



SAINT VIT (25)

Extension du parking du magasin Lidl

**Étude géotechnique
de conception phase projet (G2 PRO)**

**Dossier RDI2.H.061
Pièce 4**

Juillet 2021



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



LIDL**SAINT VIT (25)****Construction d'un magasin Lidl****RAPPORT – Étude géotechnique
de conception en phase projet (G2 PRO)**

Dossier : RDI2.H.061

Contrat : RDI2.H.0224

Indice	Date	Chargé d'affaire	Visa	Vérifié par	Visa	Contenu	Observations
A	19/07/2021	A. LETESSIER		N. PADOVAN		52 pages	

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

SOMMAIRE

1. PLANS DE SITUATION.....	5
1.1 Extrait de carte IGN	5
1.2 Image aérienne	5
2. CONTEXTE DE L'ETUDE	6
2.1 Données générales.....	6
2.1.1 Généralités	6
2.1.2 Intervenants	6
2.2 Description de l'ouvrage.....	6
2.3 Documents communiqués	8
2.4 Mission GINGER CEBTP	8
3. DESCRIPTION DU SITE	10
3.1 Topographie	10
3.2 Occupation du site et avoisinants dans la zone d'influence géotechnique	11
4. PHASAGE	14
5. HYPOTHESES.....	15
5.1 Modèle géotechnique	15
5.2 Modèle hydrogéologique	15
5.3 Modèle sismique.....	15
6. REALISATION DES TERRASSEMENTS	16
6.1 Référentiels et normes utilisés.....	16
6.2 Terrassements en déblais et remblais	16
6.2.1 Principe.....	16
6.2.2 Terrassements au droit des voiries.....	16
6.3 Réutilisation des matériaux issus des déblais.....	17
6.4 Conditions de terrassement	17
6.4.1 Traficabilité en phase chantier	17
6.4.2 Terrassabilité des matériaux	18
6.5 Drainage en phase chantier	18
6.6 Talutages	19

7. REPRISE EN CONTRE ŒUVRE DES FONDATIONS DU BATIMENT EXISTANT.20

7.1	Principe	20
7.2	Référentiels.....	21
7.3	Principe de dimensionnement.....	21
7.4	Justifications.....	23
7.5	Phasage.....	23
7.6	Sujétions d'exécution.....	24

8. MURS DE SOUTÈNEMENTS.....26

8.1	Référentiels et normes utilisés.....	26
8.2	Définition des ouvrages	26
8.3	Hypothèses de calcul	26
8.4	Terrassements en remblais à l'arrière des murs de soutènement	27
8.5	Justifications.....	28

9. VOIRIES29

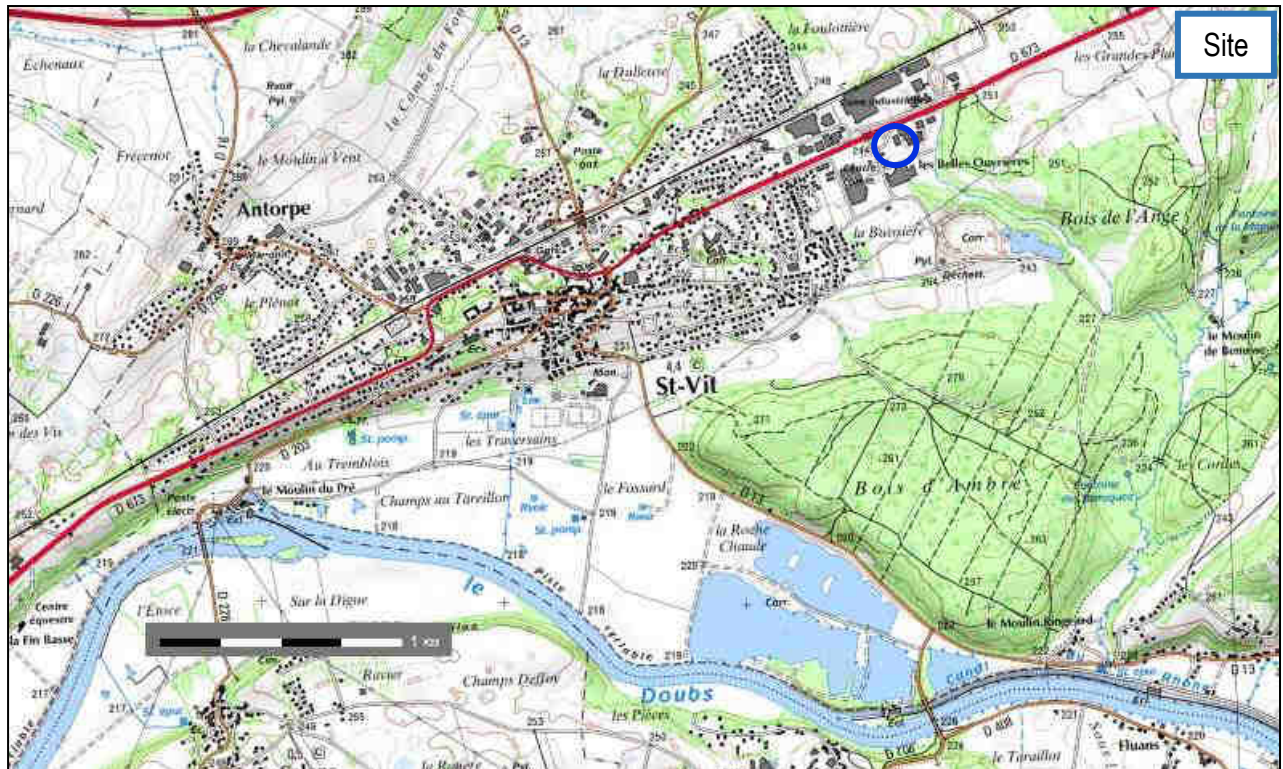
9.1	Référentiels et normes utilisés.....	29
9.2	Définition des ouvrages et hypothèses.....	29
9.2.1	Définition des ouvrages	29
9.2.2	Hypothèses de calcul	29
9.3	Structures de chaussées	29
9.3.1	Voiries lourdes avec revêtement bitumineux.....	29
9.3.2	Places de stationnement en Ecovégétal	30

10. OBSERVATIONS MAJEURES ET ALEAS RESIDUELS32

ANNEXE 1 :	Notes générales sur les missions géotechniques
ANNEXE 2 :	Sondages existants utilisés pour la présente étude
ANNEXE 3 :	Note de calcul de dimensionnement des voiles
ANNEXE 4 :	Note de calcul de dimensionnement des murs de soutènement
ANNEXE 5 :	Notes de calcul de dimensionnement des voiries

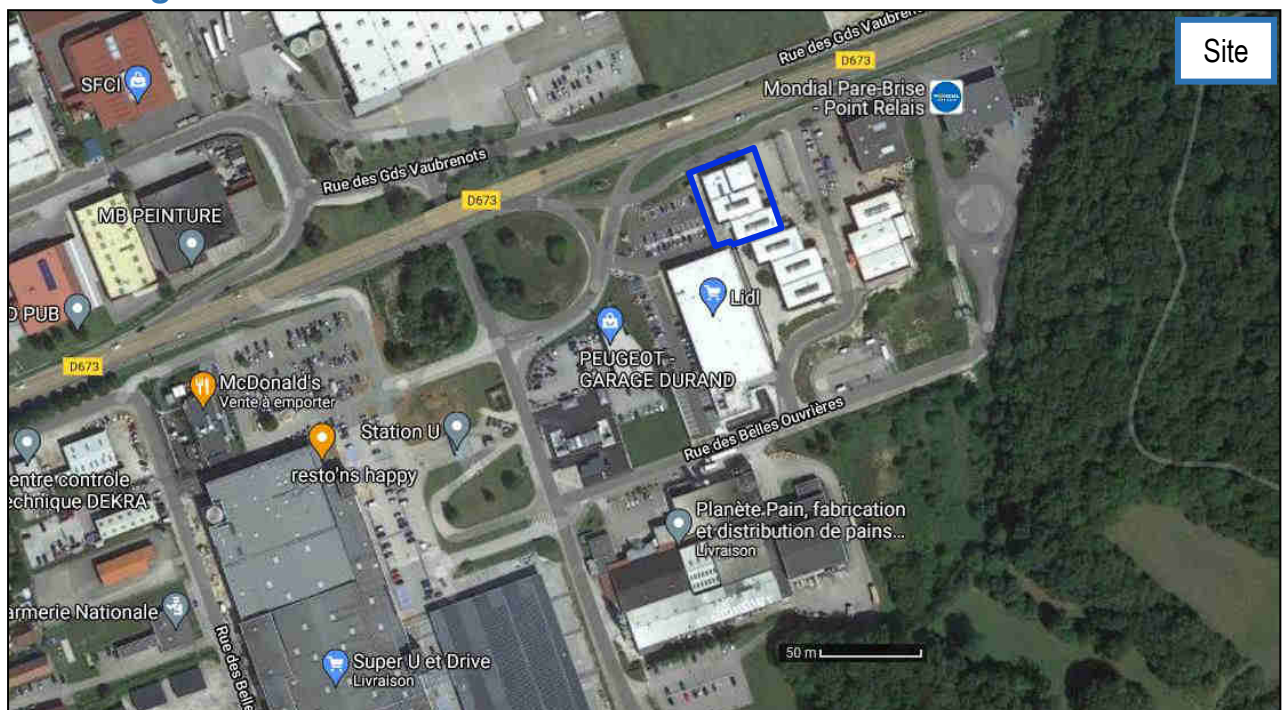
1. PLANS DE SITUATION

1.1 Extrait de carte IGN



Source : www.geoportail.fr

1.2 Image aérienne



Source : www.maps.google.fr

2. CONTEXTE DE L'ETUDE

2.1 Données générales

2.1.1 Généralités

Nom de l'opération :	Construction d'un magasin Lidl
Commune :	SAINT VIT
Code postal :	25 410
Localisation :	Entre la Route Départementale n° 673, la rue des Champs de Tenne et la rue des Belles Ouvrières
Client :	LIDL

2.1.2 Intervenants

Maître d'ouvrage :	LIDL
Maître d'œuvre :	Kobatex

2.2 Description de l'ouvrage

Le projet fait suite à la construction en 2018 d'un magasin de l'enseigne Lidl sur un terrain situé entre la Route Départementale n° 673, la rue des Champs de Tenne et la rue des Belles ouvrières sur le territoire communal de SAINT VIT (25).

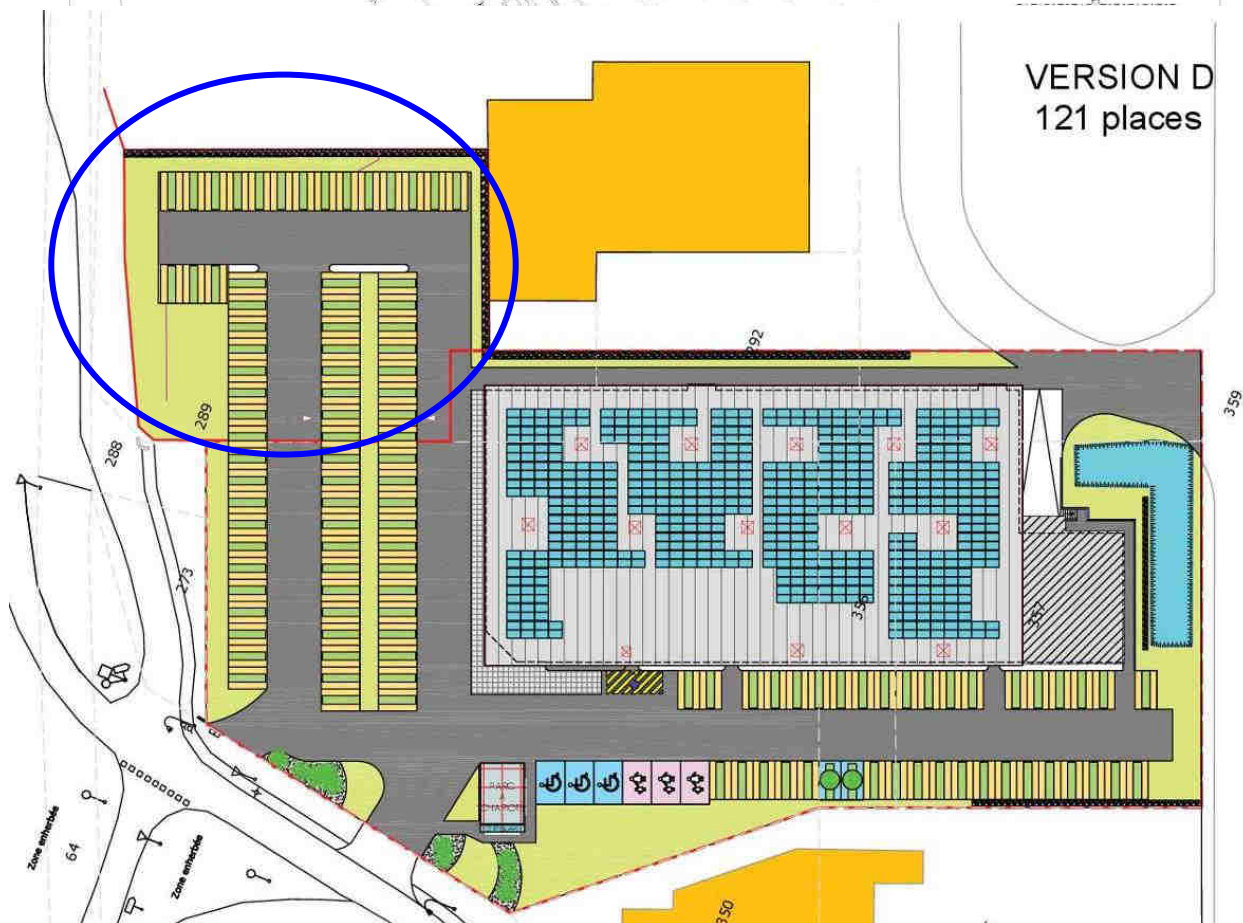
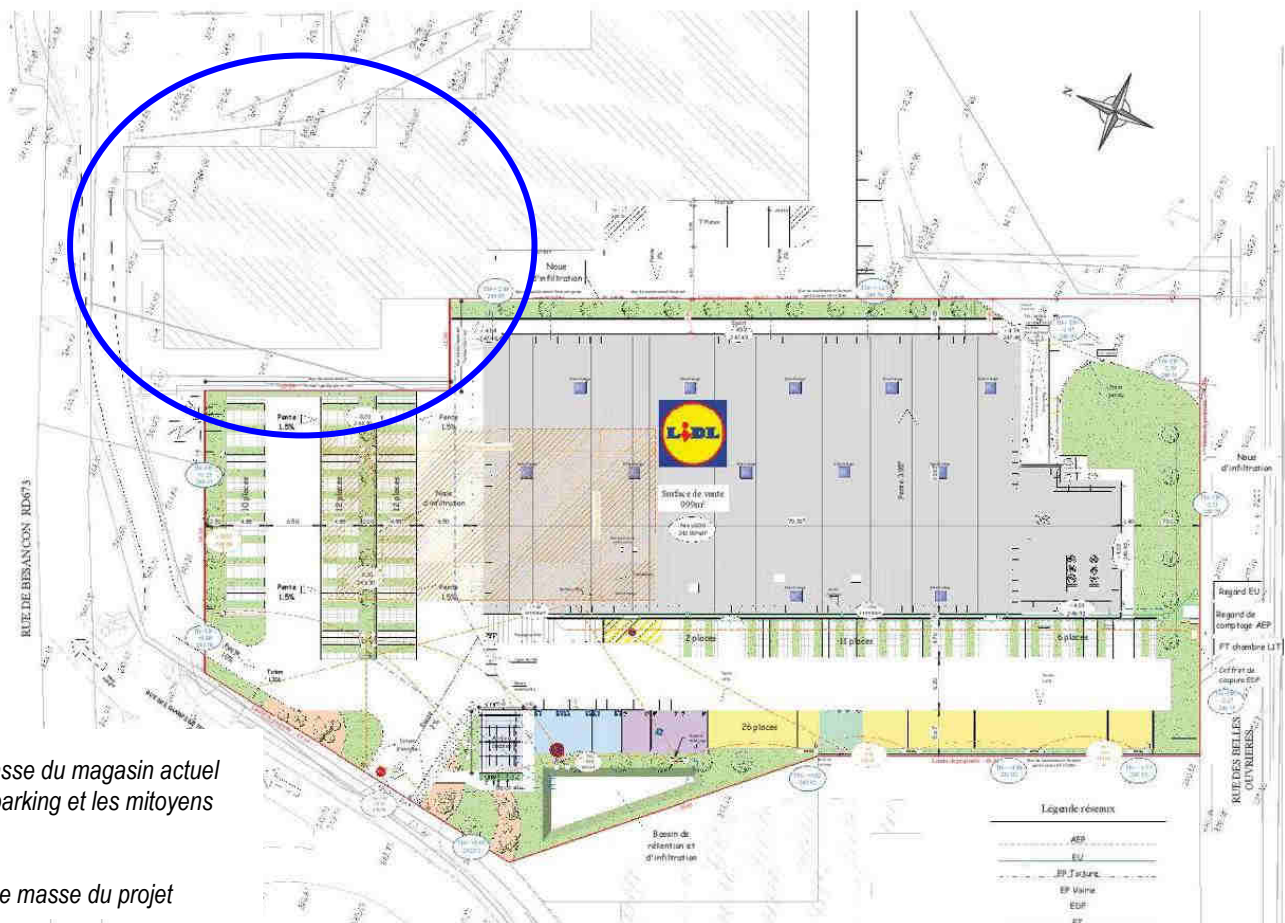
Une partie de l'ouvrage existant au Nord-Est du site sera démolie, et le terrain sera décaissé pour permettre l'extension du parking du magasin Lidl.

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

- Aménagement de voiries ainsi que 41 places de stationnement pour véhicules légers (en Ecovégétal), les trafics seront inférieurs à 2 poids lourds par jour et par sens de circulation,
- Construction de murs de soutènement d'environ 1.0 à 1.6 m de hauteur libre en limites de propriété Sud et Nord, dans la continuité du mur existant,
- Aménagement d'espaces verts en périphérie du site.

Le projet prévoit la réalisation de terrassements liés :

- à la démolition des ouvrages existants (3 cellules du bâtiment actuel),
- au reprofilage du terrain afin d'aménager le parking sur une plateforme subhorizontale dans la continuité de celle des voiries actuelles calée autour de la cote 243.3 m NGF avec une forme de pente, ce qui impliquera des terrassements en déblais d'environ 1.5 à 2.0 m.



2.3 Documents communiqués

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

Document	Échelle	Origine / Référence	Indice	Date
Extrait cadastral	1/1000	Direction Générale des Finances Publiques	-	09/12/2016
Plan topographique de l'existant	1/500	Maîtrise d'Art Plan DCE – Plan 14-MA-004	-	15/01/2018
Plan de masse du projet	1/250	Kobatex Plan APS – Plan de Masse	-	09/06/2021
Etude géotechnique d'extension d'un bâtiment préexistant	-	Hydrogéotechnique Rapport G11-G12 - C.11.21080	-	17/06/2011
Etude géotechnique d'un précédent projet sur le site	-	Fondasol Rapport G1PGC+G2AVP - MSM.15.0049-1	-	24/03/2015
Etude géotechnique d'un précédent projet sur le site	-	Fondasol Rapport G2PRO - MSM.15.0049-2	-	10/11/2016

Nous possédons en outre nos rapports d'études géotechniques préliminaires et d'avant-projet (G1+G2 AVP) et de conception (G2 PRO) réalisés dans le cadre de la construction du magasin Lidl actuel (pièces 1 à 3 du présent dossier) et nos comptes-rendus de suivi d'exécution du chantier (mission G4).

2.4 Mission GINGER CEBTP

La mission de GINGER CEBTP est conforme au contrat n° RDI2.H.0224.

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

Cette mission géotechnique porte exclusivement sur les ouvrages géotechniques suivants :

- Les terrassements et soutènements,
- Les assises de voiries.

Les objectifs de cette étude sont les suivants :

- Synthétiser les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques) sur la base de l'ensemble des sondages et essais réalisés, et fournir un modèle géotechnique, un modèle hydrogéologique et un modèle sismique,

- Établir les notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques :
 - Soutènements
 - Terrassements,
 - Assises des voiries,
- Établir les notes de calcul de dimensionnement,
- Donner un avis sur les valeurs seuils à retenir en fonction des combinaisons d'action et des phases considérées.

Cette étude est réalisée dans la continuité des missions géotechniques G1-G2AVP (pièce 1 du dossier).

Elle sera complétée au fur et à mesure de l'avancement du projet et des travaux par la supervision géotechnique d'exécution (G4) en phases Etude et Suivi.

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

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

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

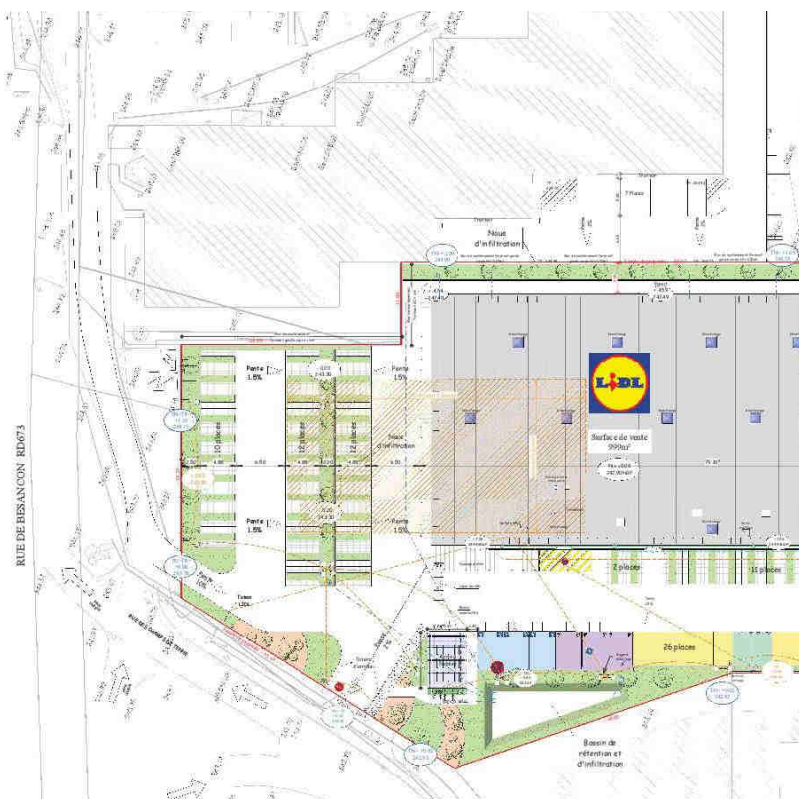
3. DESCRIPTION DU SITE

3.1 Topographie

Le terrain naturel présente une pente descendante de l'ordre de 5 % vers le Sud.

Le terrain actuel a été réaménagé lors des constructions précédentes, et on note la présence :

- d'une plateforme basse où sont implantés le magasin Lidl actuel et son parking, calée autour de la cote 243 m NGF (avec des formes de pentes pour la gestion des eaux de ruissellement,
- d'une plateforme haute, calée autour de la cote 245 m NGF, avec un bâtiment en structure métallique et un parking.



Extrait du plan de masse actuel (fond topographique)



Vue générale du site (source : Google)

3.2 Occupation du site et avoisinants dans la zone d'influence géotechnique

Le terrain étudié se situe entre la Route Départementale n° 673, la rue des Champs de Tenne et la rue des Belles ouvrières sur le territoire communal de SAINT VIT (25).

Le site est actuellement occupé par un bâtiment en structure métallique dont 3 cellules seront démolies.



Vue du bâtiment existant à démolir depuis le Nord



Vue du bâtiment existant (partie conservée) depuis le Sud



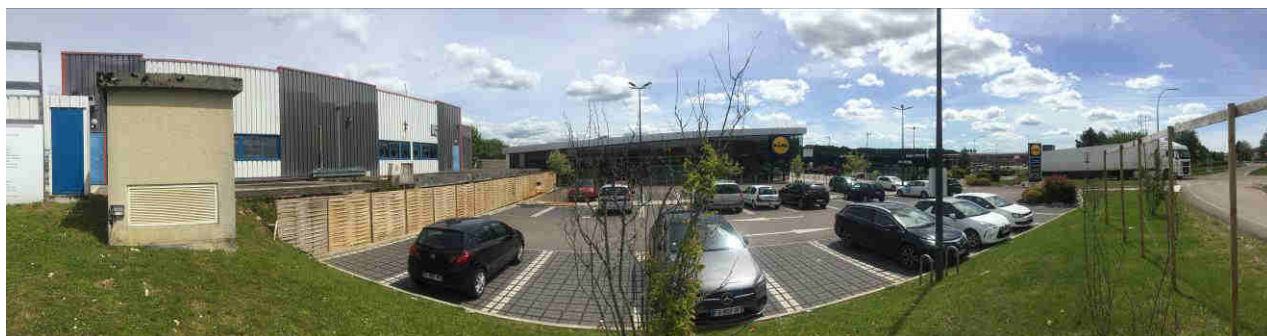
Vue du bâtiment existant (et du parking attenant) depuis l'Est

D'après les observations faites lors de la construction du magasin Lidl actuel, ce bâtiment repose sur des fondations superficielles isolées (un massif ponctuel en béton de 0.6 x 0.65 m de côté et 0.8 m de hauteur ancré dans le calcaire altéré et fracturé qui a été reconnu en 2018) :



Vue d'une fondation du bâtiment existant (reconnue en 2018)

Le magasin Lidl et son parking se situent sur la plateforme basse :



Vue du magasin Lidl (et du parking attenant) depuis le Nord

La délimitation entre les deux plateformes se fait par :

- Un mur de soutènement en gabions (aménagé lors de la construction du magasin Lidl en 2018), de 2.7 m de hauteur, dont une surélévation en tête qui joue le rôle de garde corps :



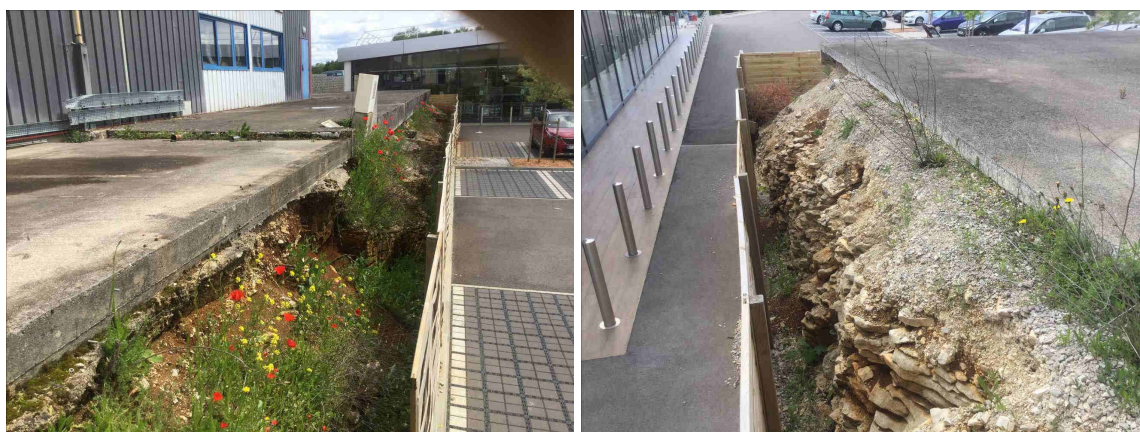
Vues du mur en gabions depuis le Nord et le Sud

- Un mur en béton à proximité du bâtiment haut (datant probablement de la construction du bâtiment – date non connue) :



Vue du mur en béton

- des talus fortement pentés laissant apparaître un calcaire en plaquettes et de l'argile marron :



Vue des talus nus

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

- de la rue avec les réseaux associés,
- d'un poste électrique en tête de talus au Nord du site,
- le bâtiment existant (la partie qui sera conservée),
- le mur en gabions.

4. PHASAGE

Pour la réalisation des ouvrages géotechniques, le phasage est suivant :

1. Démolition des 3 cellules du bâtiment existant.
2. Terrassements en déblais et remblais pour le reprofilage du terrain au droit des voiries a minima jusqu'à la cote finie du projet moins 0.79 m en tenant compte de la structure de voirie (enrobé ou Ecovégétal) et des formes de pente,
Ce point est traité dans le chapitre 6.
3. Reprise en sous œuvre des fondations de la partie du bâtiment concerné.
Ce point est traité dans le chapitre 7.
4. Mise en place d'un géotextile anticontaminant (en cas d'arase argileuse) et des matériaux d'apport insensibles à l'eau ($VBs < 0.1$ et passant à $80\ \mu m < 10\%$) et de granulométrie continue soigneusement compactés pour créer la plateforme sous le dallage.
Ce point est traité dans le chapitre 6.
5. Mise en place des Gabions et remblais à l'avancement.
Ce point est traité dans le chapitre 8.
6. Réalisation du revêtement de voiries et mise en place des blocs Ecovégétal sur les plateformes réceptionnées.
Ce point est traité dans le chapitre 9.

5. HYPOTHÈSES

5.1 Modèle géotechnique

Après analyse des sondages et essais antérieurs (Fondasol en 2015, Hydrogéotechnique en 2011) ou réalisés lors de la première phase de l'étude (pièce 1 du présent dossier) et les sondages complémentaires (dossier RDI2.I.003), le modèle géologique retenu est le suivant :

Nature du sol	Profondeur estimée de la base par rapport aux sondages existants	Valeurs pressiométriques		Classe GTR	Coefficient rhéologique du sol	Module de déformation
		pl	E _M		α	E _s
0.R – Remblais et couche de forme	Non reconnus					
1 - Argile plastique	0 à 2 m	1.0 MPa	10 MPa	A ₄	2/3	Purgée
2 - Calcaire +/- fracturé - hors passages argileux	> 8 m	3.0 MPa	50 MPa	-	1/2	100 MPa
2 - Passages argileux au sein du calcaire	Variable	0.5 MPa	5 MPa	-	2/3	8 MPa

5.2 Modèle hydrogéologique

Dans ce contexte, on retiendra qu'il peut exister des circulations erratiques dont la profondeur et la direction peuvent varier dans le temps, notamment au toit des horizons moins perméables (argiles plastiques de surface, calcaire sain).

Il existe aussi probablement une nappe liée au Doubs, mais relativement profonde et sans incidence sur le projet et au sein du calcaire à la faveur de sa fracturation et/ou karstification.

Enfin, au vu de la nature argileuse des sols de couverture et leur très faible perméabilité, en cas de précipitation, des poches de stagnation pourront apparaître dans les terrains de surface.

5.3 Modèle sismique

Les données sismiques sont les suivantes :

- Zone de sismicité : 2
- Catégorie d'importance de l'ouvrage : III

Les paramètres retenus sont les suivants :

- Classe de sol : A
- Paramètre de sol : 1.0

6. RÉALISATION DES TERRASSEMENTS

6.1 Référentiels et normes utilisés

Le dimensionnement des ouvrages est mené à partir des résultats pénétrométriques, selon les documents suivants :

- Le guide technique de réalisation des remblais et couches de forme (GTR) édité en 1992 par le SETRA pour la réalisation des terrassements en remblais,
- La norme NF P 11-231 (DTU 13.3 – Dallages : conception, calculs et exécution) pour la plateforme sous dallages.

6.2 Terrassements en déblais et remblais

6.2.1 Principe

Pour insérer le projet dans le site, il est prévu de réaliser des terrassements en déblai d'environ 2 m de hauteur (remblais actuels, argile plastique de surface pouvant être présente localement en limite Nord du terrain et calcaire plus ou moins altéré et fracturé) afin de rattraper la cote de la plateforme actuelle du parking Lidl.

Etant donné la nature des terrains qui seront présents en fond de fouille (calcaire altéré et fracturé et argiles sensibles aux variations hydriques), les précautions d'exécution ainsi que la structure indiquées ci-après sont valables dans des conditions météorologiques favorables (absence de précipitations), et pour une réalisation des fondations, dallages et revêtements immédiatement après les terrassements.

Dans le cas contraire, toutes les précautions devront être prises pour protéger les surfaces avant l'arrivée de la pluie (formes de pente pour favoriser le ruissellement et éviter les stagnations, fermeture des remblais avant le départ du chantier, protection du fond de forme et des talus par du polyane, drains en épi si nécessaire en cas d'arrivée d'eau ponctuelle, merlons ou fossés en périphérie).

6.2.2 Terrassements au droit des voiries

On terrassera au moins jusqu'au niveau fini sous voirie moins 0.79 m.

Cela aura pour but :

- de purger :
 - la terre végétale (qui pourra être stockée pour une réutilisation en tant que telle),
 - le revêtement et les remblais actuels pouvant créer des poches de moindre compacité ou des points durs,
 - les éventuels sols remaniés par les engins de terrassement ou les intempéries,

- de substituer les matériaux purgés par les sols extraits si les essais réalisés le permettent (cf. paragraphe suivant) ou le cas échéant par des remblais d'apport insensibles à l'eau et de granulométrie continue, soigneusement compactés,
- de créer la plateforme sous le revêtement projeté.

On compactera le fond de forme à 95 % de l'optimum Proctor normal (OPN) avec des engins adaptés et on mettra en place un géotextile anticontaminant.

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

- Une couche de forme de 0.55 m d'épaisseur en concassé insensible à l'eau, grave non traitée (GNT) 0/80 ou équivalent ;
- Une couche de fondation de 0.1 m d'épaisseur en concassé insensible à l'eau, grave non traitée (GNT) 0/31.5 ou équivalent.

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 mais sans toutefois compacter trop intensément la première couche afin de ne pas matelasser le sol d'assise.

Avant la mise en œuvre du revêtement (GB et BBSG), on s'assurera que le compactage est correctement réalisé et la plateforme homogène par au moins 3 essais à la plaque par plateforme réalisés selon le mode opératoire du LCPC ; les critères de réception seront a minima :

Module EV2 > 80 MPa

Rapport EV2/EV1 < 2.2.

6.3 Réutilisation des matériaux issus des déblais

La terre végétale pourra être réutilisée en tant que telle.

L'argile plastique de l'horizon 1 est impropre à toute réutilisation, quelle que soit son état hydrique (sol de classe A₄ au sens du GTR).

Les remblais actuels et matériaux issus des terrassements du calcaire plus ou moins altéré et fracturé (horizon 2) pourront être homogénéisés soigneusement et si besoin écrêtés.

Leur réutilisation en remblais (hors couche de forme) pourra éventuellement être envisagée sous réserve de la fourniture des justifications par l'Entreprise (a minima la classe GTR avec état hydrique, éventuellement un essai Proctor avec IPI ou une planche d'essais).

6.4 Conditions de terrassement

6.4.1 Traficabilité en phase chantier

Les essais d'identification ont permis de classer l'argile de surface (formation 1) en A₄ le GTR.

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

En fonction des conditions rencontrées au moment des travaux, leur état hydrique est susceptible d'évoluer fortement et rapidement, passant d'un matériau très résistant (si sec) à boueux (si humide).

Par conséquent, les travaux devront démarrer dans des conditions météorologiques favorables sinon le chantier pourrait rapidement devenir impraticable.

En dehors de ces éventuelles zones argileuses, l'arase des terrassements sera majoritairement constituée par le substratum calcaire plus ou moins altéré (plus ou moins argileux) et fracturé ou les remblais d'apport, ce qui ne posera pas de problème de traficabilité.

6.4.2 Terrassabilité des matériaux

Après démolition des ouvrages existants et purge de tous les éléments anthropiques (notamment les vestiges de fondations), la réalisation des déblais concernant les remblais actuels (formation 0.R) ne présentera pas de difficulté particulière d'extraction.

En fonction de l'état hydrique de l'argile de surface (horizon 1), notamment si elle est dans un état hydrique sec à très sec au sens du GTR, il pourra être nécessaire de prévoir une pelle puissante, voire des engins spécifiques ou d'outils adaptés tels qu'un BRH ou un dérocteur.

A contrario, si cette argile est dans un état hydrique moyen à très humide au sens du GTR, elle pourra coller au godet de la pelle mécanique et rendre son extraction difficile : on privilégiera alors un godet large à dents, une désagrégation préalable avec les dents, et une extraction en couches minces.

Le projet comporte également des déblais dans le calcaire plus ou moins altéré et fracturé (horizon 2), il faudra donc prévoir l'utilisation d'engins ou de procédés adaptés (éclateur, dérocteur, pelle puissante, BRH, ...).

6.5 Drainage en phase chantier

Suite aux observations faites au cours de la campagne d'investigations, le terrain devrait en principe être sec. Cependant, des venues d'eau peuvent apparaître ponctuellement en cours de terrassement.

Les dispositions spécifiques prévisibles seront adaptées au cas par cas pour assurer la mise au sec de la plateforme de travail à tout moment. On veillera notamment à respecter les conditions suivantes :

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

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

Un second drainage (également par fossé ou cunette) pourra être à prévoir en pied pour protéger la plateforme des eaux du talus.

Les eaux récoltées seront alors collectées et évacuées en contrebas.

On veillera à protéger toutes surfaces constituées de terrains meubles ou argileux avant l'arrivée de la pluie.

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

6.6 Talutages

Hors mitoyenneté et hors d'eau, les talus provisoires des fouilles pourront être dressés avec les pentes suivantes :

- 3 de base pour 1 de hauteur dans les remblais actuels,
- 2 de base pour 1 de hauteur dans l'argile plastique de l'horizon 1,
- 1 de base pour 1 de hauteur dans le calcaire de la formation 2.

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

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

Les talus définitifs pourront être dressés avec une pente de 3 de base pour 2 de hauteur et seront rapidement végétalisés pour éviter le ravinement et leur déstabilisation.

7. REPRISE EN CONTRE ŒUVRE DES FONDATIONS DU BATIMENT EXISTANT

7.1 Principe

Le projet implique l'exécution de terrassements à proximité des fondations du bâtiment existant dont une partie sera conservée.

Une fondation a été reconnue ponctuellement : il s'agit d'un massif isolé de 0.6 x 0.65 m, ancré à 0.8 m de profondeur dans le calcaire altéré et fracturé.

La reprise en sous-œuvre consistera à :

- Reporter les charges verticales en-dessous du niveau bas des terrassements sur une formation compacte,
- Empêcher tout déplacement latéral des reprises elles-mêmes, par des dispositifs adaptés (tirants ou butons par exemple),
- Empêcher l'éboulement des formations d'assise des fondations mitoyennes par mise en place d'un masque type voile béton armé.

A noter qu'une solution de voiles masques nous paraît être la mieux adaptée au contexte du site car elle possède l'avantage de ne pas changer la compacité des sols sous les fondations existantes et d'éviter un changement du niveau de fondation.

Les voiles seront armés pour reprendre la poussée des terres et de l'ouvrage. Ils seront butonnés en phase chantier et bloqués par la structure (gabions) en phase définitive.

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

Nature du sol	Masse volumique γ	Angle de frottement ϕ'	Cohésion C'
1 - Argile plastique	18 kN/m ³	5 kPa	25 °
2 - Calcaire +/- fracturé - hors passages argileux	20 kN/m ³	0 kPa	35 °

Nota : la notion de court terme est imprécise et ne peut être utilisée que pour des phases de travaux très provisoires et non pour des ouvrages devant résister pendant la durée du chantier.

L'entreprise de fondations spéciales prendra toutes les mesures nécessaires pour ne pas déstabiliser les fondations mitoyennes (reconnaitances complémentaires des fondations, ...).

7.2 Référentiels

L'Eurocode 7 et sa norme d'application nationale concernant les écrans de soutènement (NF P 94-282) n'abordent pratiquement pas les techniques de soutènement par voiles par passes. D'ailleurs, la justification de ce type d'ouvrage n'est pas adaptée à la méthode des coefficients de réaction, le terrain étant partiellement décomprimé lors des terrassements et les déplacements sont très difficiles à quantifier.

Ainsi, en attendant la publication des recommandations du CFMS, la méthode retenue pour le dimensionnement des voiles par passes est basée sur des approches et formulations classiques, avec des équations de la statique.

Dans tous les cas, un plot d'essai sera nécessaire au démarrage du chantier pour valider les hypothèses et le dimensionnement.

7.3 Principe de dimensionnement

Définition de la hauteur critique

La hauteur critique (H_c) est estimée à partir des abaques de Taylor-Biarez, par un calcul du « coin de Coulomb » et définie dans l'ouvrage « Fondations et ouvrages en terre » de M. Philipponnat :

$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) - \frac{2q}{\gamma_h} \quad \text{avec : } \begin{array}{l} c' \text{ la cohésion des sols} \\ \varphi' \text{ l'angle de frottement des sols} \\ \gamma_h \text{ le poids volumique des sols} \\ q \text{ la surcharge éventuelle à l'amont} \end{array}$$

La hauteur maximale des passes verticales (H) est alors définie en prenant un coefficient de sécurité de 1.5, soit :

$$H \leq \frac{H_c}{1.5}$$

Définition de la largeur d'ouverture

La largeur d'ouverture est réalisée en étendant le « coin de Coulomb » à un calcul en trois dimensions.

On cherche alors l'équilibre entre les moments moteurs et les moments résistants, avec un coefficient de 1.5 :

$$F = \frac{[C_u \cdot H^2 / \tan(\alpha)] + [C_u \cdot H \cdot L / \sin(\alpha)] + M \cdot \cos(\alpha) \cdot \tan(\varphi')}{M \cdot \sin(\alpha)} > 1.5$$

$$M = \left[\left(\frac{1}{2} \cdot H \cdot \gamma + q \right) \cdot L \cdot H / \tan(\alpha) \right]$$

avec : C_u la cohésion non drainée
 φ' l'angle de frottement des sols
 α l'angle de la surface de glissement par rapport à l'horizontale
 H la hauteur de la passe
 L la longueur de la passe

Définition des appuis

Les boutons peuvent être en bois, fonte ductile ou acier.

La raideur (K) axiale des boutons horizontaux est définie comme suit :

$$K_{horizontal} = K_{bouton-axial} = \frac{E \cdot S}{L_{utile}}$$

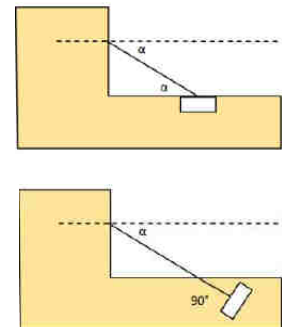
avec : E le module d'Young du bouton
 S la section du bouton
 L_{utile} la longueur utile du bouton

Lorsque les boutons sont inclinés d'un angle α par rapport à l'horizontale, la raideur est alors :

$$K_{horizontal} = K_{bouton-axial} \cdot [\cos(\alpha)]^2$$

Si le massif en pied du bouton est incliné de 90° , la raideur est alors :

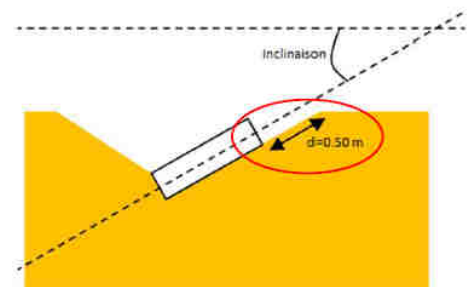
$$K_{horizontal} = K_{bouton-axial} \cdot \cos(\alpha)$$



Définition des massifs

Les massifs peuvent être des plots en béton armé préfabriqués (pour être réutilisés). Il est intéressant de les incliner pour ne pas appliquer le coefficient réducteur $i\delta$.

Pour limiter la valeur du coefficient réducteur $i\beta$, une distance de 0.5 m entre le bord du massif et les terrassements, comme le montre le schéma ci-contre.



Pour un massif de 90° par rapport à la résultante des efforts (en cas de plusieurs boutons), la raideur peut être calculée à partir des données pressiométriques selon la norme NF P 94-261 :

$$K_{massif-axial} = \frac{9 \cdot E_M \cdot L}{\lambda_c \cdot \alpha + 2 \cdot \frac{B_0}{B} \cdot \left(\lambda_a \cdot \frac{B}{B_0} \right)^2}$$

- avec :
- B la largeur du massif
 - L la longueur du massif
 - B_0 la largeur de référence (0.60 m)
 - E_M le module pressiométrique
 - α le coefficient rhéologique du sol
 - λ les coefficients de forme du massif (domaines sphérique et déviatorique)

Définition du voile

Dans les cas où un seul bandeau est possible, avec un ancrage en pied, on utilisera la méthode de H. Josseume sur les palplanches : le voile est alors considéré comme ancré (ou buté) en pied et butonné.

La fiche du voile doit être suffisamment faible pour que les efforts de contrebutée puisse se développer en amont, et que le déplacement permette la mobilisation de la butée maximale.

La fiche (D) est alors obtenue en trouvant l'équilibre des moments stabilisateurs et moteurs.

Pour les méthodes avec plusieurs bandeaux, l'ancrage en pied étant impossible avant la dernière passe, on privilégiera les calculs statiques.

En phase définitive, les efforts de poussée des terres pourront être repris par les remblais.

7.4 Justifications

Le détail des notes de calcul est présenté en annexe 3.

Dans ce cas, avec les hypothèses retenues, on pourra retenir en première approche :

- des passes verticales limitées à 2.0 m de hauteur du fait de la nature des sols, ce qui permettrait la réalisation des reprises en une seule passe,
- des passes horizontales de 1.0 m (largeur des massifs avec une surlargeur de 0.2 m de part et d'autre),
- des fiches de 0.2 m de hauteur.

La hauteur des passes verticales pourra être réduite dans le cas où un passage sableux sans cohésion ou une zone décomprimée était rencontré.

7.5 Phasage

On commencera par ouvrir des tranchées par passes n'excédant la hauteur et la largeur définies, une passe ne pouvant être ouverte qu'après traitement des passes adjacentes et prise du béton.

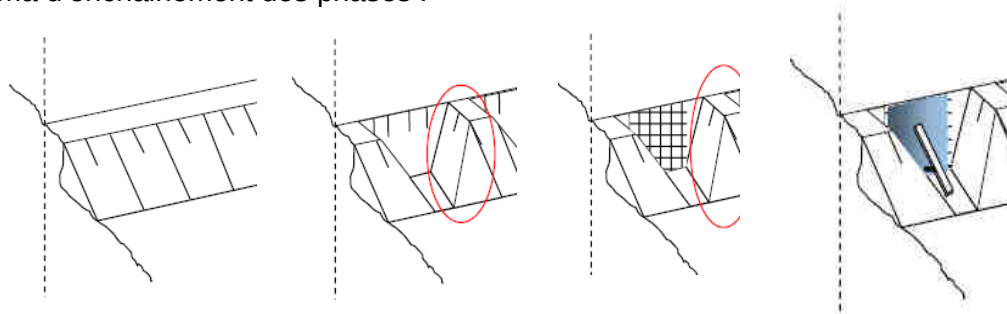
La première étape consiste en un terrassement en laissant des banquettes en terre entre les fondations.

A chaque passe, un voile est façonné contre terre et butonné.

De passes en passes, lorsqu'un bandeau est terminé, on démarre le bandeau suivant :

Les voiles peuvent être en panneaux (après le terrassement de la passe, les treillis d'armatures sont positionnés et le panneau sert de coffrage perdu (maintenu par des boutons) et on coule le béton sur le treillis, entre la terre et le panneau.

Schéma d'enchaînement des phases :



Dans notre cas, avec un seul bandeau, le voile peut être encastré en pied et butonné en tête (avec un seul bouton dans ce cas).

7.6 Sujétions d'exécution

Il conviendra de vérifier l'effort dans les boutons et la stabilité des massifs d'appui en fonction de la nature et des dimensions matériaux prévus, des méthodes de phasage de l'entreprise et des justifications structurelles en béton armé vis-à-vis des structures existantes.

Pour toutes les RSO, on pourra retenir :

- une surlargeur de 20 cm au minimum (potentiellement plus en cas de nécessité de reprendre une surcharge apportée par le réaménagement de l'ouvrage),
- des treillis soudés avec recouvrement des grilles,
- une épaisseur de parement d'au moins 20 cm.

Il convient donc de bien compacter les remblais afin de limiter les efforts horizontaux dans les massifs.

Compte tenu de la complexité de ces travaux et de leur interaction avec les structures existantes, une vérification de la bonne exécution des travaux sera nécessaire. Nous recommandons alors d'adopter la méthode observationnelle dans laquelle 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 XP ENV 1997-1).

Il conviendra de nettoyer soigneusement les fondations existantes, notamment en enlevant toutes trace de matériau meuble adhérent au béton.

Le bétonnage s'effectuera aussitôt après le terrassement (au plus tard dans la journée) pour éviter l'altération du fond de fouille et la décompression des parois verticales. En aucun cas une passe terrassée ne pourra rester en l'état sans voile à la fin de la journée où elle a été réalisée.

En aucun cas, le projet et les travaux ne devront mettre en péril la stabilité de l'existant, qui ne devra subir aucun déplacement que ce soit en phase provisoire ou définitive.

Ainsi, avant tout confortement des fondations, il conviendra de vérifier la stabilité de l'ouvrage, et si besoin, on pourra envisager la reprise des joints et l'étalement de l'ouvrage pendant les travaux.

La réalisation du contact avec la fondation existante sera délicate (débordement, matage, ...). Un soin particulier devra être apporté à cette phase des travaux.

On veillera à respecter les points suivants :

- Sensibilité des sols aux eaux de ruissellement et circulations superficielles :
 - les travaux seront réalisés hors période humide (risque d'arrivées d'eau, de ruissellement et stagnations dans les soubassements),
 - en cas d'arrivée d'eau lors des terrassements, un pompage efficace devra être mis en place pour éviter l'accumulation d'eau dans les fouilles (captage, ...), dans ce cas, un drainage sera nécessaire (géocomposite drainant, barbacanes, ...),
 - prévoir un bétonnage à l'avancement des fondations ; toute passe ouverte devra en principe être bétonnée dans la journée.
- Sensibilité des sols d'assise au remaniement :
 - prévoir un godet sans dent ou à fond plat,
 - purger tout passage mou ou décomprimé ainsi que les terrains détériorés par les engins ou les intempéries dans la mesure où il est impossible de quantifier objectivement l'ampleur des tassements susceptibles d'être engendrés.
- Contrôle des fonds de fouille :
 - en cas de poche de compacité douteuse, procéder à une purge avec rattrapage au gros béton,
 - on s'assurera de l'homogénéité des fonds de fouilles.
- Le principe et le dimensionnement du système de reprise en sous-œuvre devront impérativement être contrôlés par un ingénieur structure.

En l'absence d'essais en laboratoire spécifiques sur les terrains en place, le béton des fondations sera confectionné avec un ciment résistant aux agents agressifs.

8. MURS DE SOUTÈNEMENTS

8.1 Référentiels et normes utilisés

Le dimensionnement des ouvrages est mené à partir des résultats pressiométriques, selon les Eurocodes, à savoir :

- La norme NF P 94-281 (Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Ouvrages de soutènements, murs).

8.2 Définition des ouvrages

Compte tenu des éléments précédents, il a été retenu la réalisation d'un mur en éléments modulaires de type Gagions.

Il s'agira d'un mur en déblais en limite de propriété au Sud et à l'Est de l'extension : ouvrage de 2.7 m de hauteur, avec une rehausse de 1.1 m formant garde corps et dans la continuité du mur existant; le sol à l'arrière du mur est constitué par une plateforme existante quasiment horizontale (pente de 1.5 %),

On note la proximité du mur avec les fondations du bâtiment existant conservé (a priori des massifs ponctuels de 0.8 m de hauteur ancrés dans le calcaire altéré et fracturé).

Le mur sera implanté au plus près de ces fondations, mais avec un léger décalage pour éviter les interactions.

8.3 Hypothèses de calcul

Après analyse des sondages et essais, le modèle géologique retenu est le suivant :

Nature du sol	Profondeur estimée de la base par rapport aux sondages existants	Classe GTR	Poids volumique	Cohésion	Angle de frottement
			γ_h	c'	φ'
1 - Argile plastique	0 à 2 m	A ₄	18 kN/m ³	5 kPa	25 °
2 - Calcaire +/- fracturé - hors passages argileux	> 8 m	-	20 kN/m ³	0 kPa	35 °

Au vu de l'aménagement de voiries en tête des murs, on considérera une surcharge d'exploitation de 10 kPa.

En ce qui concerne les matériaux d'apport, les hypothèses retenues sont les suivantes :

Nature du sol	Classe GTR	Poids volumique	Cohésion	Angle de frottement
		γ_h	c'	φ'
Gabions	R ₂₁	16.5 kN/m ³	0 kPa	35 °
Remblais d'apport à l'arrière des murs	D ₃₁ 0/63	21 kN/m ³	0 kPa	35 °
Remblais de substitution	D ₃₁ 0/63	21 kN/m ³	0 kPa	35 °
Remblais reconstitués en pied	-	19 kN/m ³	0 kPa	25 °

8.4 Terrassements en remblais à l'arrière des murs de soutènement

Après la purge des terrains, on montera les murs de soutènement reposant sur un matelas de substitution et de réglage tel que préconisé ci-après.

En ce qui concerne la mise en œuvre du matelas de substitution et de réglage des niveaux d'assise des éléments, on pourra envisager :

- la mise en place d'un géotextile anticontaminant (en cas d'arase argileuse),
- une couche d'au moins 0.3 m (en cas d'arase calcaire) ou 0.8 m en cas d'arase argileuse) en matériaux granulaires de qualité, concassé calcaire de préférence, naturels, insensibles à l'eau, propres (VBS < 0.1 et passant à 80 μ m < 5%) écrêtés à 80 mm,
- une couche de réglage de 0.1 m matériaux de même nature écrêtés à 31.5 mm.

Les reconnaissances ayant mis en évidence de fortes variations du niveau du toit du calcaire, il faut donc s'attendre à des adaptations locales en cours de chantier, notamment des surprofondeurs liées aux substitutions réalisées au droit des poches d'argile.

Des redans perpendiculaires à la pente seront réalisés pour permettre une bonne accroche du remblai dans le terrain actuel.

On prévoira également une bêche de pied avec un système de drainage composé :

- d'un géocomposite drainant sur les parois du talus,
- d'une bêche en pied de talus de déblais, avec un drain longitudinal relié à un exutoire à l'aval du mur, le remblai autour du drain devant être constitué de matériaux d'apport granulaires de qualité, concassé calcaire de préférence, naturels, insensibles à l'eau, propres et drainants.

Dans tous les cas, cette structure sera soigneusement compactée et devra être contrôlée par des essais à la plaque selon le mode opératoire du LCPC et donc les critères de réception à obtenir sont les suivantes :

$$\begin{aligned} EV2 &> 50 \text{ MPa} \\ EV2/EV1 &< 2 \end{aligned}$$

On montera alors le remblai à l'arrière du mur au fur et à mesure de l'édification par rangs de parement de type mur poids.

Les Gabions seront soigneusement liaisonnés entre eux selon les consignes du fournisseur, avec des agrafes ou torsades adaptées et en quantité suffisante.

Si les matériaux réutilisés en remblais à l'arrière des murs sont argileux, il faudra en outre veiller à mettre en place un géotextile entre les matériaux et les cages de type Gabions afin d'éviter l'entraînement des fines.

La circulation des engins sera interdite sur le fond de forme argileux. Ainsi, on procédera aux travaux de terrassement en rétro.

On veillera à faire progresser à l'avancement le déroulement des géotextiles avec la mise en œuvre par couches horizontales des matériaux de remblai.

Les matériaux, ainsi que les procédures de mise en œuvre et de contrôle devront répondre aux recommandations « Caractéristiques des matériaux de remblais » du L.C.P.C. de 1980 et du GTR 92.

8.5 Justifications

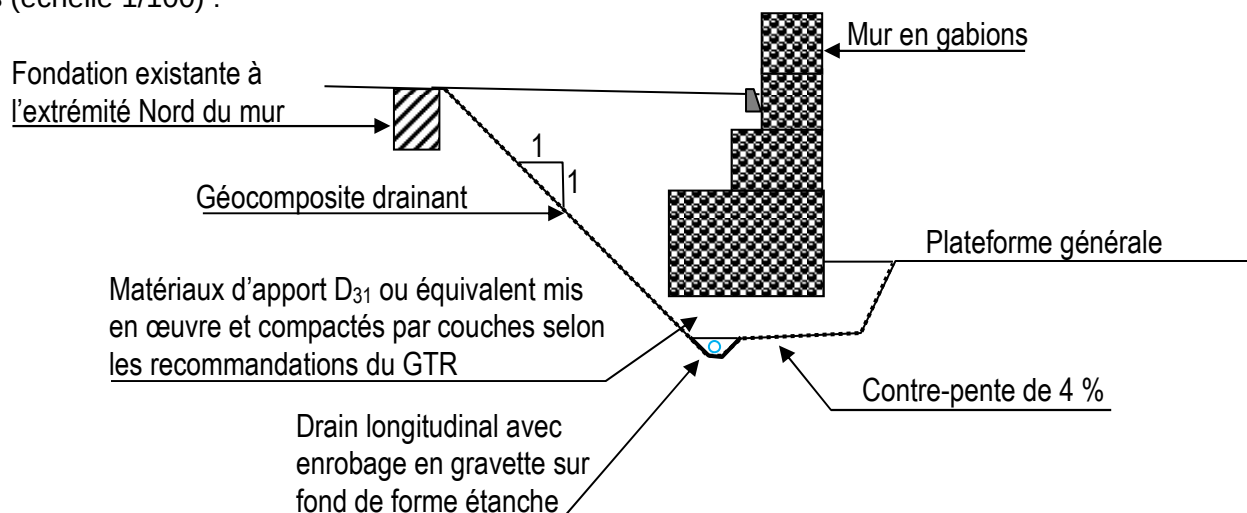
La vérification de la stabilité interne a été effectuée selon la norme NF P 94-281.

Les calculs de stabilité externe ont été effectués avec le logiciel Talren 4 selon l'Eurocode 7, avec vérification en mode fondamental courant et au séisme.

Le détail des notes de calcul est présenté en annexe 4.

Les calculs réalisés montrent que l'on peut retenir un mur poids, reposant sur un matelas de substitution de 0.4 m (substratum calcaire) ou 0.9 m (poches argileuses profondes reconnues ponctuellement) en matériaux d'apport de qualité.

Pour un mur de 2.7 m de hauteur de soutènement et 1.1 m de surélévation, on retiendra une semelle de 1.4 m d'épaisseur et 2.05 m de longueur selon le profil type ci-dessous (échelle 1/100) :



9. VOIRIES

9.1 Référentiels et normes utilisés

Le dimensionnement des ouvrages est mené à partir des résultats des analyses GTR, selon les documents suivants :

- Le guide technique de réalisation des remblais et couches de forme (GTR) édité en 1992 par le SETRA pour la réalisation des terrassements en remblais,
- Le guide technique : « conception et dimensionnement des structures de chaussées » (décembre 2004).

9.2 Définition des ouvrages et hypothèses

9.2.1 Définition des ouvrages

Le projet comprend l'aménagement de voiries ainsi que 31 places de stationnement pour véhicules légers.

Les voiries seront réalisées avec un revêtement bitumineux mais les places de stationnement seront réalisées en Ecovégétal.

9.2.2 Hypothèses de calcul

La classe de trafic ne nous a pas été fournie précisément. Nous avons donc considéré pour les voiries lourdes une classe de trafic T5 (maximum 2 PL/ jour et par sens de circulation) avec les hypothèses complémentaires suivantes :

- durée de service : 10 ans
- taux de croissance annuel : 7 %
- 13 t maximum par essieu

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

- IR = 120 °C x jours pour des hivers rigoureux non exceptionnels,
- IR = 220 °C x jours pour des hivers rigoureux exceptionnels.

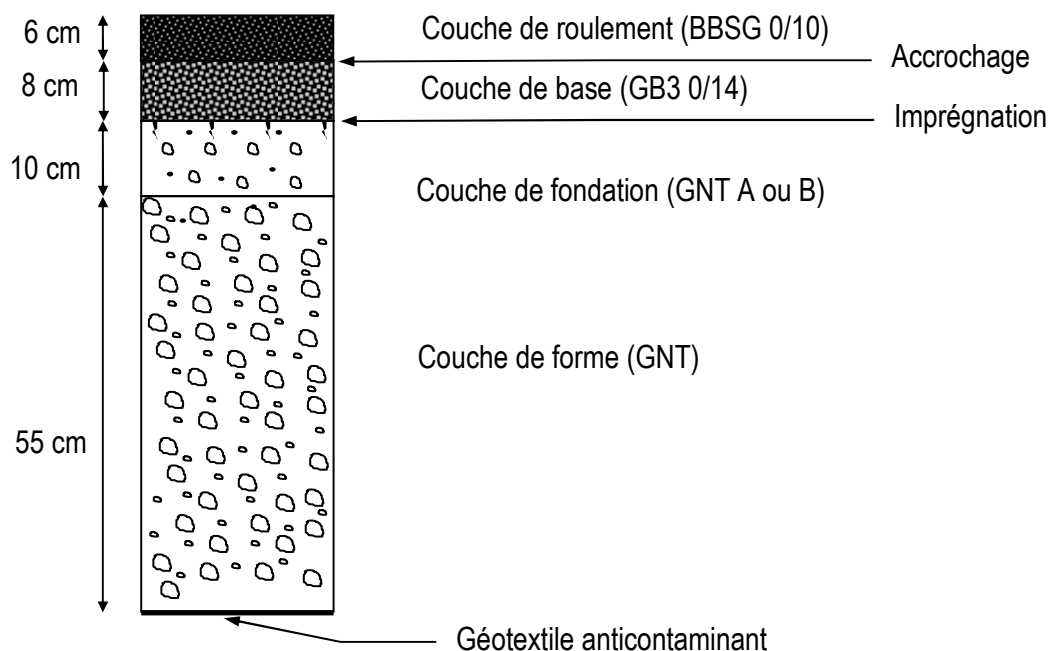
9.3 Structures de chaussées

9.3.1 Voiries lourdes avec revêtement bitumineux

Le sol étant sensible vis-à-vis des variations hydriques et les argiles sensibles aux phénomènes de retrait et gonflement, malgré la souplesse de la structure, quel que soit le soin apporté à la

réalisation des couches de chaussée, des déformations se produiront inévitablement et un entretien régulier sera nécessaire.

La structure retenue est la suivante :



Pour la structure des voiries, les conditions de mise hors-gel seront respectées pour des hivers rigoureux non exceptionnels mais pas pour les hivers rigoureux exceptionnels (dans ce cas, la surépaisseur de GNT nécessaire pour rendre la structure hors gel serait d'environ 19 cm).

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

Les liants utilisés pour la couche d'accrochage seront adaptés au matériau hydrocarboné choisi.

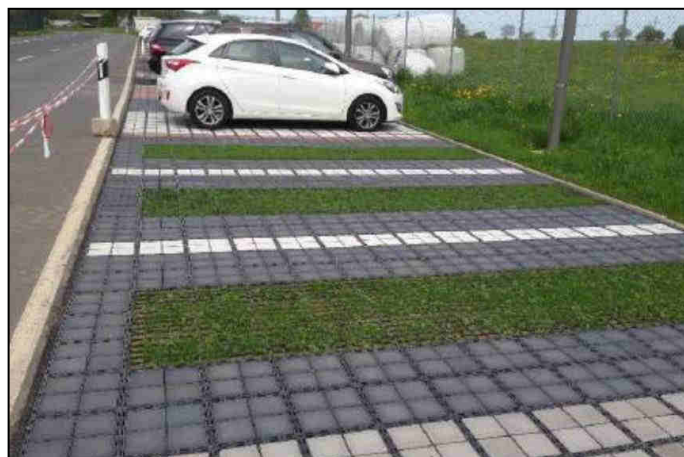
Le détail de la note de calcul est présenté en annexe 5.

9.3.2 Places de stationnement en Ecovégétal

Le projet prévoit d'intégrer des places de stationnement Ecovégétal dans les voiries.

Ce système est composé de modules végétalisés ou non, mis en place sur un lit de pose adapté et avec une structure drainante en GNT.

L'épaisseur de la couche de forme sous fondation est imposée par le calcul de



l'indice de gel admissible IA suivant la région ainsi que par la valeur de portance à atteindre (PF2+, soit un EV2 > 80 PMa).

ECOVEGETAL PAVE



Ainsi, afin de respecter les conditions de mise hors-gel pour des hivers rigoureux non exceptionnels, en tenant compte des éléments Ecovégétal et Ecoraster avec leur lit de pose et de la couche de fondation de 20 cm en GNT 0/31.5 préconisée par le fournisseur, l'épaisseur de la couche de forme en GNT 0/80 doit être au minimum de 45 cm.

A titre indicatif, pour les hivers rigoureux exceptionnels, la surépaisseur de GNT nécessaire pour rendre la structure hors gel serait d'environ 27 cm.

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

Le détail de la note de calcul est présenté en annexe 5.

10. OBSERVATIONS MAJEURES ET ALEAS RESIDUELS

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

Nous rappelons que cette étude a été menée dans le cadre de l'étude de conception en phase projet (G2 PRO) et que, conformément à la norme NF P94-500 de novembre 2013, le suivi d'exécution en phases Etude et Suivi des travaux (G4) est prévue en collaboration avec l'équipe de conception pour :

- Assister le Maître d'ouvrage dans l'analyse des documents fournis par les Entreprises,
- Suivre la bonne exécution du chantier et les adaptations éventuelles nécessaires.

Les aléas résiduels sont

- Surépaisseur locale de remblais (liées à l'aménagement du site) à purger et substituer ou à prendre en compte dans le dimensionnement des ouvrages ;
- Surépaisseur d'argiles à prendre en compte dans le dimensionnement des ouvrages ;
- Eventuels vestiges de démolition (fondations, blocs, ...) à purger et substituer ou à ponter.

ANNEXE 1 : NOTES GENERALES SUR LES MISSIONS GEOTECHNIQUES

Classification des missions types d'ingénierie géotechnique

Schéma d'enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique

Tableau 1 - Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique

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

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

Tableau 2 - Classification des missions d'ingénierie géotechnique

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

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

ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)

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

Phase Étude de Site (ES)

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

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

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

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

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

ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

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

Phase Avant-projet (AVP)

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

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

Phase Projet (PRO)

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

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

Phase DCE / ACT

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

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

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

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

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

ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)

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

Elle comprend deux phases interactives :

Phase Étude

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

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

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

Phase Suivi

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

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

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

SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

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

Phase Supervision de l'étude d'exécution

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

Phase Supervision du suivi d'exécution

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

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

DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

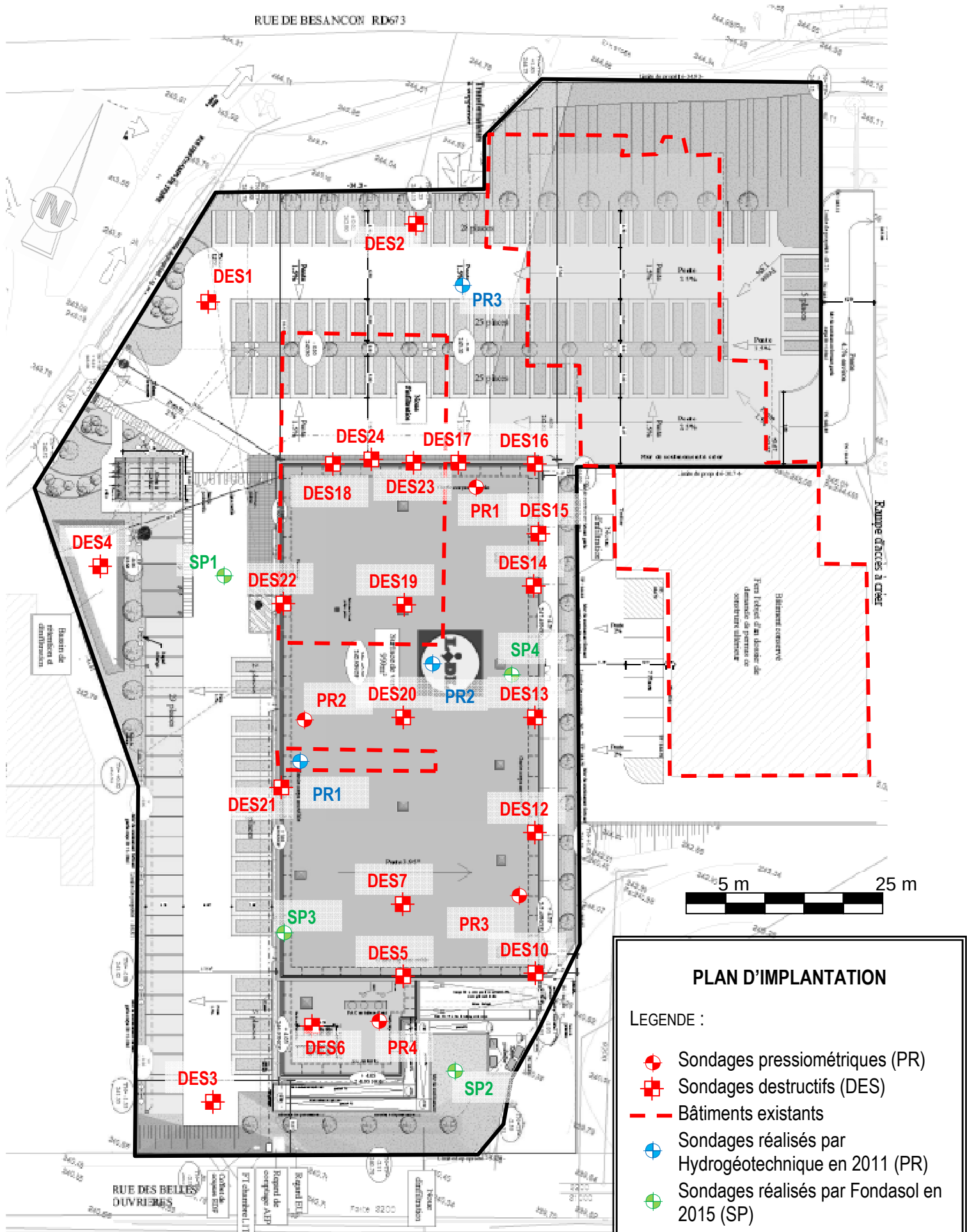
Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder, de façon strictement limitative, à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle. Ce diagnostic géotechnique précise l'influence de cet ou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

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

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

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

***ANNEXE 2 : SONDAGES EXISTANTS UTILISES POUR LA
PRESENTE ETUDE***

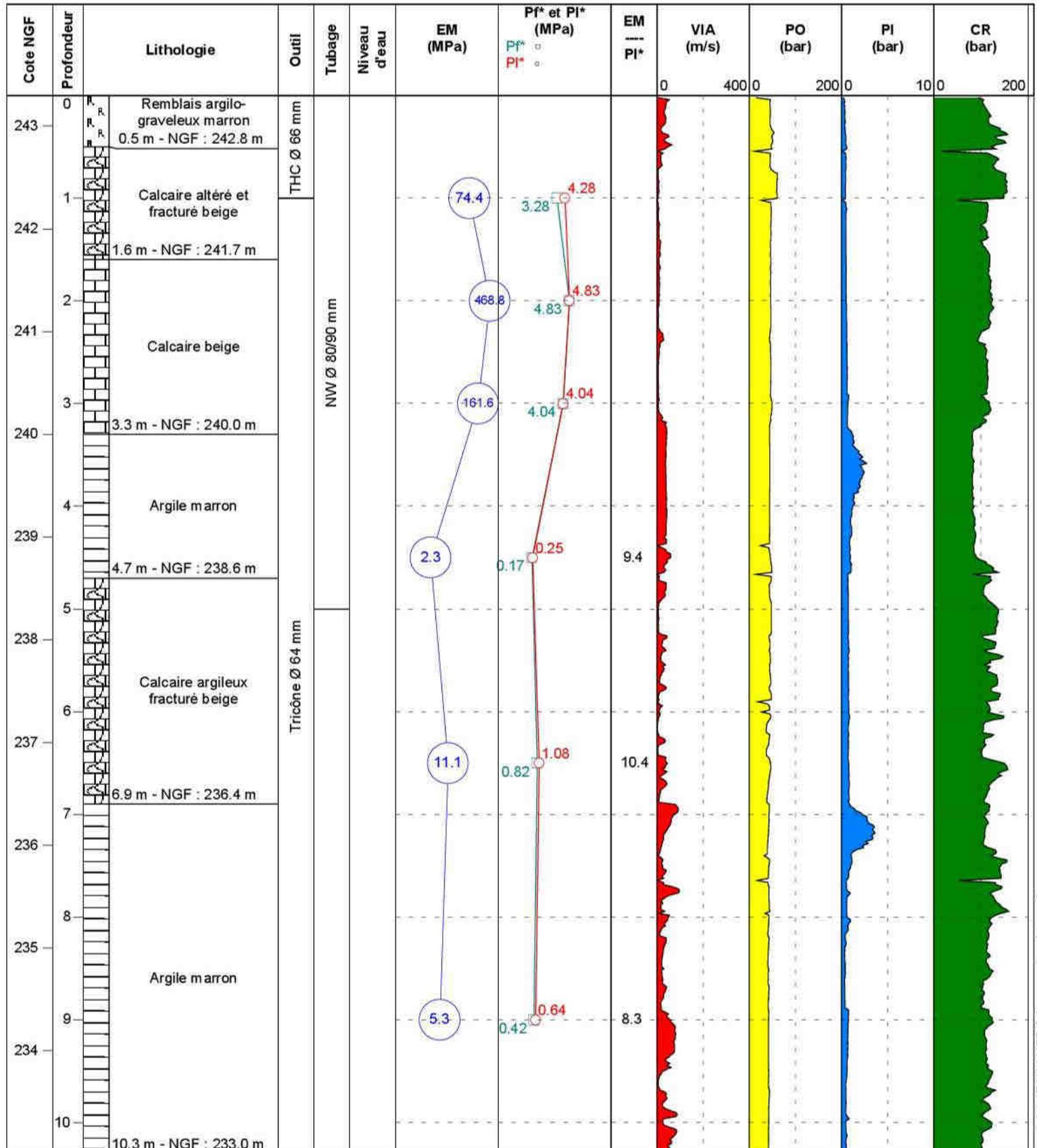


	Dossier RD12.H.061		
	SAINT VIT (25) - Construction d'un magasin Lidl		
Date : 31/10/2017	Cote NGF : 243.3		
	Machine : Comacchio GEO 205		
	Equipe : M236 - P. Lingo		

1/50

Forage : PR1

EXGTE 3.20/LB2EPF579FR

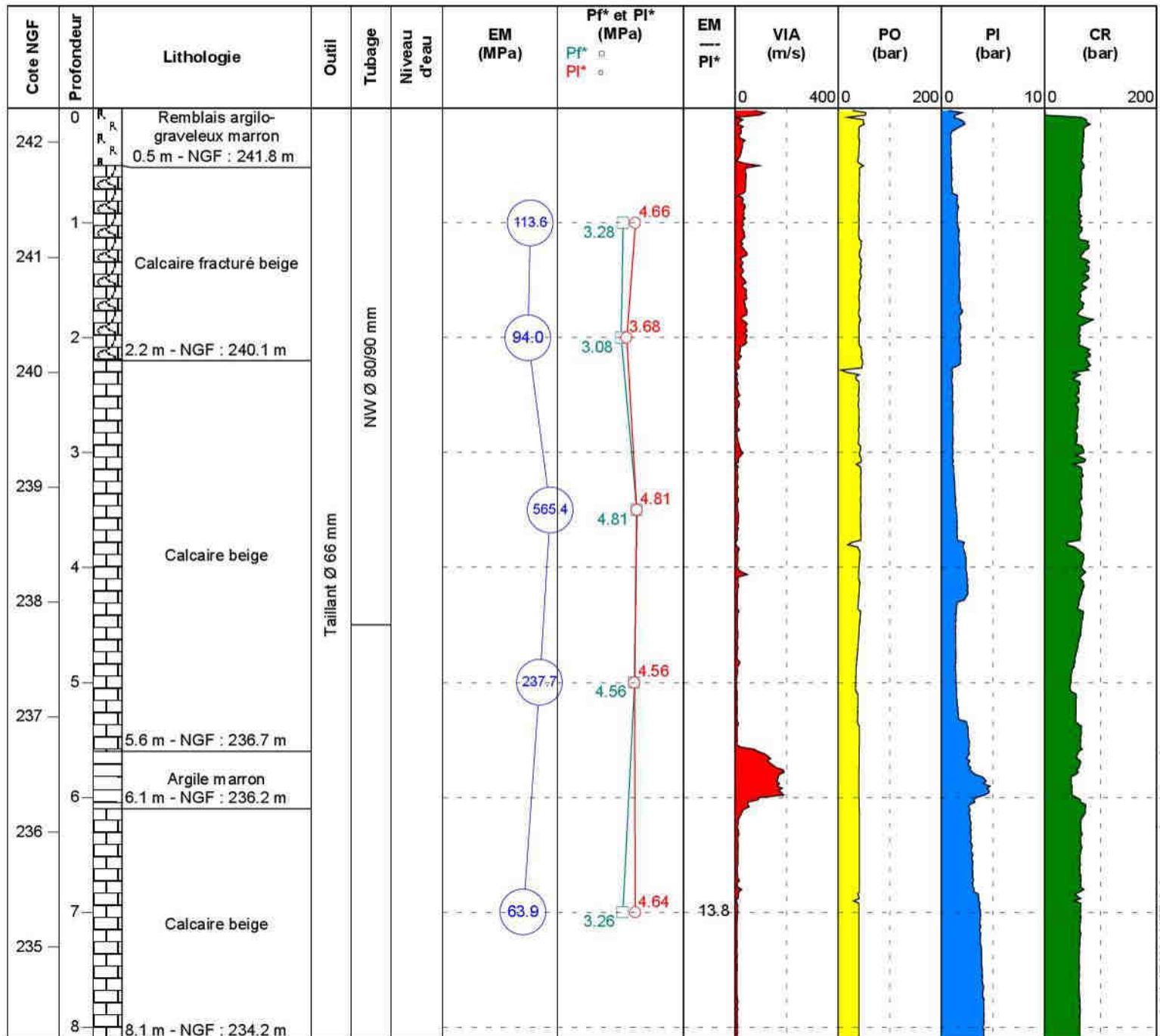


	SAINT VIT (25) - Construction d'un magasin Lidl			Dossier RD12.H.061
	Date : 30/10/2017	Cote NGF : 242.3	Machine : Comacchio GEO 205	Equipe : M236 - P. Lingo

1/50

Forage : PR3

EXGTE 3.20/LB2EPF579FR



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

	Dossier RD12.H.061	
	SAINT VIT (25) - Construction d'un magasin Lidl Date début : 26/10/2017 Cote NGF : 244 Machine : Comacchio GEO 205 Equipe : M236 - P. Lingo	

1/50

Forage : DES2

EXGTE 3.20/LB2EPF579FR

Cote NGF	Profondeur	Lithologie	Profondeur	Cote NGF	Echantillon	Outil	Tubage	Niveau d'eau	VIA (m/s)	PO (bar)	PI (bar)	CR (bar)
244	0	Argile marron-ocre	20 m	242.0	x	Tarière hélicoïdale continue Ø 90 mm	Néant		0 400 0	0 200 0	10 0	0 200
					x							
243	1				x							
	2				x							

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

Dossier RD12.I.003



SAINT VIT (25) - Construction d'un magasin Lidl

Date : 09/01/2018

Cote NGF : 244.8

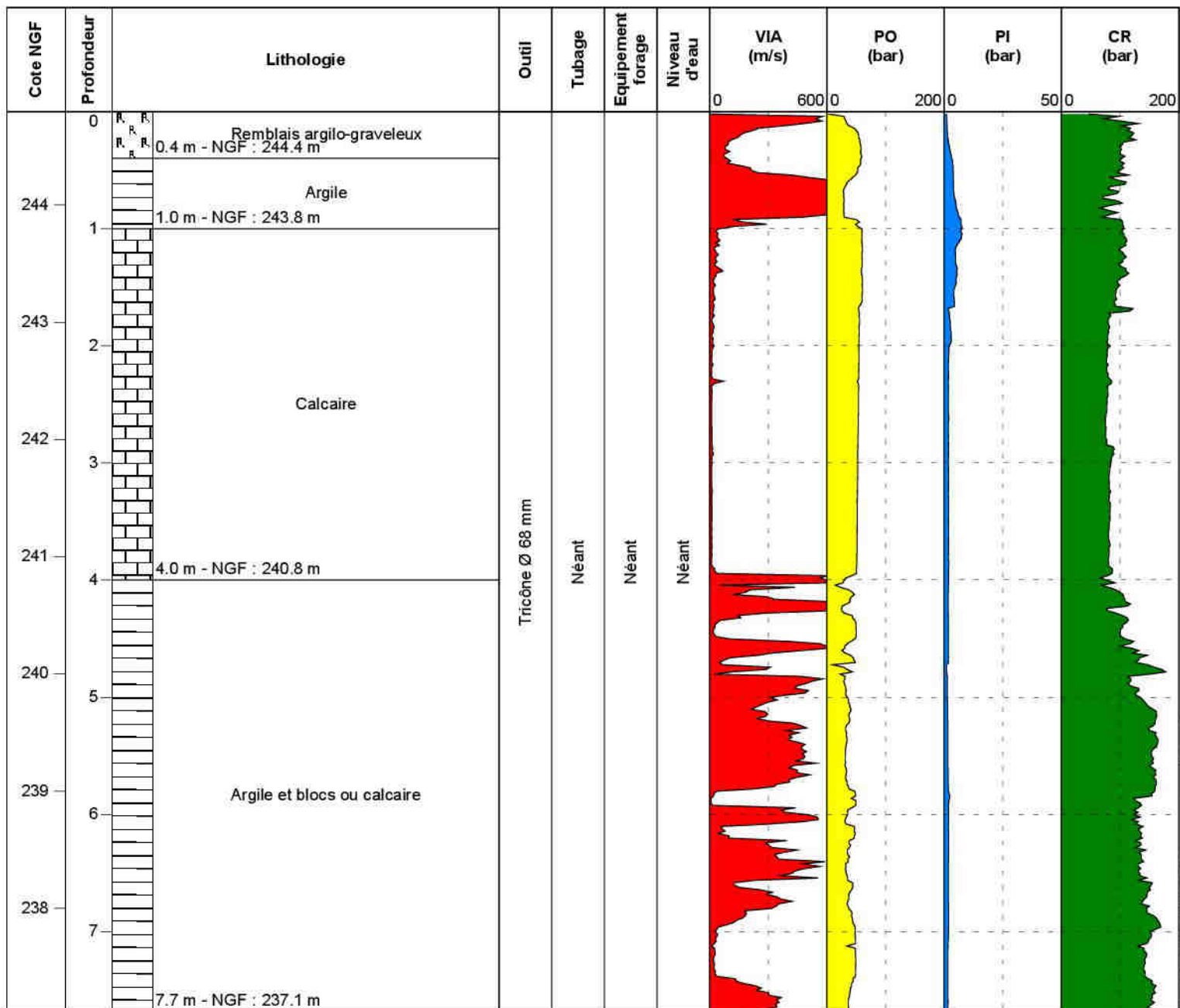
Machine : Sedidril 250 - 75

Equipe : M358 - C.Vandemoere

1/50

Forage : DES15

EXGTE 3.23.1/LB2EPF574FR

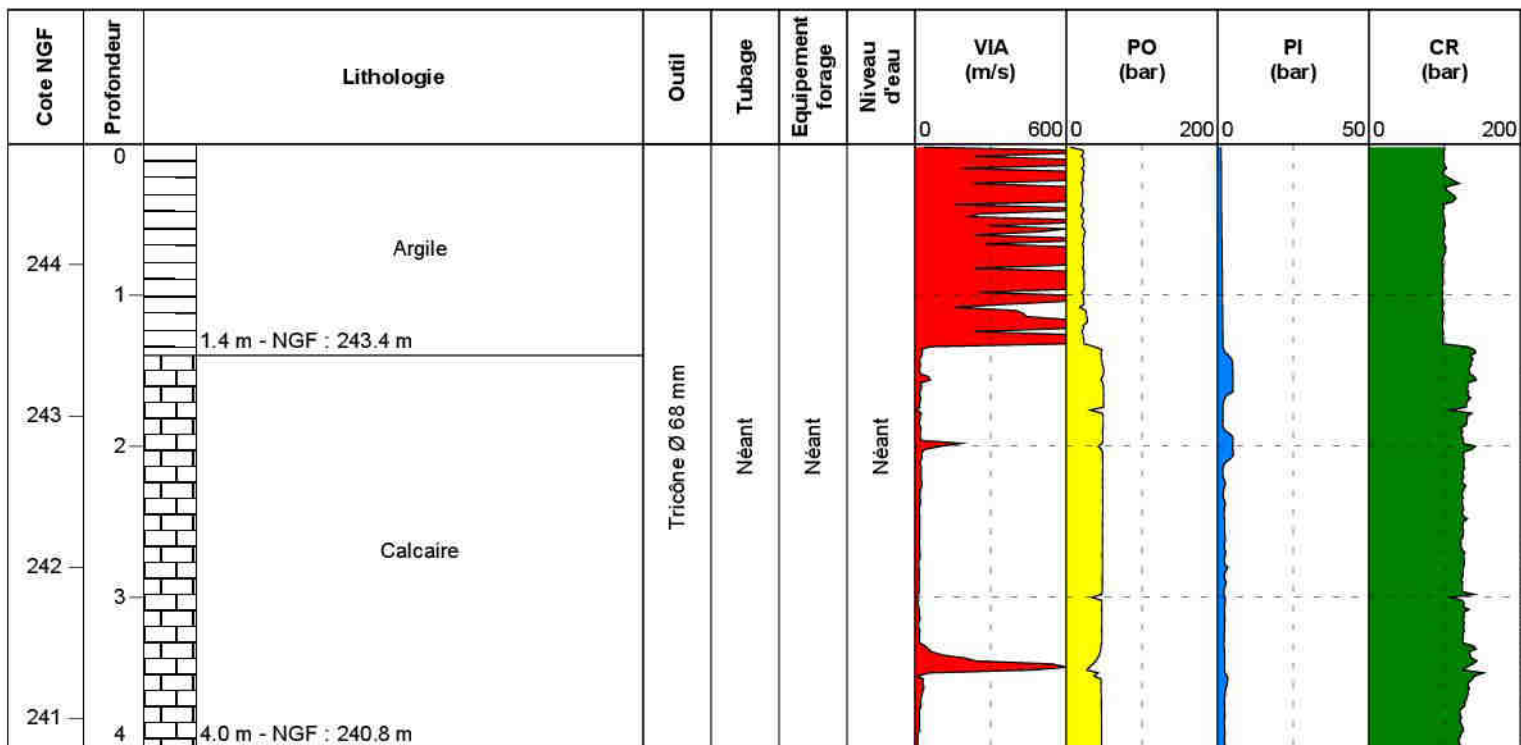


	Dossier RD12.I.003		
	SAINT VIT (25) - Construction d'un magasin Lidl		
Date : 09/01/2018	Cote NGF : 244.8	Machine : Sedidril 250 - 75	Equipe : M358 - C.Vandemoere

1/50

Forage : DES16

EXGTE 3.23.1/LB2EPF574FR



ANNEXE 3 : NOTE DE CALCUL DE DIMENSIONNEMENT DES VOILES



**Note de calcul de dimensionnement
des reprises en sous œuvre par voiles par passes
selon la méthode statique, à partir d'essais pressiométriques**

Hypothèses de calcul

Fondation **Cave Lacomme**

Terrain actuel

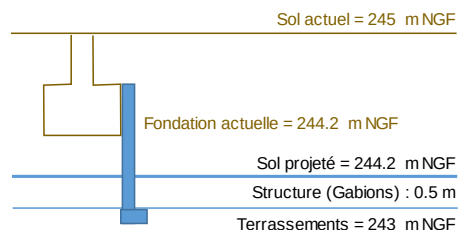
Cote du sol actuel : 245.0 m NGF

Fondation actuelle :

Base : 244.2 m NGF

Largeur : 0.60 m

Longueur : 0.60 m



Projet

Cote du projet (niveau 0.0) : 243.00 m NGF

Structure (Gabions) : 0.50 m

Cote des terrassements : 242.50

Base de la fondation projetée (hors fiche) : 242.50 m NGF

Hauteur de RSO : 1.70 m

Surcharge à l'arrière (q) : 10 kPa

Sondage(s) de référence :

RF

Caractéristiques du sol

Nature : 2 - calcaire altéré et fracturé

Poids volumique humide (γ_h) : 20 kN/m³

Cohésion effective (C') : 0 kPa

Angle de frottement effectif (ϕ') : 35 °

Cohésion non drainée (C_u) : 15 kPa

Angle de frottement non drainé (ϕ_u) : 25 °

Module pressiométrique (E_m) : 50000 kPa

Coefficient rhéologique (α) : 0.50

Résultats des calculs

Hauteur maximale des bandes : 2 m $H_c = 2.35 \text{ m} > H = 2.00 \text{ m}$ **OK**

Nombre de bandes : 1

Largeur maximale d'ouverture : 1.0 m $F = 2.88 > 1.50$ **OK**
(valeur limitée à la largeur du massif +0.2 m de chaque côté)

Longueur minimale de la fiche : 0.20 m $F = 2.86 > 2.00$ **OK**

ANNEXE 4 : NOTE DE CALCUL DE DIMENSIONNEMENT DES MURS DE SOUTÈNEMENT

Données du projet

Numéro d'affaire : RD12.H.061

Titre du calcul : Mur Nord-Est

Lieu : SAINT VIT (25)

Commentaires : N/A

Système d'unités : kN, kPa, kN/m3

γw : 10.0

Couches de sol

	Nom	Couleur	γ	φ	c	Δc	qs clous	pl	KsB	Anisotropie	Favorable	Coefficients de sécurité spécifiques
1	Gabions		21,0	35,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
2	Remblais		20,0	35,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
3	Semelle		21,0	35,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
4	Remblais		19,0	25,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
5	Calcaire		20,0	35,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
6	Remblais pré-existants		19,0	25,00	3,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non

Couches de sol (cont.)

	Nom	Couleur	Γγ	Γc	Γtan(φ)	Type de cohésion	Courbe
1	Gabions		-	-	-	Effective	Linéaire
2	Remblais		-	-	-	Effective	Linéaire
3	Semelle		-	-	-	Effective	Linéaire
4	Remblais		-	-	-	Effective	Linéaire
5	Calcaire		-	-	-	Effective	Linéaire
6	Remblais pré-existants		-	-	-	Effective	Linéaire

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	9,200	8,800	2	10,000	8,800	3	0,000	7,880	4	4,870	7,780	5	9,000	7,700	6	9,000	7,840
8	8,800	7,200	9	9,200	7,200	10	7,950	6,400	11	8,800	6,400	12	10,000	5,450	13	10,980	5,450
15	0,000	5,000	16	7,650	5,000	17	7,950	5,000	18	10,000	5,000	19	10,750	5,000	20	15,000	5,000
22	10,500	4,500															

Segments

	Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2
1	3	4	2	4	5	3	5	6	4	6	7	5	7	1	6	1	2
8	12	13	9	13	14	10	15	16	11	16	21	12	21	22	13	22	19
15	4	16	16	16	17	17	17	18	18	18	19	19	19	13	20	18	12
22	10	11	23	11	8	24	8	9	25	9	7						

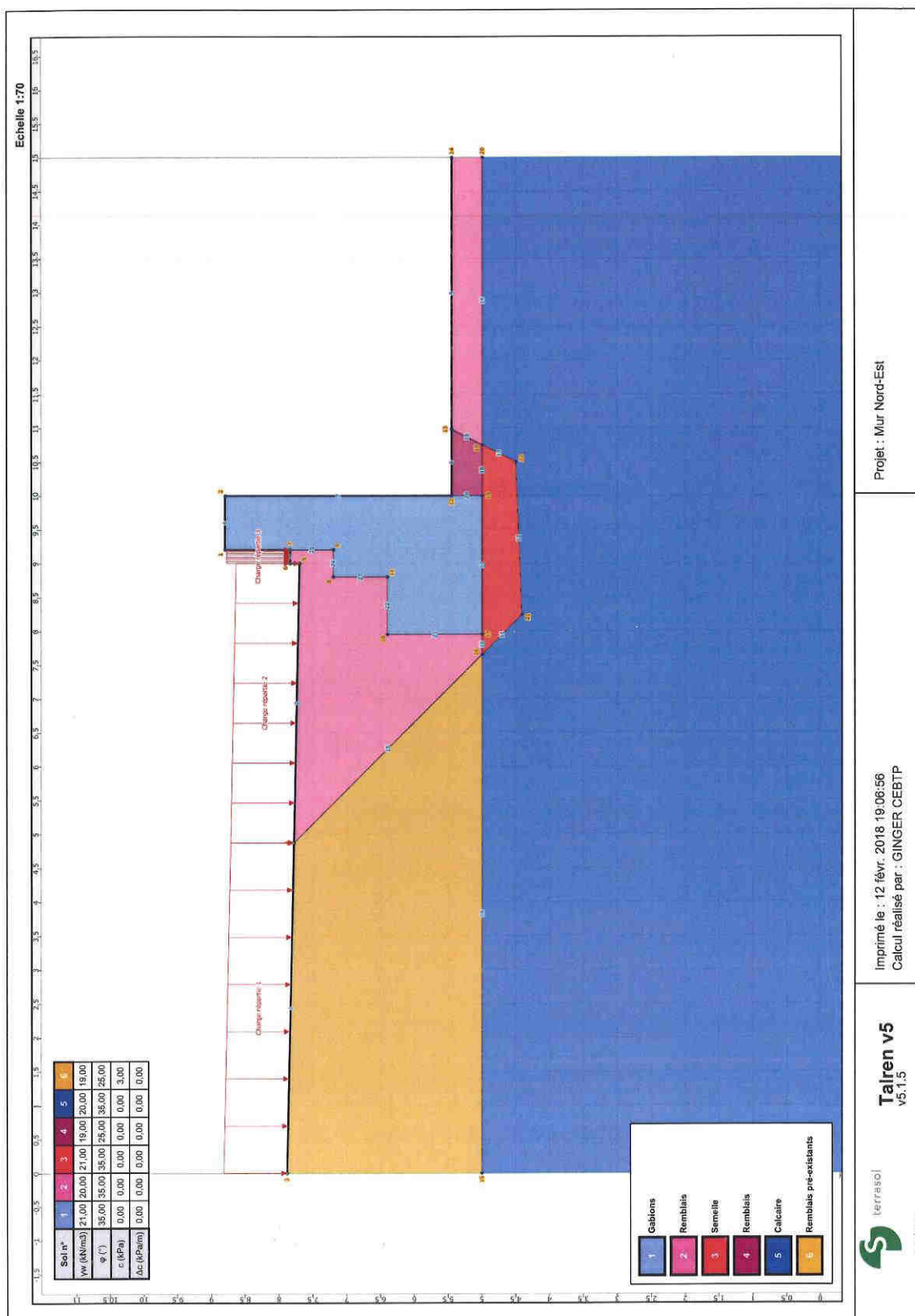
Surcharges réparties

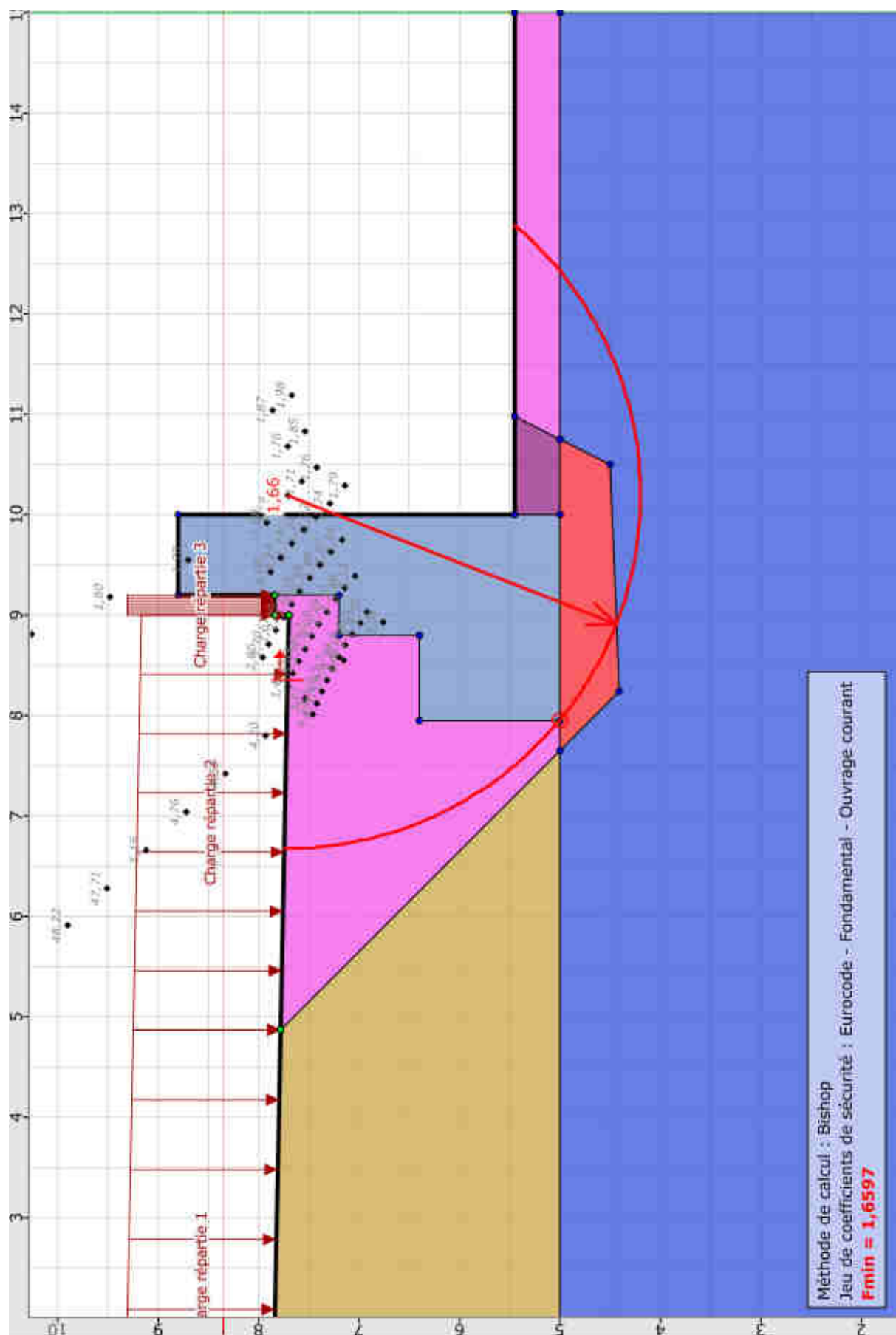
	Nom	X gauche	Y gauche	q gauche	X droite	Y droite	q droite	Ang/horizontale
1	Charge répartie 1	0,000	7,880	10,0	4,870	7,780	10,0	90,00
2	Charge répartie 2	4,870	7,780	10,0	9,000	7,700	10,0	90,00
3	Charge répartie 3	9,000	7,840	10,0	9,200	7,840	10,0	90,00



Talren v5
v5.1.5

Imprimé le : 12 févr. 2018 19:06:55
Calcul réalisé par : GINGER CEBTP
Projet : Mur Nord-Est





ANNEXE 5 : NOTES DE CALCUL DE DIMENSIONNEMENT DES VOIRIES

Dimensionnement des chaussées lourdes avec revêtement bitumineux

DONNEES

MJA	2 PL / jour
Durée de service	20 ans
taux d'accroissement	7 %

classe de trafic	T5
CAM	0.4

NE	1.2 .10 exp4
----	--------------

EV21	1500 bar
EV22	240 bar
EV23	800 bar (PF2)
qc	bar
pl-p0	8 bar

Couche de surface	6 cm
-------------------	------

Couches d'assise	8 cm
Couche de base en	GB
couche de fondation	10 cm
couche de	hf
fondation	Δhf

Couche de forme	55 cm
formule de GRESS	55 cm
formule de Massonnet	54 cm

VERIFICATION AU GEL

Indice de gel HR	120 °C . jour
Indice de gel HE	220 °C . jour

Classification du sol d'assise	SGn	non gélif (D1 D2, D3, D4)
	SGp	peu gélif (A4, B1, B2, B3, B4)
	x SGt	très gélif (A1, A2, A3, B5, B6)

Hauteur de sol SGp	55 cm
--------------------	-------

QPF	5.6	On retiendra 4
QS	2.5	
Z	7.3	
IA	165	

Nouveau Z - HE	9.2
----------------	-----

HORS GEL HR	OK
-------------	----

HORS GEL HE	NON	surépaisseur 19 cm
-------------	-----	--------------------

SYNTHESE

Couche de surface (roulement et liaison)

BBSG

6 cm

Couche d'assise (base)

Grave Bitume 0/20 de catégorie 2 (au sens des recommandations pour les chaussées neuves à faible trafic du SETRA) dosée à 4 %

8 cm

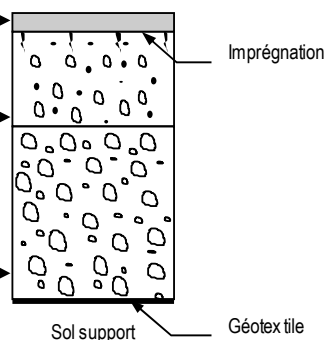
Couche d'assise (fondation) et Couche de forme

Matériau insensible à l'eau de type D31 (au sens du GTR)

écrêté à 80 mm (forme) et 31.5 mm (fondation)

Attention : surépaisseur de 19 cm nécessaire pour supporter des hivers rigoureux exceptionnels

65 cm



Vérification au gel des places de stationnement en Ecovégétal

DONNEES

MJA	2	PL / jour
Durée de service	10	ans
taux d'accroissement	7	%

classe de trafic	T5
CAM	0.4

NE	0.4 .10 exp4
----	--------------

EV21	1500 bar
EV22	240 bar
EV23	800 bar (PF2+)
qc	bar
pl-p0	8 bar

Couche de surface	cm
-------------------	----

Couches d'assise	20	cm
Couches d'assise en	GNT	
total		
couche de base		cm
couche de	hf	cm
fondation	Δhf	cm

Couche de forme	45 cm
formule de GRESS	54.69 cm
formule de Massonnet	53.75 cm

VERIFICATION AU GEL

Indice de gel HR	120 °C . jour
Indice de gel HE	220 °C . jour

Classification du sol d'assise		SGn	non gélif (D1 D2, D3, D4)
		SGp	peu gélif (A4, B1, B2, B3, B4)
	x	SGt	très gélif (A1, A2, A3, B5, B6)

Hauteur de sol SGn	65 cm
--------------------	-------

QPF	4.4	On retiendra 4
QS	2.5	
Z	6.5	
IA	140	

Nouveau Z - HE	9.2
----------------	-----

HORS GEL HR	OK
-------------	----

HORS GEL HE	NON	surépaisseur	27 cm
-------------	-----	--------------	-------

SYNTHESE

