projet se trouve d’après les informations qui nous ont été transmises (à vérifier par la maitrise d’œuvre).

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| **Catégorie d’importance** | | **Description** | **Coef.**  **ϒl** |
| I |  | ■ Bâtiments dans lesquels il n’y a aucune activité humaine nécessitant un séjour de longue durée. | 0.8 |
| II |  | ■ Habitations individuelles.  ■ Établissements recevant du public (ERP) de catégorie 4 et 5.  ■ Habitations collectives de hauteur inférieure à 28 m.  ■ Bureaux ou établissements commerciaux non ERP, h ≤ 28 m, max. 300 personnes.  ■ Bâtiments industriels pouvant accueillir au plus 300 personnes.  ■ Parcs de stationnement ouverts au public. | 1.0 |
| III |  | ■ ERP de catégorie 1, 2 et 3.  ■ Habitations collectives et bureaux, h > 28 m.  ■ Bâtiment pouvant accueillir plus de 300 personnes.  ■ Établissements sanitaires et sociaux.  ■ Centres de production d’énergie.  ■ Établissements scolaires. | 1.2 |
| IV |  | ■ Bâtiments indispensables à la sécurité civile, la défense nationale et le maintien de l’ordre public.  ■ Bâtiments assurant le maintien des communications, la production et le stockage d’eau potable, la distribution publique de l’énergie.  ■ Bâtiments assurant le contrôle de la sécurité aérienne.  ■ Établissements de santé nécessaires à la gestion de crise  ■ Centres météorologiques | 1.4 |

### Exigences sur le bâti neuf

Les exigences sur le bâti neuf dépendent de la catégorie d’importance du bâtiment et de la zone de sismicité.

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | **I** | **II** | | **III** | **IV** |
|  |  |  |  |  |  |
| **Zone 1** |  | | | | |
| **Zone 2** | *Aucune exigence* | | | Eurocode 8  agr = 0.7 m/s² | |
| **Zone 3** |  | PS-MI1 | Eurocode 8  agr = 1.1 m/s² | Eurocode 8  agr = 1.1 m/s² | |
| **Zone 4** |  | PS-MI1 | Eurocode 8  agr = 1.6 m/s² | Eurocode 8  agr = 1.6 m/s² | |
| **Zone 5** |  | CP-MI2 | Eurocode 8  agr = 3.0 m/s² | Eurocode 8  agr = 3.0 m/s² | |

## Ouvrages existants et avoisinants

Étant donné la présence d’ouvrages mitoyens / d’avoisinants au projet, des fouilles de reconnaissance des fondations ont été réalisées.

Les coupes des fouilles de reconnaissance des fondations sont présentées en annexe.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| ***Excavation*** | ***RF*** | ***RF*** | ***RF*** |
| Type de fondation |  |  |  |
| Cote du terrain actuel  (m N.G.F.) |  |  |  |
| Débord extérieur (m) |  |  |  |
| Épaisseur de semelle (m) |  |  |  |
| Hauteur du soubassement (m) |  |  |  |
| Profondeur d’assise (m) |  |  |  |
| Cote d’assise correspondante  (m N.G.F.) |  |  |  |
| Sol d’assise correspondant |  |  |  |

Au droit de l’excavation RF , il a été rencontré un réseau en service à m de profondeur par rapport au terrain actuel. De ce fait, il n’a pas été possible de poursuivre la fouille et de reconnaitre les fondations de l’ouvrage.

Remarque : les reconnaissances de fondations sont ponctuelles, des variations de géométrie et de profondeurs sont donc possibles.

Étant donné la configuration du bâtiment, les fondations sont supposées symétriques. Toutefois, par sécurité, les dimensions des semelles retenues ne prennent pas en compte cette possible symétrie. En effet, la largeur des semelles ayant un impact sur les descentes de charges admissibles, ces dernières pourraient être surestimées en cas de semelles asymétriques.

# ETUDE D’AVANT-PROJET

## Synthèse des investigations et dispositions constructives

### Modèle géotechnique

Le modèle géotechnique a pour but de fixer les propriétés mécaniques caractéristiques retenues par GEOTECHNIQUE SAS pour chaque faciès permettant, ensuite, d’établir les calculs de prédimensionnement des ouvrages géotechniques.

Les paramètres indiqués dans le modèle sont les plus représentatifs au regard des résultats des essais, des hétérogénéités observées dans chaque sol et du nombre d’essais.

Les caractéristiques retenues sont données dans le tableau ci-après :

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| ***Id.*** | ***Description*** | ***Valeurs pressiométriques*** | | ***Rapport***  ***EM/pl\**** | ***Résistance de pointe***  ***qd (MPa)*** | ***α*** |
| ***pl\* (MPa)*** | ***EM (MPa)*** |
| R |  |  |  |  |  |  |
| S1 |  |  |  |  |  |  |
| S2 |  |  |  |  |  |  |
| S3 |  |  |  |  |  |  |
| S4 |  |  |  |  |  |  |

pl: pression limite nette / EM : Module pressiométrique / α : Coefficient rhéologique du sol

qd : résistance dynamique de pointe

Nota important : la profondeur et la cote altimétrique des différentes limites de couches étant variables, elles seront considérées au cas par cas en fonction du type de structure considéré et du modèle de calcul le plus pertinent (type « modèle de terrain » ou type sondage particulier).

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques géo-mécaniques proposées en première approche dans le cadre des ouvrages de soutènements (à ne mettre que dans certains cas particuliers, à éviter en G2 AVP) :

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| ***Id.*** | ***Description*** | ***γh (kN/m3)*** | ***c’ (kPa)*** | ***φ‘ (°)*** |
| R |  |  |  |  |
| S1 |  |  |  |  |
| S2 |  |  |  |  |
| S3 |  |  |  |  |

γh : Poids volumique humide / c’ : Cohésion effective / φ‘ : Frottement intrinsèque effectif

### Principales sujétions d’ordre géotechnique pour l’aménagement du site

Les principales sujétions à retenir pour la réalisation du projet sont liées aux éléments principaux suivants :

* la réalisation de niveaux de sous-sol avec des bâtiments mitoyens fondés superficiellement / dont les modes et profondeurs de fondations ne sont pas connus et dont il conviendra d’assurer la stabilité tant en phase travaux qu’au stade définitif. Ceci conduira le projet vers la réalisation d’ouvrages de soutènement provisoires ou définitifs, solidaires ou non de la superstructure.
* la réalisation de niveaux de sous-sol en bordure de voirie avec des réseaux enterrés, dont il conviendra d’assurer la stabilité tant en phase travaux qu’au stade définitif. Ceci conduira le projet vers la réalisation d’ouvrages de soutènement provisoires ou définitifs, solidaires ou non de la superstructure.
* la réalisation de niveaux de sous-sol avec emprise de terrain disponible limitée par endroit, ce qui conduira à examiner les conditions de stabilité des talus en déblais (provisoires et/ou définitifs) et éventuellement à envisager la réalisation d’ouvrages de soutènement provisoires ou définitifs de manière à assurer la stabilité des avoisinants tant en phase travaux qu’au stade définitif.
* la réalisation de niveaux de sous-sol avec travaux de terrassements en déblais sous nappe. Ceci conduira à mettre en œuvre (au moins en phase chantier) des moyens d’épuisement qui modifieront les conditions hydrogéologiques du secteur. Au stade définitif, des dispositions techniques particulières seront à prendre vis-à-vis de la nappe.
* la nécessité de réaliser une fouille en déblais sur m de profondeur avec un toit du substratum compact proche de la surface du terrain naturel,
* la construction en mitoyenneté de bâtiments existants dont les modes et profondeurs de fondation ne sont pas connus.
* la construction en limite de bâtiments dont les fondations sont débordantes.
* la présence de remblais hétérogènes sur de fortes épaisseurs.
* la présence de vestiges de fondations et/ou d’ouvrages enterrés dans l’emprise de ‘l’ouvrage.
* l’hétérogénéité lithologique et/ou mécanique des terrains dans l’emprise de l’ouvrage.
* la difficulté d’accès au site pour la réalisation des travaux.
* la présence de cavités naturelles ou anthropiques.
* la présence d’une zone marécageuse.
* la présence, en amont / en aval du projet, d’un talus / d’une falaise / d’un soutènement dont les conditions de stabilité sont à vérifier.
* la compressibilité des sols en tête.
* la compressibilité des sols sur une forte épaisseur.
* la présence de sols sous-consolidés.
* la présence de sols liquéfiables.
* la sensibilité des sols aux phénomènes de retrait et/ou de gonflement. Les variations de teneur en eau au niveau de ces sols provoquent des phénomènes de variation volumique (tassements et/ou réhausses) qui peuvent être préjudiciables aux bâtiments qui sont fondés superficiellement. Les causes des variations de teneur en eau peuvent être diverses :
  + naturelles lorsque l’on se trouve dans la zone de variation du profil hydrique,
  + artificielles (fuite de canalisation, modification du régime de circulation des eaux superficielles, plantation d’arbres, etc…),
* la publication de plusieurs arrêtés de catastrophe naturelle sur la commune.
* la présence de sols pollués.
* la sensibilité des terrains à l’eau.
* la présence de tourbe qui constitue un danger pour les constructions (matériau évolutif et fortement compressible).
* la variation rapide et notable des limites de couches de sols.
* un niveau de nappe proche de la surface.
* une teneur en eau des sols très élevée.
* l’agressivité des sols et/ou de l’eau vis-à-vis des bétons.
* une déclivité prononcée du site avec des mouvements de déblai / remblai importants.
* la stabilité des talus provisoires et/ou définitifs en déblai.
* la stabilité des talus provisoires et/ou définitifs en remblai.
* la stabilité générale des terrains au grand glissement.

### Sujétions techniques – principes généraux de construction

D’après les éléments indiqués dans les paragraphes précédents (contexte géotechnique, topographie du site, configuration du projet), les orientations techniques pour le projet sont les suivantes :

* la réalisation d’un renforcement préalable du sol,
* la réalisation d’une reprise en sous-œuvre des ouvrages mitoyens / avoisinants,
* la mise en œuvre d’un drainage des sols pour assainissement de la plateforme de travail,
* la mise en œuvre d’un pompage pour abaisser préalablement le niveau de la nappe,
* la réalisation d’un mode de soutènement des terres,
* la réalisation d‘un mode de fondations superficielles, profondes, semi-profondes,
* la réalisation d’un niveau-bas de type dallage sur terre-plein / de type plancher porté sur vide sanitaire.

Nous précisons que toute modification du projet ou des sols après réalisation de cette étude géotechnique d’avant-projet peut entraîner une ré-étude partielle ou complète des adaptations constructives préconisées dans le présent rapport.

Le cas échéant, la nouvelle configuration du projet sera étudiée dans le cadre de l’étude de conception en phase projet (G2 PRO).

## Principes généraux de terrassements

Au regard de la cote à laquelle le projet est calé ( m N.G.F.), il est prévu un simple décapage superficiel (reprofilage de +/- 0.5 m). Les terrassements seront donc limités à la réalisation des fondations et du dallage.

Avant tout travaux de terrassement en déblai, il conviendra de recenser la position de l’ensemble des réseaux enterrés et de veiller à leur neutralisation, leur pontage ou à leur dévoiement.

La réalisation du projet implique l’exécution de terrassements en déblais sur m de profondeur et en remblais sur m de hauteur.

Les terrassements en déblai concerneront principalement .

Important : l’étude des conditions de stabilité des travaux de démolition ne fait pas partie de notre mission. Elle peut faire l’objet d’une étude spécifique (mission de type G5). Des précautions devront être prises afin de ne pas engendrer de mouvement de terrain ni de dommages envers les ouvrages existants à conserver et avoisinants.

### Traficabilité en phase chantier - drainage

Nous rappelons que des niveaux d’eau ont été mesurés au moment des sondages (le ), à des profondeurs variante de à m, soit une cote altimétrique de à m N.G.F.

Les terrassements en déblais recouperont donc la nappe.

Afin de garantir la qualité des plateformes de travail, les travaux de terrassement devront être réalisés par temps sec, d’autant plus que les sols affectés par les terrassements sont particulièrement sensibles à l’eau.

Par voie de conséquence, en période pluvieuse, une chute de la portance des sols, actuellement confinés par la terre végétale ou les remblais, peut survenir en phase travaux.

Il convient également de rappeler qu’il s’agit de niveaux non stabilité et que les conditions hydrogéologiques, mal connues, sont susceptibles de varier en fonction de la saison, de la topographie et de la pluviométrie.

En cas de présence de la nappe au niveau de la plateforme de terrassement, un assainissement général du site sera à prévoir dès le démarrage des travaux de déblaiement de pleine masse. Il pourra s’agir de tranchées drainantes débouchant vers une exutoire gravitaire suffisamment dimensionné et associé à un dispositif de pompage si nécessaire.

En cas de portance médiocre, un cloutage du fond de fouille pourra être mise en œuvre par incorporation de gros éléments de granulométrie type 100/300.

Dans les matériaux fins, la vitesse de ressuyage étant faible, cela pourra conduire à resserrer le maillage drainant.

La plateforme devra être nivelée en conservant des pentes suffisantes pour éviter toute stagnation d’eau et permettre l’évacuation des eaux pluviales vers un exutoire.

Des dispositions spécifiques devront être prises pour assurer à tout moment la mise au sec de la plate-forme par un épuisement périphérique, un rabattement de nappe ou un réseau drainant.

En cas de précipitations sur les matériaux sensibles à l’eau, le chantier pourrait rapidement devenir impraticable et nécessiter la mise en œuvre de dispositions particulières (surépaisseurs en matériaux insensibles à l’eau, cloutage, drainages, etc…).

### Conditions de réalisation des déblais

Afin de garantir la qualité des plateformes en déblai, les travaux de terrassement devront être réalisés par temps sec.

La réalisation de travaux de terrassements en période hivernale peut être un facteur aggravant en particulier pour ce qui concerne les circulations d’eau, les remontées de nappe et la pluviométrie.

Les terrassements en déblai pourront être réalisés à l’aide d’engins classiques de moyenne puissance.

Le projet comporte des déblais dans des matériaux très compacts, nécessitant l’utilisation d’engins ou de procédés adaptés (éclateur, dérocteur, pelle puissante, brise-roche hydraulique, marteau pneumatique,…).

L’incidence des vibrations induites par ces procédés devra être prise en compte vis-à-vis des avoisinants.

La terre végétale (TV) devra être entièrement décapée dans l’emprise du projet.

Les remblais (R) devront également être purgés.

Compte tenu de la cote de calage altimétrique du projet, les faciès de sol S seront totalement décapés alors que la couche de sol S sera partiellement décapée.

La méthodologie suivante de terrassement en déblai devra être respectée :

* procéder au terrassement de la dernière couche de sol « en retro », sans faire évoluer les engins sur la pleine masse définitive.
* interrompre les travaux des conditions météorologiques trop défavorables.

La surveillance de l’évolution des conditions météorologiques en incombe au terrassier qui devra prévoir à l’avance les mesures et dispositions conservatoires visant à protéger la qualité et la compacité de la plateforme dans le cas d’une dégradation pluvieuse (arrêt anticipé du chantier, protection et fermeture du fond de fouille, conservation d’une garde protectrice de terrassement, etc…).

### Conditions de réemploi des matériaux du site

La terre végétale ainsi que les matériaux organiques ou évolutifs seront mis en dépôt ou réutilisés uniquement dans le cadre des aménagements paysagers.

Les matériaux du site qui seront recoupés par les opérations de terrassement en déblais sont les suivants :

* matériaux limoneux appartement à la classe A1 dans un état hydrique très humide (th). Leurs teneurs en eau élevées ne permettent pas de les réutiliser. Aucun traitement n’est possible, seul une mise en dépôt provisoire ou un drainage préalable de plusieurs mois peut être envisageable après étude spécifique et permettrait ainsi de les ramener en A1h voire A1m.
* matériaux limoneux appartement aux classes A1 dans un état hydrique humide (h). Il s’agit de sols difficiles à mettre en œuvre en raison de leur faible portance. Ils sont sujet au matelassage, à éviter au niveau de l’arase terrassement. Ces matériaux à l’état hydrique humide sont réutilisables, en remblais, avec ajout de chaux associé à un compactage moyen. Ils sont réutilisables en couche de forme avec un traitement au liant hydraulique et à la chaux.
* matériaux limoneux appartement à la classe A1 dans un état hydrique moyen (m). Ces sols s’emploient facilement mais sont très sensibles aux conditions météorologiques (excès de teneur en eau ou compactage difficile du matériau sec). Ces matériaux à l’état hydrique moyen sont réutilisables en l’état avec un compactage moyen. Ils sont réutilisables en couche de forme avec un traitement au liant hydraulique et à la chaux.
* …

Sans essais spécifiques, les conditions de réutilisation des matériaux du site en remblais ne peuvent être définies.

Si les sols doivent faire l’objet d’un traitement préalable (chaux et/ou liant hydraulique), il conviendra notamment de vérifier que les matériaux ne contiennent pas de sulfates, pouvant entraîner la formation de sels expansifs, et de définir les dosages adaptés.

Concernant les modalités de compactage et d’aération des matériaux notamment, on se reportera au GTR. Elles seront recalées en phase chantier en fonction des contrôles de leur état hydrique effectués au fur et à mesure dans le cadre d’un suivi géotechnique d’exécution pour le compte de l’entrepreneur (G3).

Le réemploi des matériaux rocheux en remblai est adapté quelles que soient les conditions météorologiques à l’exception des schistes très sensibles. Ces derniers seront impérativement mis en œuvre en période sèche.

La réutilisation des matériaux rocheux nécessite un concassage et un criblage. Pour une mise en œuvre en couche de forme, il faudra prévoir d’éliminer la fraction grossière empêchant le réglage correct de la plateforme et un concassage adapté pour produire une fraction type 0/80.

Dans tous les cas, il conviendra de réaliser un suivi régulier de la nature et de la teneur en eau des déblais extraits afin de pouvoir optimiser leur réemploi.

### Faisabilité d’un traitement

Les dosages en sulfates réalisés sur les matériaux donnent des résultats de % maximum (< 1%). Le traitement à la chaux est donc réalisable sur les matériaux du site à partir de ce critère.

Un essai Proctor et deux essais CBR immergés traités ont été réalisés sur les .

Sur la base de l’essai Proctor réalisé au droit du sondage à m de profondeur, nous proposons le tableau de préconisations de dosages en chaux suivants pour la réutilisation en remblais des .

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| ***Teneur en eau\**** | < % |  |  |  | > % |
| ***État hydrique*** | ts | s | m | h | th |
| ***Traitement*** | inutilisable | humidification | 1 % de CaO | 2 à 3 % de CaO | inutilisable |

*\*réalisée sur la fraction 0/20 mm*

La chaux sera utilisée pour réduire la teneur en eau des matériaux naturels, pour faciliter leur mise en œuvre et pour obtenir les compacités souhaitées, lors de la réalisation des travaux.

Les résultats des essais CBR immergés traités indiquent que les gonflements sont négligeables. Les portances sont améliorées par l’ajout de chaux et de ciment. De ce fait, les matériaux peuvent être réutilisés en remblais avec ajout de chaux et en couche de forme avec ajout de liant hydraulique, associé à de la chaux, après avoir été ramenés dans un état hydrique humide par aération.

Il sera nécessaire de bien protéger les plateformes des intempéries par fermeture chaque soir, afin que le matériau ne prenne pas l’eau.

Si, lors de travaux, les teneurs en eau sont identiques à celles rencontrées lors de la présente étude, les matériaux pourront être réutilisés en remblais avec % de chaux.

### P.S.T. et arase terrassement (plateforme logistique et voiries)

Selon la nature des matériaux et d’après l’état hydrique des terrains en place, la partie supérieure des terrassements est actuellement une PST0 / AR0 (état hydrique très humide). Il s’agit de zones très humides, marécageuses ou inondables et donc de portance quasi nulle. Il faudra donc prévoir des dispositions particulières permettant de reclasser la plateforme en AR1 minimum (purges, mise en place de fossés profonds, rabattement de la nappe, cloutage…).

Selon la nature des matériaux et d’après l’état hydrique des terrains en place, la partie supérieure des terrassements est actuellement une PST1 / AR1 (état hydrique humide). Il s’agit de matériaux sensibles de mauvaise portance au moment de la mise en œuvre de la couche de forme et sans possibilité d’amélioration à long terme. Dans ce cas, il convient soit :

* de procéder à une amélioration du matériau jusqu’à 0.5 m de profondeur par un traitement à la chaux.
* de clouter le fond de forme à l’aide d’un matériau concassé de type 100/300 enchâssés par pilonnage.
* de mettre en œuvre une couche de forme en matériaux granulaires insensibles à l’eau de forte épaisseur.

Selon la nature des matériaux et d’après l’état hydrique des terrains en place, la partie supérieure des terrassements est actuellement une PST2 / AR1 (état hydrique moyen). Il s’agit de matériaux sensibles à l’eau de bonne portance au moment de la mise en œuvre de la couche de forme pouvant chuter à long terme sous l’action de l’infiltration des eaux pluviales et/ou de remontée de nappes. Une couche de forme devra être réalisée.

Selon la nature des matériaux et d’après l’état hydrique des terrains en place, la partie supérieure des terrassements est actuellement une PST3 / AR1 (état hydrique moyen). Il s’agit de matériaux sensibles à l’eau de bonne portance au moment de la mise en œuvre de la couche de forme pouvant chuter à long terme sous l’action de l’infiltration des eaux pluviales. Une couche de forme devra être réalisée.

Selon la nature des matériaux et d’après l’état hydrique des terrains en place, la partie supérieure des terrassements est actuellement une PST3 / AR2 (état hydrique moyen). Il s’agit de matériaux sensibles à l’eau de bonne portance au moment de la mise en œuvre de la couche de forme pouvant chuter à long terme sous l’action de l’infiltration des eaux pluviales. Des dispositions constructives de drainage à la base de la chaussée (évacuation et infiltration des eaux) permettent de s’affranchir d’une couche de forme.

Selon la nature des matériaux et d’après l’état hydrique des terrains en place, la partie supérieure des terrassements est actuellement une PST4 / AR2 (état hydrique humide). Il s’agit de matériaux sensibles à l’eau ayant subis une amélioration à la chaux ou aux liants hydrauliques sur une épaisseur de 0.30 m à 0.50 m. La réalisation d’une couche de forme sur cette PST dépend du projet et des valeurs de portances de l’arase mesurées.

Selon la nature des matériaux et d’après l’état hydrique des terrains en place, la partie supérieure des terrassements est actuellement une PST5. Il s’agit de matériaux de type sable fin insensible à l’eau, hors nappe. La réalisation d’une couche de forme sur cette PST ne s’impose que pour satisfaire des exigences de traficabilité.

Selon la nature des matériaux et d’après l’état hydrique des terrains en place, la partie supérieure des terrassements est actuellement une PST6. Il s’agit de matériaux graveleux ou rocheux insensibles à l’eau, mais posant des problèmes de réglages et/ou de traficabilité. La réalisation d’une couche de forme sur cette PST ne s’impose que pour des exigences à court terme et peut donc se réduire à une couche de réglage.

### Mise en œuvre des remblais techniques

On notera que les remblais nécessaires au rattrapage de la cote du niveau bas pourront éventuellement servir d’assise aux fondations. Ils reposeront sur les (sol S1) dont le toit a été reconnu vers m/TN après purge de la couverture végétale.

Afin de garantir la qualité du sol d’assise des remblais (terrain naturel), les travaux devront être réalisés par temps sec.

Les conditions d’exécution des remblais devront être conformes au « Guide des Terrassements Routiers – Réalisation des remblais et des couches de forme (LCPC-SETRA de septembre 1992) » et/ou aux recommandations « Caractéristiques des matériaux de remblais supports de fondations » du L.C.P.C.

L’épaisseur de chacune des couches mises en œuvre ne dépassera pas les valeurs limites indiquées dans les recommandations GTR, en tenant compte de la classe de sol et du type d’engin de compactage utilisé.

Le réemploi des matériaux du site est évoqué au paragraphe précédent. La réalisation de remblais à partir des matériaux du site (sensibles à l’eau) devra impérativement se faire en période sèche.

La mise en œuvre de matériaux d’apport de carrière, dont la qualité sera maitrisée, est conseillée pour la réalisation des remblais techniques.

Les apports devront être granulaires, insensibles à l’eau et de granulométrie continue. Il peut s’agir de matériaux de type D2 / D3 ou R21 / R61.

Un contrôle régulier sera nécessaire au fur et à mesure de l’avancement de l’élévation du remblai. Ce contrôle est à prévoir à chaque couche unitaire d’apport, et au minimum tous les 50 cm d’épaisseur.

Les critères de réception du remblai par essais à la plaque  60 cm, selon le mode opératoire du L.C.P.C., devront être les suivantes :

* Sur la première couche (inférieure) :
  + un module EV2 ≥ 30 MPa,
  + EV2/EV1 ≤ 2.
* Sur les couches suivantes :
  + un module EV2 ≥ 50 MPa,
  + EV2/EV1 ≤ 2.
* Sur la dernière couche (supérieure) :
  + un module EV2 ≥ 80 MPa,
  + EV2/EV1 ≤ 2.

Par ailleurs, il est conseillé de procéder à un contrôle final d’exécution par essais au pénétromètre.

### Remblaiement périphérique sur sols compressibles

Compte tenu de la compressibilité des sols en place (argiles), les remblaiements périphériques pour l’aménagement des abords de la construction doivent être réalisés immédiatement après exécution du soubassement et du drainage périphérique pour provoquer les tassements et réduire leur conséquence sur l’ouvrage.

Aucun remblaiement ne devra être ajouté ensuite pour éviter une reprise de tassements différentiels sur la construction.

Enfin, il faudra être vigilant à ne pas stocker de terres ou de matériaux lourds sur l’emprise de la construction avant sa réalisation qui pourrait induire un pré-chargement local (risque de tassements différentiels ensuite).

### Conditions de talutage

Tenant compte de la cote du terrain fini projeté par rapport au terrain actuel, des emprises disponibles pour la réalisation des terrassements en déblai et de la sensibilité des avoisinants, on prévoira la réalisation des ouvrages suivants :

* des talus provisoires et/ou définitifs,
* des ouvrages de soutènement provisoires et/ou définitifs, solidaires ou non de la superstructure (dont les sujétions de conception sont examinées dans le chapitre suivant).

Les conditions de stabilité des talus seront fonction de différents facteurs :

* leur géométrie,
* la résistance au cisaillement des sols,
* les pressions interstitielles engendrées par l’eau,
* les sollicitations extérieures (climatiques et anthropiques).

Pour un talus définitif, la valeur du coefficient de sécurité au glissement devra atteindre une valeur minimale Fs = 1.5.

Pour un talus provisoire, la valeur du coefficient de sécurité au glissement devra atteindre une valeur minimale Fs = 1.3.

Ces ouvrages géotechniques devront faire l’objet d’une étude particulière associée à des investigations complémentaires permettant de déterminer les valeurs d’angle de frottement interne des sols et de cohésion (essais à la boite de cisaillement, essais triaxiaux, essais au phicomètre,…) à raison d’au minimum deux essais par faciès de sol rencontrés. Les conditions hydrogéologiques, prépondérantes dans le calcul, devront être précisées.

Compte tenu des emplacements disponibles, les **talus provisoires** de la fouille pourront être dressés avec une pente de de base pour de hauteur hors mitoyenneté et hors d’eau, à adapter lors des travaux de terrassement si cela s'avère nécessaire. Ils devront être protégés par des feuilles de polyane soigneusement fixées ou par un béton associé à un treillis.

Compte tenu des emplacements disponibles, les **talus définitifs** de la fouille pourront être dressés avec une pente de de base pour de hauteur hors mitoyenneté et hors d’eau, à adapter lors des travaux de terrassement si cela s'avère nécessaire. Ils devront être protégés par des feuilles de polyane soigneusement fixées ou par un béton associé à un treillis.

Les eaux d’écoulement superficiel devront être collectées en amont des talus par un système de cunettes.

Des hétérogénéités locales ne sont pas exclues et peuvent provoquer des éboulements locaux qu’il faudra reprendre.

Pour limiter les risques, l’ensemble des talus devra être protégé des intempéries par des feuilles de polyane soigneusement fixées et des cunettes étanches en tête et en pied de talus.

*Nota important : les pentes de talus proposées tiennent compte des observations faites sur site et du contexte environnant. Hors aléa géotechnique local, elles permettent de garantir la stabilité des terrassements à court terme en l’absence de donnée certaine sur cette notion de « court terme » (dépendante du phasage réel du chantier, des conditions météorologiques, etc…). La mise en œuvre de talus plus raides induirait une instabilité précaire potentielle dont la durée ne peut être définie puisqu’elle dépend de l’évolution de la diminution de cohésion intrinsèque, qui peut être quasi-instantanée ou très lente selon la nature du sol, et des conditions météorologiques.*

Dans le cas où les emprises de terrassements ne permettraient pas de respecter les conditions de talutage préconisées ou en cas de mitoyen en tête de talus ou à proximité, un mode de soutènement des terres devra être étudié.

Les emprises disponibles de part et d’autre de la construction ne permettant pas de respecter les conditions de talutage préconisées précédemment, un mode de soutènement des terres doit être envisagé (cf. paragraphe suivant).

La présence de surcharges en tête (mitoyen, avoisinant) ne permet pas de garantir la stabilité des talus, un mode de soutènement des terres doit donc être envisagé (cf. paragraphe suivant).

## Ouvrages de soutènement

Compte tenu des éléments indiqués précédemment, le projet impliquera l’exécution de soutènements.

Ces derniers pourront être solidaires ou non à la structure et provisoires ou définitives.

Les solutions envisageables pourront être de type :

* Paroi berlinoise ou variante,
* Paroi clouée,
* Paroi en jet-grouting,
* Paroi en pieux sécants ou jointifs,
* Linéaire de palplanches,
* Paroi moulée.

Ces ouvrages devront être calculés dans le cadre d’une étude en phase projet (G2 PRO) en adoptant les hypothèses de sol (cf. modèle géomécanique) issues des essais pressiométriques et des essais en laboratoire réalisés dans le cadre de la présente mission.

En cas de soutènement avec remblaiement à l’arrière, les coefficients de poussée associés aux remblais d’apport dépendront directement de leur nature et des conditions de mise en œuvre. Celles-ci devront suivre les recommandations du Guide des Terrassements Routiers du LCPC SETRA de 1992. Il est conseillé de retenir un matériau granulaire frottant à l’arrière de l’ouvrage.

La prise en compte des poussées hydrostatiques sur l’ouvrage dépendra du système de drainage adopté (dans le cas d’un mur de soutènement, on peut par exemple prévoir des barbacanes).

Nota important : la réalisation de parois clouées ou tirantées impliquent que le projet dispose des autorisations de tréfonds. Les autorisations ou non de tréfonds devront être communiquées au géotechnicien avant exécution de sa mission G2 PRO car elles ont une incidence non négligeable sur les études et les travaux.

Les paramètres de calculs proposés devront impérativement être confirmées dans les phases d’études ultérieures du projet.

Ces ouvrages devront être calculés dans le cadre d’une étude en phase projet (G2 PRO) à partir d’essais pressiométriques, phicométriques, en laboratoire (cisaillements, triaxiaux…) qui devront être effectués préalablement.

Les conditions de renard et de boulance devront être vérifiées si les travaux recoupent la nappe.

Étant donné la présence d’une nappe présentant un écoulement dont l’orientation et l’incidence sur le projet n’ont pas été définies, cet aspect devra faire l’objet d’une étude hydrogéologique spécifique préalablement à la mission G2 PRO.

## Avoisinants, reprises en sous-œuvre et mitoyenneté

La configuration du projet telle qu’elle est définie actuellement impliquera l’exécution de déblais au voisinage immédiat de constructions existantes dont les fondations et la structure sont mal connues / ont été reconnus ponctuellement par fouilles.

Le projet est implanté en rive de constructions existantes dont les caractéristiques de fondation n’ont été vérifiées que très ponctuellement.

Il conviendrait donc que soit recherché dans les archives, s’il est disponible, le dossier de recollement des fondations du bâtiment actuel. Par ailleurs, au démarrage des travaux, l’entreprise est invitée à procéder à des investigations complémentaires qui permettront de confirmer et d’affiner les systèmes de fondation existants pour adapter ses techniques de travaux.

Toutes les précautions devront être prises par l’entreprise pour éviter tout dommage aux existants tant en phase travaux que définitive. Les cotes d’assise des nouvelles fondations ne devront en aucun cas être supérieures à celles des fondations existantes.

Cependant, dans le cas d’un massif ou d’un puits contre un appui filant ou encore d’une semelle filante perpendiculaire à une autre, une sur-profondeur peut être tolérée à condition, le cas échéant, de prévoir les blindages adéquats.

Les résultats des sondages de reconnaissance mettent en évidence un débordement des fondations de l’existant. Le plan de fondation du projet devra privilégier un système permettant d’avoir un plancher en console en éloignant l’axe des nouvelles fondations de l’ouvrage mitoyen.

Une analyse de risque devra impérativement être réalisée au stade projet (mission G2 PRO).

Si des soutènements ou reprises en sous-œuvre s’avèrent nécessaires, ils feront l’objet d’une étude particulière que GEOTECHNIQUE SAS pourra réaliser dans le cadre d’une mission spécifique de type G5 ou d’une mission plus générale (G2 PRO).

Étant donné la différence altimétrique entre le projet et les mitoyens, une reprise en sous-œuvre ou en contre-œuvre associée à un soutènement des terres est impérative.

À noter que le contexte géotechnique, la configuration du mitoyen et du projet nous orientent vers les solutions techniques suivantes :

* La réalisation d’un voile masque adapté aux sols cohérents et qui a l’avantage de ne pas changer la compacité des sols sous les fondations existantes et d’éviter un changement du niveau de fondation ;
* La mise en œuvre de micropieux et d’un voile cloué ;
* La réalisation de plots B.A. de prolongement des fondations mis en œuvre en « touches de piano ».

Le voile masque sera réalisé par passes alternées, leur largeur devra être adaptée au terrain.

Compte tenu de la complexité de ces travaux et de leur interaction avec les structures existantes, une étude est impérative en phase projet dans le cadre d’une mission de type G2 PRO. Elle permettra de dimensionner les solutions retenues et d’établir les conditions strictes d’exécution à respecter.

Par ailleurs, une vérification de la bonne exécution est nécessaire. La mission G2 PRO pourra alors recommander d’adopter la méthode observationnelle basée sur le principe que tout dimensionnement peut être réexaminé en cas de besoin au cours de l’exécution des travaux, en fonction des limites admissibles du comportement préalablement définies (cf. EUROCODE 7 – norme NF EN 1997-1).

## Renforcement de sol

Étant donné la nature du projet, les surfaces au sol et la qualité médiocre des sols en place, nous préconisons d’effectuer un renforcement préalable du sol pour permettre ensuite la réalisation de fondations superficielles et d’un dallage sur terre-plein, en alternative d’un mode de fondations profond et d’une dalle portée.

Les techniques de renforcement des sols permettent de :

* Réduire la déformabilité globale des sols et donc de diminuer l’amplitude des tassements,
* Améliorer plus ou moins la capacité portante du sol,
* Homogénéiser les caractéristiques géotechniques des sols.

Les techniques envisageables pour la présente opération sont les suivantes :

* Une substitution partielle ou totale des (sol S1),
* Un pré-chargement,
* Un compactage dynamique,
* La mise en œuvre de colonnes / plots ballastés,
* La mise en œuvre d’inclusions semi-rigides / rigides,
* La réalisation d’un vibro-compactage.

La solution retenue dans le cadre du projet devra faire l’objet d’une étude pré-dimensionnelle en phase projet (mission G2 PRO) et sera dimensionnée par l’entreprise de travaux spéciaux en fonction de ses moyens (étude G3).

### Principe d’un renforcement préalable par substitution

Les (sol S1) seront totalement purgés sur à m d’épaisseur afin d’atteindre le toit des (sol S2). Une substitution sera ensuite réalisée afin de rattraper la cote de la plateforme générale.

Les (sol S1) seront purgés partiellement sur m d’épaisseur puis substitués sur cette même épaisseur afin de rattraper la cote de la plateforme générale.

À noter que la substitution devra déborder de m minimum par rapport au nu extérieur des fondations et de l’ouvrage.

Le remblaiement sera réalisé avec des matériaux sélectionnés, insensibles à l’eau et correctement mis en œuvre selon les recommandations du GTR. Il pourra s’agir de matériaux de type D1 / D2 ou R21 / R61.

Les modalités de mise en œuvre et de compactage devront répondre aux critères de réception des remblais support de fondation et/ou de dallage.

Une estimation des tassements après substitution est présentée en annexe.

### Principe d’un renforcement préalable par pré-chargement

Un pré-chargement nécessite la mise en place d’un remblai provisoire dont la crête de talus se situera à 1 m minimum du nu de l’emprise extérieure de la construction.

L’intensité de la surcharge à mettre en œuvre doit généralement atteindre 1.5 fois les charges d’exploitation prévues.

Ce procédé doit être mené avec beaucoup de soin pour apprécier le phasage éventuel et le risque de poinçonnement.

D’après notre connaissance du site, selon les essais œdométriques réalisés, les temps de pré-chargement peuvent être estimés à mois.

Une instrumentation (tassomètres, profilomètres) devra être mise en place afin de suivre l’évolution des tassements et de pouvoir prendre la décision de décharger.

Le temps de consolidation peut être largement réduit par mise en place de drains verticaux selon un maillage à dimensionner.

Dans tous les cas, une étude spécifique devra être réalisée afin de définir la mise en œuvre du pré-chargement et de déterminer le phasage.

### Inclusions souples par colonnes et plots ballastés

Le principe des colonnes ballastées est d’insérer des fûts de matériaux d’apport, de granulométrie graveleuse ou caillouteuse (ballast), dans le sol à l’aide d’un vibreur électrique ou hydraulique.

Les colonnes ballastées permettent de reporter les charges à travers une couche de sol de qualité médiocre sur un niveau sous-jacent plus résistant tout en améliorant les caractéristiques géo-mécaniques du sol traversé par refoulement latéral. Dans le cadre du présent projet, l’objectif est de traverser les (sol S1).

Le diamètre des colonnes est généralement compris entre 60 et 80 cm mais peut atteindre 1 m dans des sols mous.

La solution définitive doit faire l’objet d’une note de calcul par l’entreprise en fonction des moyens d’exécutions dont elle dispose et dont dépendent les caractéristiques des colonnes.

En première approche, on peut admettre la réalisation de colonnes ballastées descendues jusqu’à m de profondeur environ en tête des (sol S1).

Leur dimensionnement sera effectué dans le cadre d’une mission de type G3 en tenant compte de la capacité des engins de chantier utilisés.

Une fois le sol renforcé, il conviendra de réaliser un matelas de répartition dont l’épaisseur sera définie dans le cadre des études d’exécution. A titre indicatif, cette épaisseur ne devra pas être inférieure à 50 cm. Notons que la plateforme de travail peut être réutilisée par la suite sous réserve qu’elle ne soit pas polluée et uniquement après recompactage du matelas de répartition.

*Remarques :*

* Ce type de renforcement de sol est à proscrire si les sols à franchir contiennent de la matière organique (à vérifier en phase projet).
* En cas de points durs (blocs, vestiges, passages indurés), les colonnes peuvent obtenir un refus prématuré, ce qui impliquera la réalisation de purges à l’aide d’une pelle mécanique par exemple.
* Les colonnes ne permettent pas de supprimer les tassements mais permettent seulement de les réduire d’un facteur 2 à 3 et de les homogénéiser.
* L’entreprise en charge de la réalisation des colonnes ballastées devra prendre toutes les mesures nécessaires pour ne pas déstabiliser les fondations mitoyennes (déport minimum de la machine, tonnage limité, etc…).
* En phase projet, on s’assurera de l’absence de matériaux organiques et/ou évolutifs dans les zones concernées.

### Inclusions semi-rigides ou rigides

Compte tenu de la présence de niveaux organiques et évolutifs, la réalisation de colonnes ballastées n’est pas envisageable.

Compte tenu de la présence de matériaux hétérogènes en tête (matériaux fins, blocs, niveaux indurés), la réalisation de colonnes ballastées ne parait pas envisageable.

Compte tenu de la présence de matériaux médiocres sur des épaisseurs importantes (supérieures à 8 m), la réalisation de colonnes ballastées n’est pas envisageable.

Au regard du dénivelé du site, des travaux de terrassement en remblais et des tassements tant absolus que différentiels qui en découlent, nous préconisons une solution de fondation de la structure et du dallage sur inclusions rigides.

En première approche, il peut être envisager de mettre en œuvre des inclusions de 300 mm de diamètre environ ancrées de 0.5 m dans les (sol S), soit une profondeur de m par rapport à la plateforme finie.

Un matelas de répartition devra être constitué par la mise en œuvre de matériaux de carrière 0/60 type R61, propres (exempt d’argile, 80 µm < 12 %, VBS < 0,1), durs (LA ou MDE < 45), bien gradués et non gélifs. L’épaisseur du matelas de répartition devra être au minimum de 0.5 m.

Au droit des appuis, nous conseillons de fonder les semelles sur inclusions rigides de diamètre égal à 300 mm (environ). Hors zone soumise à la réglementation sismique, les inclusions seront arasées 10 cm sous l’arase inférieure du massif béton de fondation. Le nombre d’inclusions sera déterminé en fonction des charges sur les appuis.

La répartition et le maillage précis des inclusions seront à définir au stade de la mission G2 PRO.

Des avant-trous pourront s’avérer nécessaires pour traverser les remblais et les matériaux à blocs en surface.

La solution définitive doit faire l’objet d’une note de calcul par l’entreprise en fonction des moyens d’exécutions dont elle dispose et dont dépendent les caractéristiques des inclusions.

Une fois le sol renforcé, il conviendra de réaliser un matelas de répartition dont l’épaisseur sera définie lors des études d’exécution. À titre indicatif, cette épaisseur ne devra pas être inférieure à 0.5 m. Notons que la plateforme de travail peut être réutilisée par la suite sous réserve qu’elle ne soit pas polluée par des fines et uniquement après recompactage du matelas de répartition.

Enfin, l’entreprise de fondations spéciales prendra toutes les mesures nécessaires pour ne pas déstabiliser les fondations mitoyennes (reconnaissances complémentaires des fondations, déport minimum de la machine, tonnage limité, etc…).

## Traitement des niveaux-bas

Le caractère très hétérogène / évolutif / compressible des sols ou de la présence de remblais impropres sur une épaisseur importante et une estimation des tassements à cm conduisent à recommander un traitement du niveau bas en plancher porté par les fondations (il pourra être coulé en place ou pas).

Compte tenu de la mise en œuvre d’un remblai technique de bonne qualité / de la réalisation d’un renforcement préalable du sol, un dallage sur terre-plein est envisageable.

Compte tenu de la présence d’un remblai existant de qualité a priori correcte, un dallage sur terre-plein est envisageable après vérification de son homogénéité et de sa compacité (absence de points durs, de matériaux évolutifs, etc…). Des reconnaissances complémentaires par essai de pénétration dynamique / puits à la pelle mécanique seront nécessaires. Un contrôle de portance par essais à la plaque sera nécessaire.

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.

### Conception d’un dallage sur terre-plein

La faisabilité d’un dallage sur terre-plein nécessite qu’il repose sur une assise homogène, de bonne compacité et que les valeurs de tassements absolus et différentiels soient compatibles avec la destination de l’ouvrage.

Dans le cas présent, la terre végétale, les remblais et les mis en évidence sur une épaisseur globale comprise entre et m (soit une base comprise entre les cotes et m N.G.F. au droit des sondages), sont impropres pour servir d’assise au dallage et devront être entièrement décapés dans l’emprise du projet.

Les recommandations données au paragraphe « Principes généraux de terrassements » devront être suivies scrupuleusement pour éviter la détérioration du sol support.

La structure d’assise du dallage (couche de forme et couche de réglage) sera réalisée en respectant les précautions successives suivantes :

* Purge de la terre végétale, des poches molles résiduelles et des sols détériorés par les engins de terrassement ou les eaux de pluie (substitution par des matériaux de bonne qualité géotechnique convenablement compactés),
* Compactage du fond de forme à 95 % de l’optimum Proctor normal (OPN) avec des engins adaptés,
* Mise en œuvre de la structure sous dallage avec compactage de la couche de forme à 95 % de l’optimum Proctor modifié (OPM).

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

* Mise en œuvre d’un géotextile anti-contaminant (non obligatoire),
* Une couche de forme de m\* d’épaisseur minimale en concassé 0/60 ou 0/80 insensible à l’eau, grave non traitée (GNT) 0/80, ou équivalent ;
* Une couche de réglage de m d’épaisseur minimale en concassé 0/31.5 insensible à l’eau, grave non traitée (GNT) 0/31.5 ou équivalent.

\* épaisseur à réduire de 10 cm en cas d’intercalation d’un géotextile

Compte tenu du fait que le fond de fouille sera rocheux, la structure sous dallage sera limitée à une simple couche de réglage de 10 cm minimum.

Les apports devront être granulaires, insensibles à l’eau et de granulométrie continue. Il peut s’agir de matériaux de type D2 / D3 ou R21 / R61.

Il faudra s’assurer qu’il ne subsiste pas de points durs sources de tassements différentiels.

On veillera à respecter les recommandations du guide GTR et les dallages seront conçus conformément au DTU 13.3 en vigueur.

### Contrôles d’exécution

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

Concernant les habitations individuelles, le module de Westergaard (Kw) à obtenir est de 30 MPa/m minimum sur la couche de forme avec un rapport EV2/EV1 < 2 d’après le DTU 13.3.

Des essais à la plaque seront réalisés en fond de fouille pour vérifier la portance du sol au moment des travaux. Les critères de réception minimum à obtenir est EV2 > MPa pour une couche de forme de 0. m d’épaisseur.

On rappellera que les terrassements devront être conduits uniquement par temps sec.

Si la portance est insuffisante, des adaptations seront à prévoir (purge, surépaisseur de matériaux en couche de forme, géotextile, etc…). Les solutions devront être données en fonction de la configuration du site et du projet en phase d’exécution (missions G3 / G4).

Pour les tranchées de réseaux sous dallage, dans la plupart des cas, il est délicat de pratiquer un compactage optimum des remblais de tranchées au fond desquelles sont disposées des canalisations qui pourraient être dégradées par l’exercice des énergies de compactage mises en jeu. Il en résulte que de telles tranchées constituent des bandes de faiblesse mécanique pouvant influer sur le comportement du corps de dallage, une fois celui-ci reconstitué.

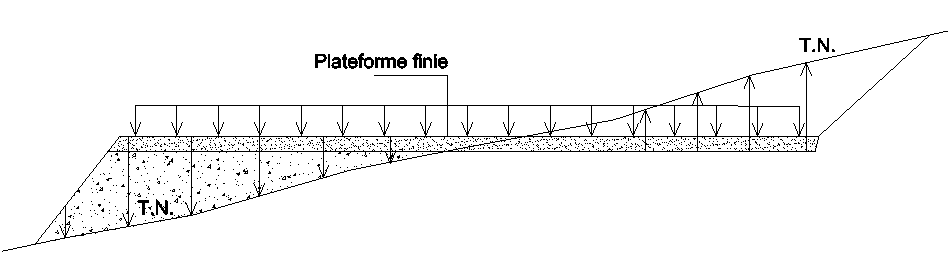
Les dispositions constructives à prendre en compte en présence de canalisation sont indiquées au § 5.2 du DTU 13.3.

Le cas échéant, il conviendra dans ce cas de considérer que le dallage devra fonctionner comme un pont de part et d’autre des bords de la tranchée, ce qui reviendra à accroître sa rigidification par ferraillage.

### Paramètres de déformation

Sur un terrain en pente, les remblais de compensation altimétrique exigent un suivi régulier lors de leur mise en œuvre afin de maitriser au mieux les conditions de déformation du dallage. Ceci est d’autant plus important lorsque la hauteur de remblais est variable et que le terrain est en déblai / remblai (cf. schéma inséré ci-après). Cela engendre notamment :

* Un chargement dissymétrique sur le terrain naturel pouvant occasionner des tassements différentiels non négligeables, accrus par le fait d’une configuration en déblai / remblai,
* Un tassement potentiel et différentiel du remblai technique sous son propre poids lorsque les conditions de compactage ne sont pas optimales,
* Un tassement au droit de la zone de transition déblai / remblai en cas de matériaux évolutifs résiduels en assise de remblai / couche de forme (terre végétale par exemple).



Les hypothèses à retenir pour le dimensionnement des dallages et l’estimation des tassements sont les suivantes, basée sur un profil géotechnique moyen représentatif :

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| ***Formation*** | ***Nature de sol*** | ***Épaisseur (m)*** | ***α*** | ***Es (MPa)*** |
| CDF\* | Couche sablo-graveleuse |  | 0.33\* | 50\* |
| S1 |  |  |  |  |
| S2 |  |  |  |  |
| S3 |  |  |  |  |

*\* valeurs généralement retenues dans le cadre d’une mise en œuvre de la couche de forme support du dallage conformément aux règles de l’Art (précisées au paragraphe précédent)*

À titre indicatif, dans la configuration du projet actuelle, le tassement du dallage sera infracentimétrique pour des surcharges de l’ordre de t/m² (évaluation à partir du bicouche de Ménard).

Le calcul des tassements prévisibles sous dallage seront conduits en tenant compte des caractéristiques géométriques du projet et des surcharges d’exploitation.

Au droit du dallage, les surcharges d’exploitations seront de l’ordre de kPa. Les calculs de tassements ont été réalisés sur la base des sondages (cf. notes de calculs en annexe).

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Sondage | SP | SP | SP |
| Surcharge (kPa) |  |  |  |
| Tassements (cm) |  |  |  |

Les valeurs de tassements absolus et différentiels sont laissées à l’appréciation du Maitre d’ouvrage et du Maitre d’œuvre.

Remarque : en cas de mise en œuvre de remblais, en surcharge par rapport au niveau du terrain initial, préalablement à la réalisation du dallage, des tassements plus importants peuvent se produire en fonction du comportement du sol support. Une vérification devra donc être effectuée, dans le cadre d’une étude géotechnique de conception phase projet (G2 PRO) par exemple, en fonction du plan de compensation volumétrique qui sera émis.

## Principes de fondations

Les modes de fondations ainsi que les profondeurs d’ancrage dépendent globalement :

* Du contexte géotechnique du site,
* Des charges à reprendre,
* Des cotes altimétriques finies du projet,
* De la sensibilité des ouvrages aux tassements absolus et différentiels,
* Parfois de la position de l’ouvrage sur le site,
* De la configuration des avoisinants éventuels.

Un principe de renforcement de sol étant envisagé, il est possible de s’orienter vers une solution de fondations superficielles ancrées dans le sol renforcé.

Il pourra s’agir de semelles filantes ou isolées dont le dimensionnement sera réalisé dans le cadre de l’étude d’exécution (mission G3). Cela permettra, entre autres, d’optimiser la géométrie des semelles en fonction des nouvelles caractéristiques géo-mécaniques du sol après renforcement.

Les systèmes de fondations envisageables sont les suivants tenant compte du contexte géotechnique mis en évidence :

* Semelles superficielles par semelles filantes ou isolées descendues dans les (sol S1) reconnus à partir de m de profondeur par rapport au TN au droit des sondages réalisés ;
* Radier général ancré de m dans les (sol S1),
* Puits (fondations semi-profondes) ancrés de m dans les (sol S2), soit descendus vers m de profondeur par rapport au TN au droit des sondages réalisés,
* Pieux ancrés dans les et descendus vers m de profondeur par rapport au TN actuel d’après les résultats des sondages,
* Micropieux ancrés dans les et descendus vers m de profondeur par rapport au TN actuel d’après les résultats des sondages.

Une solution de fondations superficielles par semelles filantes et/ou isolées est envisageable d’après le contexte géotechnique et la nature du projet.

Compte tenu du contexte hydro-géotechnique mis en évidence et notamment la présence de la nappe alluviale au-dessus du niveau d’ancrage minimal des fondations, une solution de fondations superficielles par semelles isolées uniquement est recommandé avec dispositions de blindage et pompage des fouilles.

### Fondations superficielles / semi-profondes selon la norme NP 94-261

#### Conditions d’ancrage dans le sol

L’ancrage minimum de la fondation sera fixé à m au sein des en assurant en tout point un encastrement de m au minimum par rapport à la plateforme afin de tenir compte de la mise hors-gel des fondations et tenir compte du caractère compressible de la frange superficielle du faciès .

L’encastrement devra assurer les conditions de mise hors gel des fondations, soit une profondeur minimale de 0. m par rapport à la plus proche surface exposée aux intempéries, conformément aux dispositions du DTU 13-11.

Le rapport De/B étant nettement inférieur à 5, le dimensionnement des puits dépend de la norme NF P 94-261 relative aux fondations superficielles.

L’encastrement devra assurer les conditions de non exposition au risque de retrait des argiles en période sèche, soit une profondeur minimale de 1.5 m par rapport à la plus proche surface exposée aux intempéries.

Pour des puits, l’encastrement permettant d’assurer les conditions de mise hors-gel et hors zone de retrait des argiles sera systématiquement assuré.

On devra également respecter un ancrage minimum de m par rapport au niveau du terrain actuel.

#### Contrainte admissible du sol support

Compte tenu de la nature des sols d’assise des fondations et de la nature du projet, la contrainte de service maximaleà retenir est de / sera limitée à  **kPa à l’ELS** et donc kPa à l’ELU d’après les recommandations de la norme NF P94-261 (Eurocode 7).

La norme NF P 94-261 impose aux états limites les contraintes suivantes :

* Rv;d ELS = A’ x qnet / (1.2 x 2.3)
* Rv;d ELU Fondamental et sismique = A’ x qnet / (1.2 x 1.4)
* Rv;d ELU accidentel = A’ x qnet / (1.2 x 1.2)

Dans ces conditions, compte tenu de l’hétérogénéité mécanique du sol support des fondations, les contraintes admissibles seront limitées à :

* σELS = kPa
* σELU Fondamental et sismique = kPa
* σELU accidentel = kPa

*Remarque :* ces valeurs sont valables dans le cas de charges verticales. Dans le cas où les charges seraient inclinées, il conviendrait d’appliquer un coefficient minorateur iδ qui tient compte de l’inclinaison de la charge, de la nature du sol et de l’encastrement requis (cf. les recommandations de la norme NF P94-261). De même, un coefficient minorateur iβ doit être appliqué à proximité d’un talus aval.

#### Estimation des tassements sous fondations

En retenant une contrainte admissible de kPa à l’ELS, des largeurs de fondation inférieures à 1. m induiront des tassements infra centimétriques.

Des descentes de charge hétérogènes peuvent conduire à des tassements différentiels dont l’amplitude devra être estimée dans le cadre d’une étude géotechnique de projet (G2 PRO).

Une rigidification de la structure pourra être préconisée (renforcement des armatures des fondations et des chaînages horizontaux et verticaux).

Les résultats détaillés des calculs de tassements, sont présentés en annexe. Pour des fondations isolées descendues de 0. m au sein des en respectant un encastrement minimum de m de profondeur, les tassements induits sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| ***Sondage*** | ***Charge***  ***ELS (kN)*** | ***Largeur de***  ***fondation (m)*** | ***Encastrement***  ***(m)*** | ***qref (kPa)*** | ***Tassement***  ***Sf (cm)*** | ***Note de***  ***calculs*** |
|  |  |  |  | ≤ σELS |  |  |
|  |  |  |  |  |  |  |

Ces valeurs de tassements devront être réévaluées en fonction des charges réellement apportées.

#### Conditions et précaution de réalisation des fondations

Les sondages ont montré une légère variation des cotes de terrain en profondeur au droit des sondages.

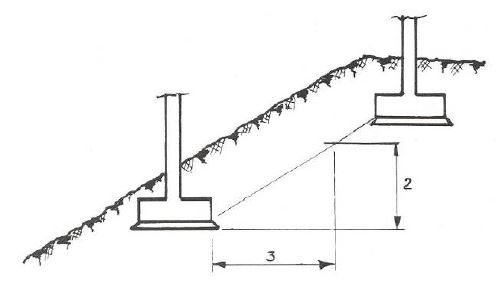
L’interprétation géologique présentée dans ce rapport correspond à la structure la plus probable du sous-sol, exacte au droit des sondages ponctuels d’investigations. Des variations de cote et de conditions d’exécution pourront être rencontrées sur le chantier.

Dans la mesure du possible, nous proposons de commencer les travaux de fondation par les semelles situées à proximité de nos sondages pour permettre un étalonnage visuel du faciès du sol support.

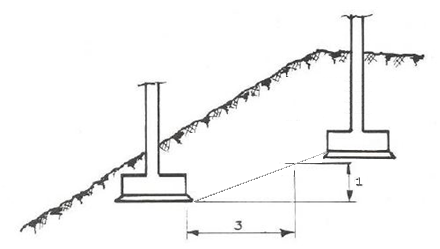
Les choix constructifs sont du ressort du BET structure. Cependant, les points suivants sont à signaler :

* La largeur des fondations doit être supérieure à 0.45 m pour des semelles filantes et à 0.7 m pour des semelles isolées pour des raisons de bonne exécution (cela permet d’assurer un enrobage correct des armatures standards).
* Le diamètre des puits ne devra pas être inférieur à 1 m.
* Dans le cas où les puits seraient descendus sous le niveau de l’eau, leur exécution risque d’être difficile, il en est de même en cas de formations sensibles à l’affouillement. Une solution de confortement provisoire des fouilles sera donc nécessaire (buses en béton ou viroles métalliques) à moins d’utiliser la méthode des pieux forés à la tarière creuse ou forés tubés en gros diamètre.
* En cas d’ancrage partiel des semelles dans le substratum rocheux, un lit de sable sera apposé en fond de fouille sur 0.4 m d’épaisseur minimum pour limiter l’effet de point dur.
* En cas de sols compressibles, des joints toute hauteur et rapprochés doivent être prévus pour les bâtiments allongés. Par ailleurs, le niveau bas sera rigidifié au maximum pour limiter l’effet des tassements différentiels.
* En cas de deux bâtiments ou de deux parties d’un même bâtiment, fondés de façon différente ou présentant un nombre de niveaux différent, il conviendra de s’assurer que la structure peut s’adapter sans danger aux tassements différentiels qui pourraient se produire. Dans le cas contraire, un joint de construction intéressant toute la hauteur de l’ouvrage, y compris les fondations elles-mêmes devra être prévu.

Dans les zones non soumises à la réglementation sismique, 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.



Dans les zones soumises à la réglementation sismique (Eurocode 8), des fondations établies à des niveaux différents et à proximité de talus doivent respecter une règle des 3 de base pour 1 de hauteur entre arêtes de fondations et/ou pied de talus.



En cas de présence d’eau, cela 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.

Des sur-profondeurs du toit de la couche d’ancrage sont toujours possibles et pourront nécessiter un rattrapage en gros béton (surconsommations de béton).

On pourra envisager, sous les semelles une substitution des sols par un gros béton, dans la mesure où l’ancrage minimal dans l’horizon porteur est respecté.

Les poches molles ou décomprimées seront purgées et comblées par un béton maigre ou similaire.

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

La présence d’éventuelles arrivées d’eau à faibles profondeurs entraîneront des sujétions de blindage des parois lors des travaux de fondation.

Les fondations doivent être coulées à pleine fouille impérativement et non coffrées sur une plate-forme pré-terrassée ou reconstituée.

Les venues d’eau seront évacuées en dehors de la fouille.

Les puits devront être coulés immédiatement et à l’avancement des terrassements. En présence d’eau, il faudra procéder avec un tube plongeur.

En cas de remontées de sables, il faudra opérer sous charge d’eau.

### Fondation par radier général

La nature des terrains d’assise implique que la structure d’assise du radier et les conditions d’exécution données ci-après sont valables uniquement dans des conditions météorologiques favorables (absence de précipitations et hors périodes pluvieuses).

D’autre part, le radier doit être coulé immédiatement après les terrassements, sauf éventuellement si la plateforme est protégée des intempéries.

La structure d’assise sera réalisée en respectant les précautions successives suivantes :

* Purge des poches molles résiduelles et des sols détériorés par les engins de terrassement ou les eaux de pluie (substitution par des matériaux de bonne qualité géotechnique convenablement compactés),
* Mise en œuvre de la structure d’assise avec compactage de la couche de forme à 95 % de l’optimum Proctor modifié (OPM).

La structure d’assise pourra alors être envisagée de la manière suivante :

* Mise en œuvre d’un géotextile anti-contaminant (non obligatoire mais conseillée),
* Mise en œuvre d’une couche de forme de 0.25 m d’épaisseur minimale en concassé 0/60 ou 0/80 insensible à l’eau, grave non traitée (GNT) 0/80, ou équivalent ;
* Mise en œuvre d’une couche de réglage de 0.05 m d’épaisseur minimale en concassé 0/31.5 insensible à l’eau, grave non traitée (GNT) 0/31.5 ou équivalent.

Les apports devront être granulaires, insensibles à l’eau et de granulométrie continue. Il peut s’agir de matériaux de type D2 / D3 ou R21 / R61.

On veillera à respecter les recommandations du guide GTR.

Le module de Westergaard (Kw) à obtenir sera de 30 MPa/m minimum sur la couche de forme avec un rapport EV2/EV1 < 2.

Si ces valeurs ne sont pas obtenues, des adaptations constructives seront à considérer (purge, surépaisseur de matériaux en couche de forme, géotextile, etc…) 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.

L’encastrement devra assurer les conditions de mise hors gel des fondations, soit une profondeur minimale de 0. m par rapport à la plus proche surface exposée aux intempéries, conformément aux dispositions du DTU 13-11. Cette exigence pourra être assurée par la mise en place d’une bêche périphérique.

Compte tenu de la nature des sols d’assise des fondations et de la nature du projet, la contrainte de service maximaleà retenir est de  **kPa à l’ELS** et donc kPa à l’ELU d’après les recommandations de la norme NF P94-261 (Eurocode 7).

Il a été pris par hypothèse une charge sur radier de kPa.

Par la suite, la mise en charge progressive de l’ouvrage provoquera un tassement opposé dont l’amplitude sera fonction du rapport entre le poids de l’ouvrage et le poids du terrain excavé moyennant la prise en compte éventuelle du phénomène de recompression du sol conformément aux recommandations indiquées dans la note « D60 du pressiomètre Ménard ».

Au regard du projet, les tassements sous radiers seront négligeables ( cm), le poids des terres excavées étant supérieur aux charges amenées par l’ouvrage.

Les calculs de contraintes et de tassements sous radier ont été conduits au centre des ouvrages, par la méthode de Boussinesq en considérant un radier souple / méthode de diffusion conique en considérant un radier suffisamment rigide. La profondeur d’arrêt du calcul a été déterminée soit en fonction des valeurs de diffusion des contraintes en profondeurs et au plus jusqu’à une profondeur de 10 m sous l’ouvrage.

Sous réserve d’une contrainte à l’ELS de kPa, le radier induira des tassements infracentimétriques (calcul avec le bicouche de Ménard).

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

* Mise en place recommandée d’une bêche périphérique coulée à pleine fouille afin de limiter un éventuel glissement horizontal du radier.
* Il appartient au BET structure de vérifier que les tassements déterminés précédemment sont acceptables par l’ouvrage et les avoisinants.

### Fondations profondes selon la norme NF P94-262

Dans le contexte géotechnique du site, compte tenu de la forte compressibilité des terrains et des caractéristiques du projet, les charges devront être reportées au sein d’horizons plus compacts en profondeur par l’intermédiaire de fondations profondes.

#### Choix du type de fondation profonde

Le choix du type de pieux devra être guidé par :

* les valeurs de descente de charges du projet (non établies actuellement) qui conditionneront le diamètre des pieux et les profondeurs d’ancrage minimales,
* la compressibilité des formations S sur de fortes épaisseurs avec une mauvaise tenue possible,
* la présence de sols de couverture d’épaisseur variable, constitués en partie de matériaux remaniés ou rapporté, au sein desquels (bien qu’aucune difficulté majeure de forage n’ait été mis en évidence au droit des points d’investigation) on ne peut exclure la présence de blocs ou de débris encombrants divers pouvant constituer des obstacles de forage pour les pieux,
* les moyens dont disposera l’entreprise titulaire du marché avec, dans tous les cas, une obligation de bonne exécution des fondations. L’entreprise devra s’assurer en toute connaissance du site qu’elle disposera de la technicité et du matériel suffisant pour réaliser les pieux et les ancrages correspondants d’une part aux conditions qui seront présentées dans sa note de calcul de justification de capacité portante de chaque pieux au droit des points de sondages, d’autre part en phase d’exécution, aux variations prévisibles du terrain entre les points de sondages.
* la nécessité d’assurer, dans le cas de pieux en béton, la qualité et la continuité du bétonnage. Des contrôles a posteriori de l’intégrité des pieux sont recommandés.

Étant donné la nature des terrains à traverser pour atteindre le toit du sol d’ancrage, nous recommandons de réaliser des pieux forés et tubés provisoirement à l’avancement. Dans le substratum rocheux, il s’agira de pieux simplement forés.

Étant donné la bonne tenue probable des terrains à traverser pour atteindre le toit du sol d’ancrage, une technique de pieux forés simple est envisageable. Des outils adaptés seront nécessaires pour s’ancrer dans le substratum rocheux (trépan ou carottier par exemple).

Étant donné la bonne tenue probable des terrains à traverser pour atteindre le toit du sol d’ancrage, une technique de pieux forés à la tarière creuse est envisageable.

Étant donné la nature du projet et des sols en place, nous proposons de réaliser des micropieux de type II (injection gravitaire), III (MIGU), IV (MIRS).

Le micropieu est un pieu foré de diamètre inférieur à 300 mm. La norme distingue 4 types de micropieux :

* Micropieux type I : foré tubé, équipé ou non d’armatures et rempli d’un mortier de ciment au moyen d’un tube plongeur. Le tubage est récupéré en obturant la tête et en le mettant sous pression au-dessus du mortier,
* Micropieux type II : le forage est équipé d’une armature (tube ou barre) et rempli d’un coulis ou mortier de scellement par gravité ou sous très faible pression au moyen d’un tube plongeur (l’espace annulaire est appelé gaine),
* Micropieux injecté type III : le forage est équipé d’armatures et d’un système d’injection qui est un tube à manchette mis en place dans un coulis de gaine. Si l’armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchette et tenir lieu de système d’injection. L’injection est faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 MPa. Elle est globale et unitaire (I.G.U),
* Micropieux injecté type IV : Le forage est équipé d’armatures et d’un système d’injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l’armature est métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d’injection. On procède à l’injection à l’obturateur simple ou double d’un coulis ou mortier de scellement à pression d’injection supérieure ou égale à 1 MPa. Elle est répétitive et sélective (I.R.S).

À noter que les micro-pieux devront être ancrés de 1.0 m minimum dans les (sols S3) tout en respectant les conditions d’ancrage indiquées dans la norme NF P94-262 relative aux fondations profondes.

#### Paramètres de prédimensionnement des fondations profondes

La méthode de calcul dite du « modèle de terrain » sera retenue conformément à la norme NF P94-262 en retenant des paramètres de sol moyens représentatifs.

La justification des micro-pieux sera conduite selon la méthode proposée par la norme NF P 94-262, dans les conditions suivantes :

* compte tenu de la présence des sols de couverture très compressibles et dont la lithologie pourra fortement varier tant en plan qu’en profondeur ; on négligera la valeur du frottement latéral sur cette profondeur,
* la profondeur de la fiche des micro-pieux sera fonction des charges à reprendre, l’entraxe des micro-pieux sera d’au moins trois diamètres.

Les efforts aux états limites sont définis de la manière suivante (sans refoulement du sol) selon la norme NF P 94-262 :

* Portance du terrain : Rc;d = (Rb;k + Rs;k) / γt (en compression) et Rc;d = Rs;k / γs;t
* Rc;d ELU durable et transitoire : (Rb;k + Rs;k) / 1.1 (en compression) et Rs;k / 1.15 (en traction)
* Rc;d ELU accidentel : (Rb;k + Rs;k) / 1.0 (en compression) et Rs;k / 1.05 (en traction)
* Charge de fluage : Rc;cd;d = Rc;cr;k / γcr (en compression) et Rt;cd;d = Rt;cr;k / γs;cr (en traction)
* Rc;cd;d ELS caractéristique : (0.5 Rb;k + 0.7 Rs;k) / 0.9 (en compression) et 0.7 Rs;k / 1.1 (en traction)
* Rc;cd;d ELS quasi permanent : (0.5 Rb;k + 0.7 Rs;k) / 1.1 (en compression) et 0.7 Rs;k / 1.5 (en traction)

La résistance de pointe Rb;k est neutralisée dans le cas de micropieux.

Les fondations devront être vérifiées selon ces différentes combinaisons dans les notes de calculs de l’entreprise retenue pour la réalisation des fondations.

Le frottement latéral unitaire qs à considérer dans les calculs est donné dans le tableau ci-dessous :

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| ***Formation*** | ***Désignation*** | ***Toit***  ***(m)*** | ***Type***  ***de pieu*** | ***Courbe***  ***retenue*** | ***αpieu-sol*** | ***qs calculé***  ***(kPa)*** | ***qs retenu***  ***(kPa)*** |
| R |  |  | FTR |  |  |  |  |
| S1 |  |  |  |  |  |  |  |
| S2 |  |  |  |  |  |  |  |
| S3 |  |  | FS |  |  |  |  |

Le frottement latéral unitaire qs à considérer dans les calculs est donné dans le tableau ci-dessous pour des micropieux de type III (MIGU) :

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| ***Formation*** | ***Désignation*** | ***Toit***  ***(m)*** | ***Courbe***  ***retenue*** | ***αpieu-sol*** | ***qs calculé***  ***(kPa)*** | ***qs retenu***  ***(kPa)*** |
| R |  |  |  |  |  |  |
| S1 |  |  |  |  |  |  |
| S2 |  |  |  |  |  |  |
| S3 |  |  |  |  |  |  |

La contrainte de rupture sous la pointe est donnée par la formule : qb = Kpmax x Pl\* = MPa

* avec Pl\* = MPa dans le sol S3,
* et Kpmax = .

Les valeurs de qs et kp retenues seront fonctions de la technique de pieux choisi, et conforme à la norme NF P 94-262.

A noter que la contrainte de rupture sous la pointe est négligée dans le cadre de la réalisation de micropieux.

Une ébauche dimensionnelle a été réalisée pour un pieu de type FTR selon la norme NF P94-262. Les résultats sont joints en annexe . À titre indicatif, les descentes de charge admissibles obtenues sont détaillées dans le tableau ci-après :

À noter que les efforts horizontaux éventuels induiront des efforts dans les micro-pieux ainsi que des déplacements qui devront être vérifiés dans le cadre d’une étude géotechnique en phase projet (G2 PRO).

*Remarques :*

* La contrainte dans le béton a été limitée à 6.6 MPa vis-à-vis des ELS. Elle dépendra de la qualité du béton et des règlements en vigueur.
* Aucun effet de groupe n’est considéré dans l’ébauche proposée (Ce = 1).
* Aucun frottement négatif ni effort parasite (soulèvements, moments, efforts horizontaux) n’a été pris en compte dans l’ébauche proposée.
* Il est impératif de vérifier la stabilité au flambement des micropieux en cas de sols compressibles.
* Les pieux battus, préfabriqués ou vibro-foncés sont à exclure à proximité de bâtiments en raison des vibrations provoquées.

#### Conditions et précautions de réalisation des fondations

Dans le cas de pieux en béton exécutés en place, l’entreprise devra intégrer toutes les sujétions liées aux surconsommations de béton et à la conservation de l’intégrité des pieux fraîchement réalisés. En particulier, on veillera au cheminement de la machine de forage sur la plate-forme pour éviter le cisaillement des pieux et au respect des distances minimales entre deux pieux voisins exécutés le même jour (influence du forage et du bétonnage sur le pieu voisin).

L’entreprise devra s’engager strictement, en fonction de sa technologie propre, sur sa solution, documents techniques à l’appui. Une procédure de contrôle renforcé au stade de l’exécution, associée à des essais d’auscultation permettant de vérifier a posteriori l’intégrité des pieux sera impérativement à prévoir. La fréquence des essais et les critères de réception devront être précisés au moment de la notification du marché.

Des prélèvements d’échantillons d’eau et de sol devront être réalisés afin de vérifier le degré d’agressivité de ces éléments sur les bétons de fondation.

Par ailleurs, la rédaction d’un document technique de type « P.A.Q » qui présentera, en accompagnement à la note de calcul et au planning de travaux et préalablement à l’intervention sur site, les moyens humains et matériel (type de machine, puissance, pompe à béton, type d’enregistreur, qualité des bétons, type de contrôle, etc…) envisagés pour la réalisation des fondations est fortement recommandé.

Ce document définira toutes les dispositions mises en place dans le cadre du système de contrôle interne ou externe de l’entreprise.

Les choix constructifs doivent être faits par la maitrise d’œuvre mais les points suivants sont à signaler :

* L’entrepreneur vérifiera que le type de micro-pieux et la puissance du matériel qu’il propose permettront de réaliser les ancrages demandés pour assurer les capacités portantes retenues et notamment l’ancrage au rocher.
* L’entreprise de fondations spéciales prendra toutes les mesures nécessaires pour ne pas déstabiliser les avoisinants.
* Le substratum rocheux étant très compact et abrasif, l’ancrage des pieux devra se faire au trépan ou par carottage en cas de mitoyens sensibles (problèmes de vibration).

Lors de la réalisation des micro-pieux, il conviendra :

* De vérifier précisément la nature des matériaux extraits ainsi que les paramètres d’enregistrement pour s’assurer du bon ancrage dans le sol S3.
* De contrôle la continuité et la qualité des pieux en béton par carottage sonique ou impédance conformément aux prescriptions de la norme NF P94-262.
* De couler le béton dans la continuité du forage au tube plongeur ou simultanément à la remontée en fonction de la technique retenue.
* D’armer impérativement les pieux sur toute leur hauteur en zone sismique.
* De mesurer précisément les volumes de coulis de ciment injectés dans chaque micropieu. Nous attirons l’attention sur les risques de surconsommation notamment pour des micropieux de type III ou IV.
* De veiller au cheminement de la machine de forage sur la plate-forme pour éviter le cisaillement des pieux déjà réalisés et au respect des distances minimales entre deux pieux voisins exécutés le même jour (influence du forage et du bétonnage).

## Dispositions techniques et protection des ouvrages vis-à-vis de la présence d’eau

En phase travaux les terrassements en déblais recouperont la nappe. Outre les sujétions liées à la stabilité des talus et/ou à la réalisation des ouvrages de soutènement, dans la mesure où un rabattement de la nappe par pompage est envisagé, les conséquences de la modification des conditions hydrogéologiques des sols sur les ouvrages environnants devront être examinées avant le démarrage de travaux.

À long terme, des dispositions techniques seront à prévoir vis à vis de la nappe et des venues d’eau. Elles sont évoquées ci-après.

Il appartient aux concepteurs de s’assurer auprès des services compétents des conditions d’inondabilité du terrain objet du projet.

### Solution de cuvelage étanche

Les conditions de conception et de réalisation des cuvelages étanches sont définies dans la norme NF P 11-221 - DTU 14.1. Il conviendra de s’y référer.

La norme définit notamment 3 types de cuvelage, rappelés ci-après :

* Un cuvelage avec revêtement d’imperméabilisation qui constitue un écran intérieur, pouvant assurer l’étanchéité mais ne résistant pas à une fissuration préjudiciable du support,
* Un cuvelage à structure relativement étanche, qui ne comporte pas de revêtement de cuvelage. De ce fait, il est admis un léger passage d’eau éventuellement récupérée avec des débits surfaciques maximum de 0.5 l/m²/jour en moyenne annuelle pour l’ensemble de l’enveloppe (1.0 l/m²/jour en moyenne hebdomadaire),
* Un cuvelage avec revêtement d’étanchéité qui est assuré par le biais d’un revêtement plastique, élasto-plastique ou élastique appliqué à l’extérieur de la structure résistante aux poussées d’eau.

Le dimensionnement de l’ouvrage enterré devra intégrer les pressions de l’eau. Le niveau maximum retenu pour le projet correspondra au niveau exceptionnel et conventionnel de la nappe « EE » qui correspond au niveau des plus hautes eaux prévisibles majoré de 50 cm.

L’équilibre de l’ouvrage sous les pressions hydrostatiques, avec les coefficients de sécurité associés, devra être assuré soit :

* par le poids propre de l’ouvrage,
* par un lestage complémentaire,
* par des tirants d’ancrage dont les conditions de dimensionnement et de réalisation sont fixées dans le document TA 95.
* Par un dispositif de fondations profondes d’ancrage dont le dimensionnement devra être conforme à la norme NF P94-262.

Dans le cas où une inondation des locaux serait admise par l’intermédiaire d’orifices ou de buses de décompression, ces derniers devront être convenablement dimensionnés pour que le niveau « EE » et éventuellement le niveau « EH » soient plafonnés par le niveau des orifices majoré de 50 cm.

Dans le cas de la réalisation d’un ouvrage enterré étanche qui pourra, le cas échéant, faire office de barrage à l’écoulement de la nappe, l’incidence des modifications des conditions hydrogéologiques sur les ouvrages et terrains du secteur devra être examinée (prévoir une enquête de voisinage).

### Dispositions de drainage

Aucune arrivée d’eau n’a été mise en évidence au moment des sondages. Cependant, on ne peut exclure des circulations d’eau dans le sol qui peuvent être aggravée par l’infiltration des eaux de ruissellement.

Une protection des murs enterrés contre l’humidité est donc à prévoir selon les règles de l’art (cf. DTU 20.1) avec système drainant périphérique.

Une protection des murs enterrés contre l’humidité est donc à prévoir selon les règles de l’art (cf. DTU 20.1) avec système drainant périphérique associé à un tapis drainant sous le dallage qui devra être conçu avec soin de façon à assurer son bon fonctionnement et sa pérennité (granulométrie ouverte, pente suffisante, drains en épis, géotextile anti-contaminant, etc.).

L’évacuation des eaux récupérées se fera soit gravitairement si les pentes et les exutoires le permettent, soit à l’aide de fosses de récupération associées à des pompes de relevage. Les eaux de ruissellement des plateformes au pourtour du bâtiment ne devront préférentiellement pas être dirigées vers le bâtiment.

Les conditions d’étanchéité des sous-sols devront être définies par le maître d’ouvrage, le maître d’œuvre et le bureau de contrôle en fonction de la destination des ouvrages.

Les terrains présentent globalement une faible perméabilité. Dans la mesure où les voiles périphériques du sous-sol pourront être considérés au minimum comme relativement étanches (débit de fuite < 0.5 l/m²/jour), avec récupération des eaux par des cunettes intérieure, à étanche et sous réserve de l’obtention des autorisations de rejet des eaux dans le réseau public, une solution alternative au cuvelage paraît envisageable dans les conditions suivantes :

* augmentation de la profondeur d’ancrage des fondations sous le niveau du futur fond de fouille de manière à constituer une bêche périphérique qui diminuera les volumes de débit d’exhaure, les phénomènes de boulance et de renard devant alors être par ailleurs vérifiés par le BET structure.
* réalisation d’un tapis drainant épais constitué par un matériau de carrière à granulométrie ouverte, associé le cas échéant à un géotextile anticontaminant,
* mise en œuvre d’un réseau de drain en épis incorporé dans le tapis drainant, avec regards de visite permettant d’en assurer le curage. Ces drains seront reliés à un collecteur principal qui conduira les eaux vers des fosses de relevage,
* mise en place de pompes d’évacuation dans les fosses de relevage associées à un groupe électrogène en cas de défaillance. Le maître d’ouvrage devra intégrer les sujétions liées aux visites périodiques et à l’entretien du système de drainage et de pompage,
* réalisation de points de décompression dans le dallage, afin d’éviter les désordres du dallage sous l’effet de la sous-pression d’eau due à une surhausse de la nappe ou à une panne du système de pompage.

Le dimensionnement du système de drainage nécessitera des essais de perméabilité qui permettront par la suite d’établir les calculs des débits d’exhaure et les vérifications vis à vis des phénomènes de boulance et de renard.

Les voiles périphériques du sous-sol devront être dimensionnés en prenant en compte les poussées hydrostatiques dans la mesure où ils ne sont pas associés à un système de drainage périmétral extérieur.

Si l’ouvrage présente des fosses d’ascenseur celles-ci devront faire l’objet d’un cuvelage avec revêtement étanche et lestées en conséquence.

Dans le cas de la réalisation d’un ouvrage enterré à périphérie étanche, l’incidence des modifications des conditions hydrogéologiques sur les ouvrages et terrains du secteur devra être examinée (prévoir une enquête de voisinage)

Si, à l’initiative du constructeur et en fonction de la destination des sous-sols, il n’est pas mis en place de tapis drainant sous le dallage et qu’il est, par conséquent, accepté une possibilité d’inondation partielle du sous-sol, il ne s’agira plus d’une sujétion d’ordre géotechnique, mais d’une sujétion d’ordre contractuelle entre le promoteur et l’acquéreur.

Dans ce cas, il ne faudra cependant pas oublier, la mise en place d’évents à travers le dallage, pour éviter que celui-ci ne se rompe sous l’effet de la poussée hydrostatique.

Nous rappelons que le niveau de la nappe alluviale / phréatique a été repérée vers m de profondeur au droit de nos sondages. Le risque d’inondation du niveau bas par remontée intermittente de la nappe n’est donc pas exclu.

Une étude spécifique devra être menée dans le cadre des études ultérieures afin de définir les moyens de protection adéquates. Plusieurs solutions sont envisageables pour se prémunir contre l’action de l’eau (elles peuvent être cumulatives pour certaines d’entre elles) :

* Un drainage périphérique réalisé selon les règles de l’Art (DTU 20.1) ;
* Un tapis drainant mis en place sous le dallage qui sera défini avec soin, de façon à assurer son efficacité et sa pérennité (granulométrie de type 20/40, pente suffisante, drains en épis si nécessaire, géotextile anti-contaminant, etc…) ;
* Une étanchéité relative associée à des cunettes périphériques avec forme de pente et évacuation par pompage des eaux de suintement recueillies ;
* Un cuvelage étanche remonté de 0.5 m par rapport au niveau des PHE (cf. la norme NF P11-221-1 de mai 2000 paragraphe 4.11 – Travaux de cuvelage).

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.

Le maitre d’ouvrage devra assurer un entretien régulier des ouvrages de drainage afin d‘de garantir la pérennité de son fonctionnement.

Dans les zones réputées pour la sensibilité des sols au retrait / gonflement saisonnier, il conviendra de respecter également les principes suivants :

* Lorsque les infrastructures sont conçues pour se prémunir contre ce phénomène (fondations approfondies et niveau-bas porté) : drainage périphérique descendu 0.5 m sous la cote du niveau bas, soit suffisamment au-dessus du niveau d’ancrage des semelles pour éviter tout risque d’hydratation du sol support de fondation.
* Dans le cas contraire : se reporter au paragraphe spécifique : « *Protection vis-à-vis du risque de retrait / gonflement des argiles* ».

Dans l’hypothèse où le Maître d’Ouvrage accepte la possibilité d’une inondation du sous-sol, des dispositions spécifiques devrons être étudiées.

Les eaux ne devront, en aucun cas, être infiltrées dans les terrains en cas de risque glissement ou en cas de présence d’avoisinants en contre-bas. Par ailleurs, les dispositifs d’évacuation et de collecte devront être imperméabilisés (bétonnage).

## Autres dispositions constructives

### Protection vis-à-vis du risque de retrait / gonflement des argiles

Les dispositions constructives suivantes doivent être adoptées en contexte d’argiles sensibles.

Au droit du projet, nous rappelons que les sols argileux superficiels présentent une sensibilité au risque de retrait / gonflement des sols.

Les variations de teneur en eau peuvent donc provoquer des phénomènes de tassement par retrait et éventuellement (plus rarement) des phénomènes de (re)gonflement en période humide. Ces changements volumiques peuvent être préjudiciables aux bâtiments qui sont fondés superficiellement avec un ancrage insuffisant. Les bâtiments qui sont implantés dans une pente avec un niveau enterré à l’amont et de plain-pied ou en remblai à l’aval sont particulièrement exposés.

*Nota : les profondeurs de sensibilité des argiles peuvent varier au fil du temps en fonction de l’amplitude des périodes de sécheresse.*

Plusieurs solutions constructives existent pour se prémunir de l’apparition de désordres liés aux argiles :

* **Solution n°1 :** 
  + des fondations superficielles,
  + un dallage sur terre-plein,
  + et une étanchéité périphérique spécifique,
* **Solution n°2 :** 
  + des fondations superficielles continues encastrées à plus de 1.5 m de profondeur permettant la constitution d’un caisson enterré complètement étanche,
  + un dallage sur terre-plein,
* **Solution n°3 :** 
  + des fondations superficielles encastrées à plus de 1.5 m de profondeur,
  + un dallage porté sur vide sanitaire,
* **Solution n°4 :**
  + un mode de fondations par radier général avec bêche périphérique à 1.0 m de profondeur minimum,
* **Solution n°5 :**
  + des fondations profondes neutralisées sur 1.5 m en tête,
  + un dallage porté sur vide sanitaire.

La solution n°1 est techniquement faisable mais nous la déconseillons car elle est contraignante en termes d’aménagements paysagers aux pourtours de la construction et nécessite l’intervention d’une entreprise spécialisée pour la réalisation de l’étanchéité périphérique (cf. paragraphe spécifique à ce sujet). Par ailleurs, l’efficacité du dispositif dans le temps n’est pas totalement garantie.

La solution n°2 nécessite une grande précaution d’exécution de l’enceinte de fondations étanche afin de garantir son efficacité à terme. Cela signifie par ailleurs que les traversées de réseaux soient également étanches (joints souples). Par ailleurs, il est conseillé de réaliser le dallage une fois le gros œuvre terminé (murs et couverture) pour que l’état hydrique du sol support soit stabilisé.

Nous recommandons donc de mettre œuvre l’une des solutions n°3, 4 ou 5.

#### Recommandations structurelles complémentaires

Les parties de construction fondées différemment seront désolidarisée au moyen d’un joint de rupture sur toute la hauteur de la construction.

Afin d’améliorer la résistance de la structure aux mouvements différentiels, les murs porteurs et planchers seront liaisonnés par des chaînages horizontaux et verticaux. Ces chaînages seront fermés au niveau de chaque plancher ainsi qu’au couronnement des murs. On devra s’assurer de la continuité et le recouvrement des armatures de chaînage concourants en un même nœud.

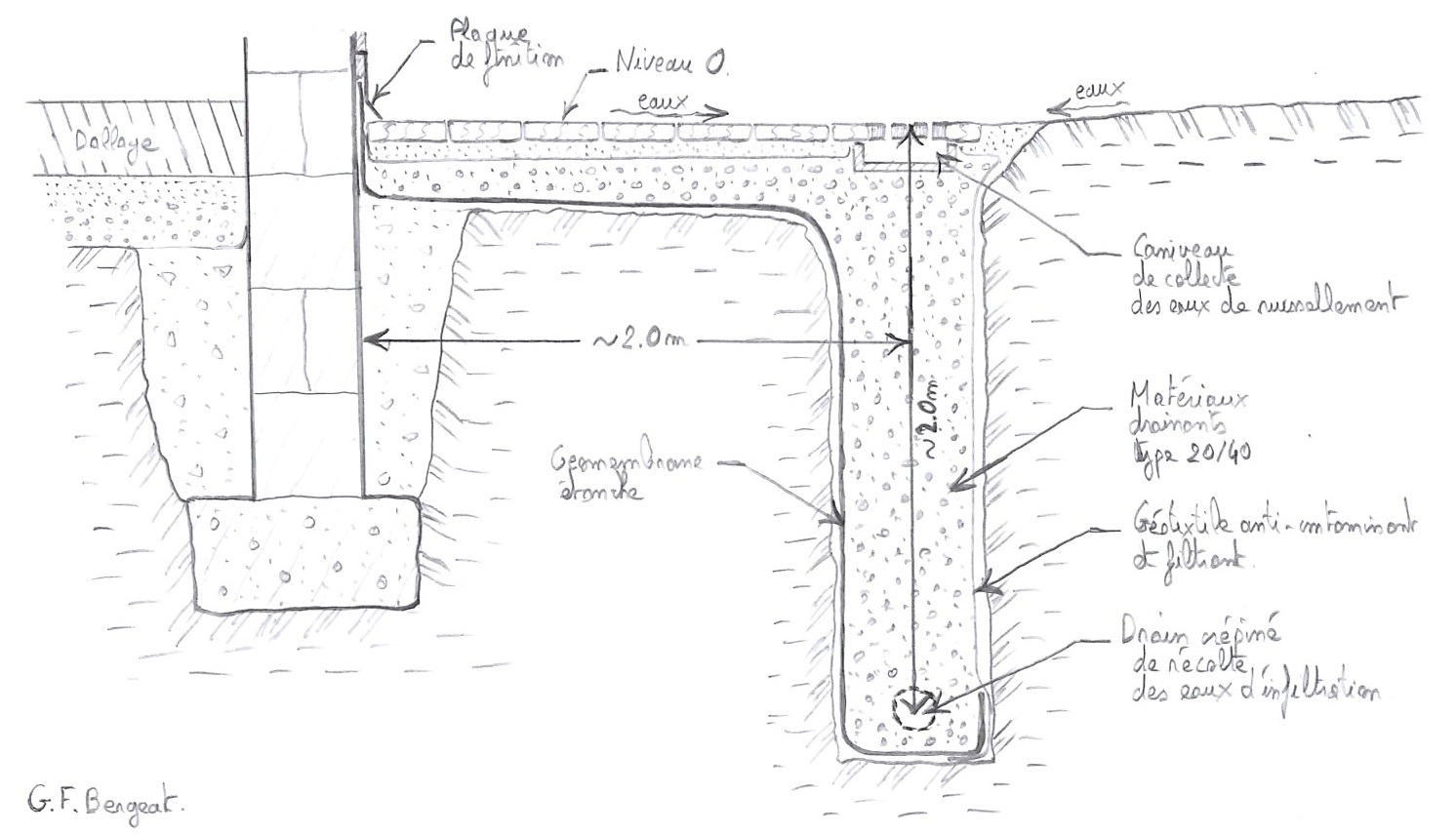
#### Recommandations complémentaires vis-à-vis d’un niveau-bas sur plancher porté

Le niveau bas devra être conçu sur vide sanitaire avec utilisation d’un coffrage provisoire biodégradable en sous-face.

#### Recommandations spécifiques à la mise en œuvre d’une étanchéité périphérique

Pour limiter l’évaporation à proximité des murs extérieurs (façade + pignon), on procédera à la mise en place en périphérie du bâtiment et sur une largeur minimale de 2,0 m d’une géomembrane synthétique et imputrescible raccordée aux murs de façade avec un système de couvre joint. Il sera indispensable d’assurer la protection de la membrane par une couche de forme sur laquelle sera mis en œuvre un revêtement à adapter en fonction de l’environnement (dalle de béton, pavés, etc…). Ce revêtement devra présenter une pente vers l’extérieur de l’ouvrage et un système de récupération des eaux pluviales par cunette sera nécessaire.

*Ci-dessous, une représentation schématique d’un dispositif d’étanchéification périphérique :*



Respecter une distance de sécurité entre les végétaux (arbustes, arbres) et l’ouvrage égale à 1.5 fois la hauteur du végétal adulte ou alors mettre en place des écrans anti-racines adaptés aux essences en présence.

Éviter tout épandage d’eau à proximité de la construction et vérifier régulièrement l‘intégrité des réseaux humides.

Le pompage dans une nappe superficielle près de la construction sera interdit dans un rayon de 10 mètres.

#### Recommandations complémentaires vis-à-vis des réseaux enterrés

L’étanchéité des canalisations (compris pluviales) devra strictement être vérifiées et l’on procédera à la mise en œuvre de joints souples aux raccordements.

Le captage des eaux superficielles ou le positionnement des drains selon le DTU 20.1 devra se faire à une distance minimale de 2 m de la construction de manière à ne pas aggraver la dessiccation des sols à cet endroit en période sèche. Le rejet des eaux pluviales devra se faire à une distance suffisante de la construction.

### Protection vis-à-vis du risque sismique

Les dispositions générales à respecter en zone sismique supérieure à 1 sont les suivantes :

* Système de fondation homogène sous un même corps de bâtiment, à moins de délimiter les différents blocs par des joints parasismiques.
* Éviter les fondations isolées fondées au rocher sain, non fracturé et non délité.
* Ne pas fonder un même ouvrage sur des discontinuités géologiques naturelles : fractures, failles, etc…
* Encastrer fortement les fondations dans les sols meubles et veiller à ce que l’assise des fondations soit horizontale.
* Préférer la présence de niveaux enterrés homogènes sur l’emprise de la construction ou, à défaut, sur un bloc indépendant dissocié par un joint parasismique.
* Encastrer toutes les fondations dans une même couche géologique en cas de stratification.
* Ne pas fonder les ouvrages sur des sols liquéfiables.
* Rigidifier la structure d’assise des ouvrages (à définir par le BET Structure).

### Dispositions particulières liées aux risques miniers

Le maitre d’ouvrage devra se renseigner auprès des services compétents sur les dispositions constructives spécifiques données par l’État (DREAL, DDT, préfecture, etc…) et à suivre en présence d’ouvrages miniers dans le sous-sol.

Les investigations géotechniques ont mis en évidence la présence de cavités, de vides, de remblais de carrière, de zones foudroyées, de fissures de débourrage…

Aucun ouvrage minier n’a été identifié au droit des investigations jusqu’aux profondeurs atteintes ( m environ). Nous précisons qu’à ces profondeurs, les contraintes (descentes de charges) apportées par le projet n’ont plus d’impact.

Par conséquent, nous pouvons indiquer que la réalisation du projet n’aura pas d’incidence sur la stabilité actuelle du site. Nous rappelons que le géotechnicien ne peut en aucun cas préjuger de la stabilité du site et du projet par rapport à la présence d’ouvrages miniers en dehors de la parcelle étudiée.

## Étude des voiries (annexes au projet)

Ce paragraphe traite spécifiquement des voiries (stationnements et circulations) associées au projet de construction.

Étant donné que le sol support est rocheux, la constitution de la structure sous voirie se limitera à :

* La purge de la terre végétale et 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 ;
* La mise en œuvre d’une simple couche de réglage de 0.2 m d’épaisseur minimum en concassé 0/31.5 ou équivalent.

Étant donné que le sol support est sablo-graveleux, la constitution de la structure sous voirie pourra se limiter à :

* La purge de la terre végétale et 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 ;
* Un compactage du fond de forme à 95 % de l’optimum Proctor normal (OPN) avec des engins adaptés ;
* Une vérification de la portance\* au niveau du fond de forme par essais à la plaque (le module EV2 doit être supérieur à 50 MPa) ;
* La mise en œuvre d’une simple couche de réglage de 0.2 m d’épaisseur minimum en concassé 0/31.5 ou équivalent.

\* dans le cas où la portance souhaitée ne serait pas atteinte, une adaptation de structure support devra être envisagée. Une étude particulière sera effectuée en phase travaux dans le cadre des missions G3 et G4.

Compte tenu de la nature et de la qualité du sol support, la structure sous voirie pourra être réalisée en respectant préalablement les conditions suivantes :

* Purge de la terre végétale ;
* Purge 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 de la structure sous voirie indiquée ci-dessous avec compactage de la couche de forme à 95 % de l’optimum Proctor modifié (OPM).

Pour un **trafic de véhicules légers (VL)**, la structure support envisagée est détaillée ci-après.

En cas de fond de forme  (sol S1) :

* Mise en place d’un géotextile anti-contaminant (pas obligatoire) ;
* Une couche de forme de 0.3 m d’épaisseur minimale en l’absence de géotextile, ou de 0.2 m d’épaisseur en cas d’intercalation d’un géotextile, en concassé 0/80 ou équivalent pour un fond de forme ;
* Une couche de réglage de 0.1 m d’épaisseur minimale en concassé 0/31.5 ou équivalent.

En cas de fond de forme  (Sol S2) :

* Mise en place d’un géotextile anti-contaminant (pas obligatoire) ;
* Une couche de forme de 0.2 m d’épaisseur minimale en l’absence de géotextile, ou de 0.1 m d’épaisseur en cas d’intercalation d’un géotextile, en concassé 0/80 ou équivalent pour un fond de forme ;
* Une couche de réglage de 0.1 m d’épaisseur minimale en concassé 0/31.5 ou équivalent.

Pour un **trafic poids lourds (PL),** les épaisseurs de couche de forme décrites précédemment seront augmentée de 0.3 m.

Dans tous les cas, les matériaux devront être granulaires, insensibles à l’eau 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 :

* Pour un trafic VL :
  + Plateforme de type PF2,
  + Module EV2 > 50 MPa,
  + Rapport EV2/EV1 < 2.
* Pour un trafic PL :
  + Plateforme de type PF2+,
  + Module EV2 > 80 MPa,
  + Rapport EV2/EV1 < 2.

# OUVERTURE ET REMBLAIEMENTS DE TRANCHEES

Les conditions d’exécution des tranchées de réseaux sont abordées dans les documents de référence suivants :

* Fascicule n°70,
* Guide Technique pour le Remblayage des Tranchées et Réfection des Chaussées (Guide LCPC-SETRA de mai 1994).

## Terrassements en déblai

La réalisation des futures tranchées va nécessiter des terrassements de à m de profondeur environ. Ils concerneront donc les (sol S1) ainsi que les (sol S2).

Par ailleurs, ils recouperont ponctuellement la nappe phréatique.

La réalisation des déblais concernant les (sol S1) ne devrait pas poser de problème particulier au déblaiement. Toutefois, il n’est pas exclu de découvrir des blocs / des affleurements rocheux / des passages plus compacts en phase travaux. Cela pourra alors nécessiter l’emploi d’engins spécifiques ou d’outils adaptés tels qu’un BRH, dérocteur, etc…

Nous attirons l’attention de l’entrepreneur sur le fait que ces procédés engendrent des vibrations dont il faudra tenir compte vis-à-vis des avoisinants.

Le projet comporte des déblais dans des matériaux très résistants (sol S3), il faudra donc prévoir l’utilisation d’engins ou de procédés adaptés (éclateur, dérocteur, pelle puissante, BRH,…).

L’exécution des terrassements en période hivernale peut être un facteur aggravant, notamment en termes de pluviométrie, de venues d’eau, de remontée de nappe.

## Dispositifs de blindage associés

La réalisation des tranchées nécessitera un blindage des fouilles. Le type de blindage à mettre en place dépend de la profondeur de la tranchée et de la nature des sols en place. Il est défini dans le fascicule n°70.

Au droit du présent projet, les méthodes utilisables sont les suivantes :

* Sans blindage lorsque la profondeur est inférieure à 1.3 m et que l’on a une bonne tenue des sols ou lorsque les sols sont rocheux,
* Caisson coulissant (C),
* Blindage coulissant simple glissière (CSG),
* Blindage coulissant double glissière (CDG).

Ci-dessous, un tableau extrait du fascicule n°70 :

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| ***Profondeur***  ***de tranchée (m)*** | ***Type de***  ***blindage*** | ***DN ≤ 600 mm*** | ***DN > 600 mm*** |
| 0.0 à 1.3 m | S | De+2x0.30 (min. 0.90) | De+2x0.40 (min. 1.70) |
| 0.0 à 1.3 m | C | De+2x0.35 (min. 1.10) | De+2x0.45 (min. 1.80) |
| 1.3 à 2.5 m | C | De+2x0.55 (min. 1.40) | De+2x0.60 (min. 1.90) |
| 1.3 à 2.5 m | CSG | De+2x0.60 (min. 1.70) | De+2x0.65 (min. 2.00) |
| 2.5 à 3.5 m | CSG | De+2x0.60 (min. 1.80) | De+2x0.65 (min. 2.10) |
| 2.5 à 3.5 m | CDG | De+2x0.65 (min. 1.90) | De+2x0.70 (min. 2.20) |
| 3.5 à 5.5 m | CDG | De+2x0.65 (min. 2.00) | De+2x0.70 (min. 2.30) |
| > 5.5 m | CDG | De+2x0.70 (min. 2.10) | De+2x0.80 (min. 2.60) |

En cas de zone encombrée de réseaux (canalisations transversales à la tranchée par exemple), un blindage par ceinture et palfeuilles pourra être envisagé.

À ce sujet, l’entreprise devra veiller à ne pas déstabiliser les réseaux existants situés à proximité. En cas de nécessité de mise en œuvre d’un soutènement spécifique pour préserver les équipements existants, il devra être étudié et dimensionné dans le cadre d’une mission géotechnique de conception phase projet (G2 PRO).

Dans tous les cas, l’entreprise en charge des travaux devra proposer un système de blindage adapté au contexte géotechnique et à la configuration du projet. Quelle que soit la méthode utilisée, le blindage devra satisfaire aux conditions suivantes :

* Maintenir les parois de tranchées verticales et éviter ainsi la décompression du terrain,
* Être correctement mis en place sans exposer les travailleurs au risque d’éboulement,
* Être suffisamment dimensionné et résistant pour s’opposer sans déformation et sans rupture à la pression des terres,
* Protéger les constructions et aménagements voisins.

Le retrait du blindage doit généralement se faire en plusieurs phases, au fur et à mesure de la mise en œuvre de chaque couche de remblaiement.

Des variations locales ou brutales de la nature du sol et du régime hydraulique peuvent survenir en phase chantier, entre nos points de sondages. Cela implique que l’entreprise doit être en mesure de mettre en œuvre une solution palliative. Par ailleurs, le géotechnicien devra en être alerté dans le cadre des missions de suivi et de supervision géotechnique d’exécution (G3 / G4).

## Fond de tranchée

Le fonde de tranchée doit être réalisé avec un godet de curage en respectant les critères de planéité et les pentes prévues au projet.

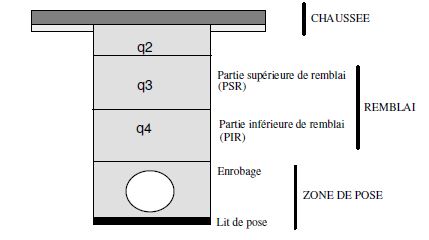
Tout matériau déstructuré ou de mauvaise qualité devra être purgé et substitué par le même matériau que celui prévu en lit de pose.

## Structures de remblaiement

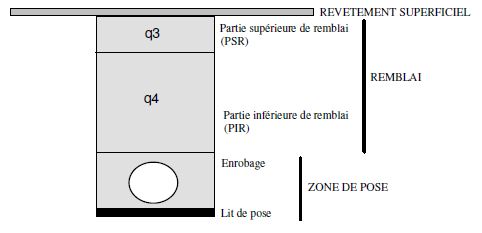
### Types de structure

Les objectifs de densification et les croquis ci-dessous sont donnés à titre indicatif selon les recommandations du Guide Technique pour le Remblayage des Tranchées et Réfection des Chaussées (Guide LCPC-SETRA de mai 1994).

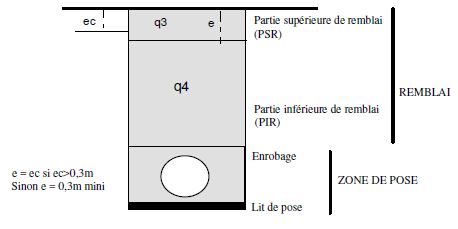
**Canalisation sous chaussée : une structure de type I**, correspondant à la figure ci-dessous, sera retenue :



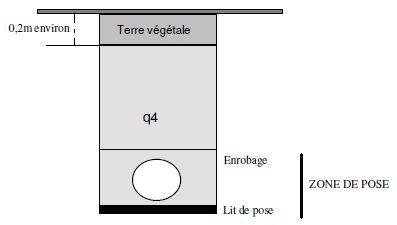
**Canalisation sous trottoir : une structure de type II**, correspondant à la figure ci-dessous, sera retenue :



**Canalisation sous accotements : une structure de type III**, correspondant à la figure ci-dessous, sera retenue :



**Canalisation sous espaces verts : une structure de type IV**, correspondant à la figure ci-dessous, sera retenue :



Dans tous les cas, on veillera à ce que les points suivants soient respectés :

* Fond de tranchée compacté en deux passes de compacteurs de géométrie appropriée permettant d’assurer la stabilité et la planéité du fond de la tranchée,
* Enrobage de la canalisation par des matériaux comportant peu d’éléments grossiers et non argileux de manière à ne pas offrir d’entraînement hydraulique en cas de remontée de la nappe,
* Recouvrement de la canalisation (matériau d’enrobage) sur une hauteur comprise entre 10 cm minimum et 30 cm maximum.

### Objectifs de densification

Globalement, les objectifs de densification s’appliquent de la manière suivante :

* q5 : zone d’enrobage de canalisation,
* q4 : Partie Inférieure de Remblai (P.I.R.) et Partie Supérieure de Remblai (P.S.R.) non sollicitées par des charges lourdes,
* q3 : Partie Supérieure de Remblai subissant des sollicitations dues à l’action du trafic (épaisseur minimale de 30 cm) et couche de subsurface en l’absence de charges lourdes,
* q2 : couches d’assise de chaussée.

Les objectifs de densification correspondant sont :

* Pour un objectif q4 :
  + densité sèche moyenne égal à 95 % de la densité sèche à l’Optimum Proctor Normal (O.P.N.),
  + densité en fond de couche égale à 92 % de l’O.P.N.,
* Pour un objectif q3 :
  + densité sèche moyenne égal à 98.5 % de la densité sèche à l’Optimum Proctor Normal (O.P.N.),
  + densité en fond de couche égale à 95 % de l’O.P.N.,
* Pour un objectif q2 :
  + densité sèche moyenne égal à 97 % de la densité sèche à l’Optimum Proctor Modifié (O.P.M.),
  + densité en fond de couche égale à 95 % de l’O.P.M.,

## Matériaux utilisables

Préalablement, le fond de tranchée devra être arasé à 10 cm minimum sous la cote de la génératrice inférieure de la canalisation. Le lit de pose sera constitué de graviers insensibles à l’eau et de granulométrie 2/4 ou 4/6 mm mis en place de manière à ce qu’il ne subsiste aucun point dur sous la canalisation.

Les matériaux utilisables en zone d’enrobage devront être du groupe de sol G1 selon le fascicule n°70 (cf. tableau ci-après). Il conviendra de privilégier les sols de type B1, B3, D1 ou D2 selon le GTR et inclus dans le groupe de sol G1, ou bien de type DC1.

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| ***Groupe de sol*** | ***Description*** | ***Matériaux correspondants***  ***selon NF P 11-300 (GTR 92)*** |
| G1 | Sables et graves propres, concassés (Dmax < 50 mm). Sables ou graves peu silteuses.  État hydrique « h », « m » ou « s » | D1, D2, D3  DC1, DC2, DC3  B1, B3  C1B1, C1B3, C2B1, C2B3 |
| G2 | Sables ou graves peu argileux | B2, B4  C1B2, C2B2, C1B4, C2B4 |
| G3 | Sables et graves très silteux, limons peu plastiques, sables fins peu pollués (Ip < 12).  État hydrique « h », « m » ou « s » | A1  B5  C1A1, C2A1, C1B5 |
| G4 | Sables et graves argileux à très argileux, sables fins argileux, limons argiles et marnes peu plastiques (Ip < 25)  État hydrique « h », « m » ou « s » | A2  B6  C1A2, C2A2, C1B6, C2B6 |
| G5 | Argiles et argiles marneuses, limons très plastiques (Ip > 25).  Sols G1 à G4 dans un état hydrique « th » ou « ts ». | A3, A4  C1A3, C2A3, C1A4, C2A4 |

Nous précisons que le matériau d’enrobage, et notamment sa granularité, doit être choisi en considérant le diamètre et la nature de la canalisation ainsi que la nature du sol d’assise.

Les matériaux d’apport utilisés pour les différentes zones du remblai devront être conformes à la norme NF P98-331 (tableaux 3 et 5).

Nota : concernant les couches avec un objectif de densification q3, les matériaux devront être insensibles à l’eau que ce soit dans leur état naturel ou traité. L’épaisseur de la couche est fonction du trafic (0.3 m minimum pour un trafic faible et 0.6 m minimum pour un trafic fort).

## Contrôle du compactage de tranchée

La conformité des objectifs de densification du remblai doit être vérifiée par des méthodes de contrôle adaptées avant réfection du corps de chaussée ou des trottoirs.

Le contrôle du compactage devra être effectué avec l’une des méthodes suivantes :

* Un contrôle sur toute la hauteur de remblaiement à l’aide d’un pénétromètre densitographe en respectant les dispositions de la norme NF P 94-063 associée,
* Un contrôle à chaque couche unitaire de remblaiement par gammadensimètre (norme NF P94-061-1),
* Éventuellement un contrôle au pénétromètre dynamique de type DPSH-A (norme NF EN ISO 22476) sur toute la hauteur de remblaiement.

La fréquence des contrôles est fonction du linéaire de tranchée remblayée avec, au minimum, un contrôle tous les 50 m ou un contrôle par section homogène entre deux regards par exemple.

Concernant l’objectif q3, des essais à la plaque ou à la dynaplaque peuvent être effectué avec un critère de portance de 50 MPa minimum en EV2.

# ETUDE DE LA VOIRIE

## Documents de référence

Le prédimensionnement des structures types de voirie est effectué à partir des règlements suivants :

* Le Guide Technique de réalisation des remblais et des couches de forme SETRA & LCPC de septembre 1992 (GTR),
* Le Guide Technique : « conception et dimensionnement des structures de chaussées » édité par le LCPC (décembre 2004),
* Le catalogue des structures types de chaussées neuves du réseau routier national (1998).

## Hypothèses de calcul

La classe de trafic ne nous a pas été fournie. Nous avons considéré les hypothèses suivantes :

* Une classe de trafic TC (maximum PL/ jour et par sens de circulation),
* Durée de service : ans,
* Taux de croissance annuel : %,
* 13 T maximum par essieu.

## Définition du sol support « naturel »

La Partie Supérieure des Terrassements (PST) est constituée par des sols classés selon le GTR dans un état hydrique «  ».

Lorsque les terrassements en déblai / remblai seront exécutés, le support sera de type :

* PST n°, AR en déblai,
* PST n°, AR en remblai.

Cette classe peut évoluer en fonction des conditions météorologiques et chuter rapidement en PST n°, AR.

Des travaux préparatoires (drainage, purge et substitution, cloutage, mise en place de géogrilles, etc…) pourront être nécessaires pour obtenir une portance PST n°, AR minimum.

Les travaux devront être réalisés en période météorologique favorable afin d’obtenir des matériaux en état hydrique moyen à sec et pour permettre une circulation des engins sur la PST sans difficulté.

Si, toutefois, les travaux sont réalisés en période défavorable, des sujétions seront à prévoir afin d’augmenter la portance avant la réalisation de la couche de forme.

Les sols du site étant très sensibles aux phénomènes de retrait / gonflement, il conviendra de s’assurer de la bonne collecte des eaux de ruissellement.

## Définition de la structure support (couche de forme)

Les caractéristiques de la couche de forme (matériaux utilisés et épaisseurs) sont fournies dans le fascicule II du GTR 92, en fonction des classes de PST et AR.

Pour obtenir une PF2 (EV2 ≥ 50 MPa) à partir d’une PST n°1, AR 1, il est nécessaire d’appliquer les préconisations suivantes :

Décrire ou insérer un extrait de tableau GTR et surligner le cas présent.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| ***État hydrique***  ***de la PST*** | ***Classe de***  ***PST / AR*** | ***Amélioration de la PST*** | ***Couche de forme type*** |
| th | PST 0 / AR 0 | Drainage latéral + traitement à la chaux sur 50 cm d’épaisseur | 0.35 m de matériaux A2 traités au liant et éventuellement à la chaux  ou  0.40 m de matériaux de type R21 (0/60 ou 0/100) au-dessus d’un géotextile |
| h | PST 1 / AR 1 | Traitement à la chaux sur 50 cm d’épaisseur |
| m | PST 2 / AR 1 | Pas nécessaire |
| s | PST 3 / AR 1 |
| ts |

## Prédimensionnement de la structure de chaussée

### Définition de la structure

Le prédimensionnement suivant peut être proposé pour les voiries lourdes à partir du catalogue :

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | ***Structure type 1*** | ***Structure type 2*** |
| Couche de surface | 5 cm de BBSG (0/10) | 6 cm de BBSG (0/10) |
| Couches de fondation et des base | 25 cm de GNT | 13 cm de GB2 (0/14) |
| Plateforme | PF2 (EV2 > 50 MPa) | PF2 (EV2 > 50 MPa) |

Légende :

* BBSG : béton bitumineux semi grenu,
* GH : grave hydraulique,
* GNT : grave non traitée,
* SH : sable hydraulique,
* GB : grave bitume,
* SB : sable bitume.

L’entreprise pourra proposer des structures différentes dans la mesure où elles sont équivalentes (à justifier par une note technique).

### Vérification au gel / dégel

La structure de chaussée devra être vérifiée en fonction de la circulation effective prévue sur les voiries et de la tenue au gel.

Les matériaux de la PST sont considérés comme gélifs. La structure de chaussée doit permettre de protéger ces matériaux contre le gel afin d’éviter des désordres sur les chaussées.

La quantité de gel (Qg) dont on autorise la transmission à la PST est prise égale à nulle, en l’absence d’essais de gonflement sur les matériaux de la PST du site.

La protection thermique, traduite par la quantité de gel (Qng), apportée par les matériaux non gélifs de la couche de forme est calculée avec la formule suivante :

Qng = An x (hn²/(hn + 10)) =

avec :

* An : coefficient dépendant de la nature des matériaux de la couche de forme,
* hn : l’épaisseur de la couche de forme en cm.

Pour une couche de forme d’épaisseur minimale de 0. m de matériaux granulaires d’apport, la quantité de gel admise à la base de la structure de chaussée (appelée QB) est égale à :

QB = Qg + Qng =

On en déduit l’indice de gel admissible de la chaussée (IA) grâce à l’abaque correspondant à la structure de chaussée en utilisant QB.

On obtient ainsi un indice de gel IA = °C x jours pour la structure retenue.

L’indice de gel des hivers rigoureux non exceptionnels pour la station de () est de.

Pour la structure envisagée en matériaux de type sur une couche de forme de 0. M d’épaisseur de matériaux granulaires, l’indice de gel admissible par la chaussée étant supérieur à l’indice de gel des hivers rigoureux non exceptionnels du site, la structure est considérée hors-gel.

### Recommandations

Lors de la réalisation des travaux, la plus grande attention sera portée sur les points suivants :

* Contrôle du niveau de portance de la plateforme,
* Respect des épaisseurs préconisées,
* Contrôle de la qualité des matériaux mis en œuvre et de leur compacité.

Par ailleurs, les GB et les BBSG devront être conformes à la norme NF EN 13 108 - 1

Les granulométries des matériaux hydrocarbonés seront fonction des épaisseurs mises en œuvre, qui pourront être les suivantes :

* GB (0/14 pour des épaisseurs de 8 à 14 cm),
* BBSG (0/10 pour des épaisseurs de 5 à 7 cm).

Leurs conditions de mise en œuvre sont définies par la norme NF P98-150. Les liants utilisés pour la couche d’accrochage seront adaptés au matériau hydrocarboné choisi.

# CONDITIONS GENERALES DU RAPPORT

Il est du ressort de la maitrise d’ouvrage de s’assurer que la stabilité des ouvrages et des sols avoisinants le projet est assurée pendant et après la réalisation des travaux.

Ce rapport retranscrit l’étude effectuée par GEOTECHNIQUE, SAS dans le cadre de la mission géotechnique d’avant-projet (G2 AVP).

Ce rapport retranscrit l’étude effectuée par GEOTECHNIQUE, SAS dans le cadre de la mission géotechnique de conception phase projet (G2 PRO).

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

Conformément à la norme NF P94-500 de novembre 2013, une étude géotechnique de conception phase projet (G2 PRO) peut/doit être envisagée en collaboration avec les différents intervenants et la maitrise d’œuvre dans le but de prise en compte les interactions sol / structure notamment en ce qui concerne les soutènements.

Par ailleurs, la mission G2 phase DCE/ACT permet de garantir la bonne retranscription des préconisations géotechniques dans les pièces techniques du marché en collaboration avec l’équipe de maitrise d’œuvre.

GEOTECHNIQUE, SAS reste donc à la disposition de la maîtrise d’ouvrage pour la réalisation des missions ultérieures en collaboration avec la maitrise d’œuvre (études G2 PRO, et G4 notamment).

Nous restons à la disposition de la maîtrise d’ouvrage pour la réalisation des mission suivantes en collaboration avec la maitrise d’œuvre (G2 DCE/ACT éventuellement et G4).

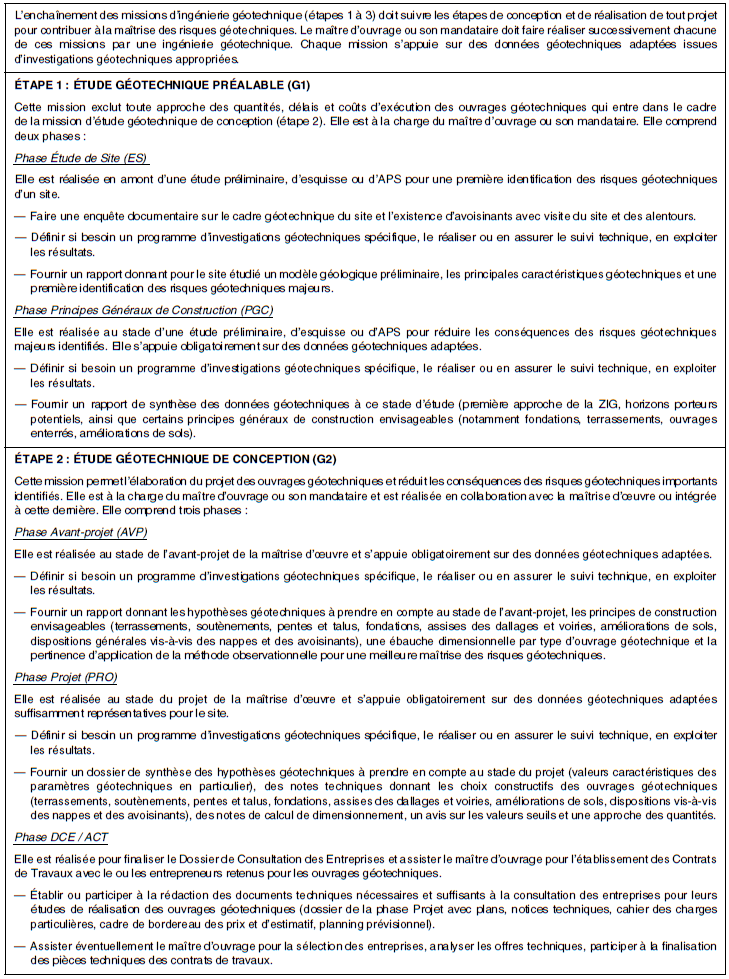
A noter que la prestation G2 DCE/ACT peut permettre de garantir la bonne retranscription des préconisations géotechniques dans les pièces techniques du marché en collaboration avec l’équipe de maitrise d’œuvre.

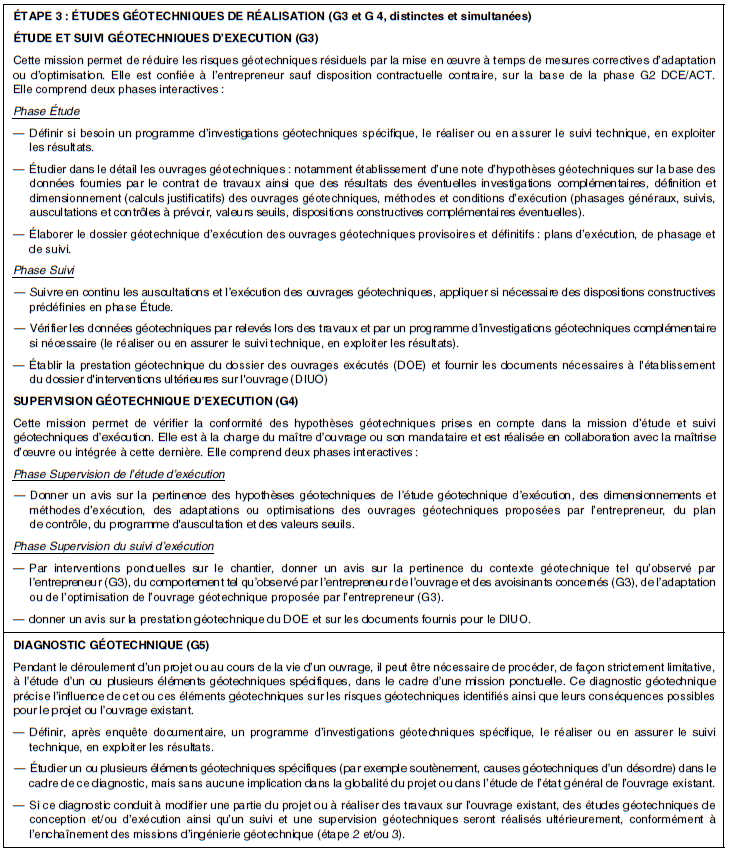
Rédacteur Vérificateur

REDACTEUR VERIFICATEUR

Chargé d’affaire Directeur Technique

1. Extrait de la norme NF P94-500 de novembre 2013





1. Conditions de validité de l’étude

1 - Le présent rapport et ses annexes sont indissociables. Il est basé sur un nombre limité de sondages et de mesures et sur les renseignements concernant le projet remis à GEOTECHNIQUE SAS au moment de la reconnaissance géotechnique. L'analyse et les recommandations soumises dans ce rapport sont basées sur les résultats obtenus à partir des sondages dont l'emplacement est indiqué sur le plan d'implantation joint en annexe, et sur toutes les informations données dans ce rapport.

2 - Ce rapport ne peut pas prendre en compte les variations éventuelles entre sondages. L’étude de sol étant basée sur un nombre limité de sondages, la continuité des couches de sols entre sondages ne peut être garantie et une adaptation du projet de fondation en fonction de l’hétérogénéité des sols est normale et ne peut être reprochée à GEOTECHNIQUE SAS.

3 - Toute étude réalisée à partir d’une esquisse ou d’un plan de principe nécessitera une seconde étude spécifique adaptée au projet retenu. Le but de ce rapport est limité au projet et à la localisation décrite ci-avant.

4 - Tout changement d’implantation ou de structure des constructions par rapport aux hypothèses de départ sera communiqué à GEOTECHNIQUE SAS qui donnera ou non son accord, selon que ces changements modifient les conclusions de l’étude.

5 - Les éléments nouveaux mis à jour en cours des travaux de fondations et non détectés lors de la reconnaissance devront être signalés à GEOTECHNIQUE SAS afin d’étudier les adaptations nécessaires.

6 - Nous recommandons que toutes les opérations de construction en relation avec les terrassements et les fondations soient inspectées par un ingénieur géotechnicien afin d'assurer que les dispositions constructives soient totalement accomplies pendant les travaux.

1. Implantation des sondages
2. Coupes de sondages

this is some text

I love pythonI am continuing on this paragraph