



UNE EXPERTISE QUI FAIT LA DIFFÉRENCE

AVRIL 2012

Dossier NRE2.G.004

## **Etude géotechnique de conception Phase avant-projet (G2 phase AVP)**

**MAIRIE DE SAULCHERY**

**AMENAGEMENT HYDRAULIQUE DES COTEAUX VITICOLES**

**02 310, SAULCHERY**



DIRECTION REGIONALE NORD

**Agence de REIMS**

27 A, rue des Blancs-Monts

51350 CORMONTREUIL

Téléphone : 03 26 87 86 00

Télécopie : 03 26 87 86 01

Email : [cebtpr.reims@groupe-cebtp.com](mailto:cebtpr.reims@groupe-cebtp.com)

*MAIRIE DE SAULCHERY***AMENAGEMENT HYDRAULIQUE DES COTEAUX VITICOLES**

SAULCHERY (02)

**ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION PHASE AVANT-PROJET**

Dossier : NRE2.G.004

Réf. rapport : NRE2.G.004

Contrat : NRE2.F.0460

Indice	Date	Chargé d'affaire	Visa	Vérifié par	Visa	Contenu	Observations
1	19/04/16	F. QUATREVAUX		D. PICAULT		59 pages 4 annexes	

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

<b>1</b>	<b>PLANS DE SITUATION .....</b>	<b>5</b>
1.1	EXTRAIT DE CARTE IGN.....	5
1.2	IMAGE AERIENNE .....	5
1.3	PLAN D'AMENAGEMENT D'ENSEMBLE.....	6
<b>2</b>	<b>CONTEXTE DE L'ETUDE.....</b>	<b>7</b>
2.1	DONNEES GENERALES.....	7
2.1.1	Généralités.....	7
2.1.2	Documents communiqués.....	7
2.2	DESCRIPTION DU SITE .....	7
2.2.1	Topographie, occupation du site et avoisinants .....	7
2.2.2	Contextes géotechnique, hydrogéologique et sismique .....	9
2.3	CARACTERISTIQUES DE L'AVANT-PROJET .....	11
2.4	MISSION GINGER CEBTP .....	14
<b>3</b>	<b>INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES .....</b>	<b>16</b>
3.1	PREAMBULE .....	16
3.2	IMPLANTATION.....	16
3.3	SONDAGES, ESSAIS ET MESURES IN SITU .....	16
3.4	ESSAIS EN LABORATOIRE .....	18
<b>4</b>	<b>SYNTHESE DES INVESTIGATIONS.....</b>	<b>19</b>
4.1	PREMIERE APPROCHE D'UN MODELE GEOLOGIQUE .....	19
4.2	CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DES SOLS .....	23
4.3	PREMIERE APPROCHE DE MODELE HYDROGEOLOGIQUE .....	24
4.3.1	Piézométrie.....	24
4.3.2	Inondabilité.....	25
<b>5</b>	<b>PRINCIPES GENERAUX DE CONSTRUCTION (AVANT-PROJET).....</b>	<b>26</b>
5.1	ANALYSE DU CONTEXTE ET PRINCIPES D'ADAPTATION .....	26
5.2	ADAPTATION GENERALE DE L'AVANT-PROJET : REALISATION DES TERRASSEMENTS	27

5.2.1	Traficabilité en phase chantier .....	27
5.2.2	Terrassabilité des matériaux .....	28
5.2.3	Drainage en phase chantier .....	28
5.2.4	Réalisation des remblais .....	28
<b>5.3</b>	<b>TALUTAGE DES BASSINS .....</b>	<b>29</b>
5.3.1	Bassins en déblai sans murs de soutènement .....	30
5.3.1.1	BASSIN A .....	30
5.3.1.2	BASSIN G .....	33
5.3.1.3	BASSIN J .....	36
5.3.2	Bassins avec murs de soutènement .....	39
5.3.2.1	BASSIN D .....	39
5.3.2.2	BASSIN E .....	42
5.3.3	Synthèse .....	48
<b>5.4</b>	<b>FONDATIONS SUPERFICIELLES PAR SEMELLES FILANTES POUR LES MURS DE SOUTÈNEMENT (BASSINS E ET D) .....</b>	<b>49</b>
5.4.1	Préambule .....	49
5.4.2	Prescriptions générales .....	50
5.4.3	Prédimensionnement des fondations .....	50
<b>5.5</b>	<b>CANALISATIONS .....</b>	<b>52</b>
5.5.1	Portance des fonds de fouilles .....	52
5.5.2	Modalité de terrassement .....	52
5.5.3	Tranchées .....	53
5.5.3.1	Remblai : réutilisation des matériaux .....	53
5.5.3.2	Matériaux utilisables en remblai .....	54
5.5.3.3	Conditions de réemploi des matériaux du site .....	57
<b>6</b>	<b>OBSERVATIONS MAJEURES .....</b>	<b>59</b>

**ANNEXE 1 – NOTES GENERALES SUR LES MISSIONS GEOTECHNIQUES**

**ANNEXE 2 – SONDAGES IN-SITU**

**ANNEXE 3 – ESSAIS EN LABORATOIRE**

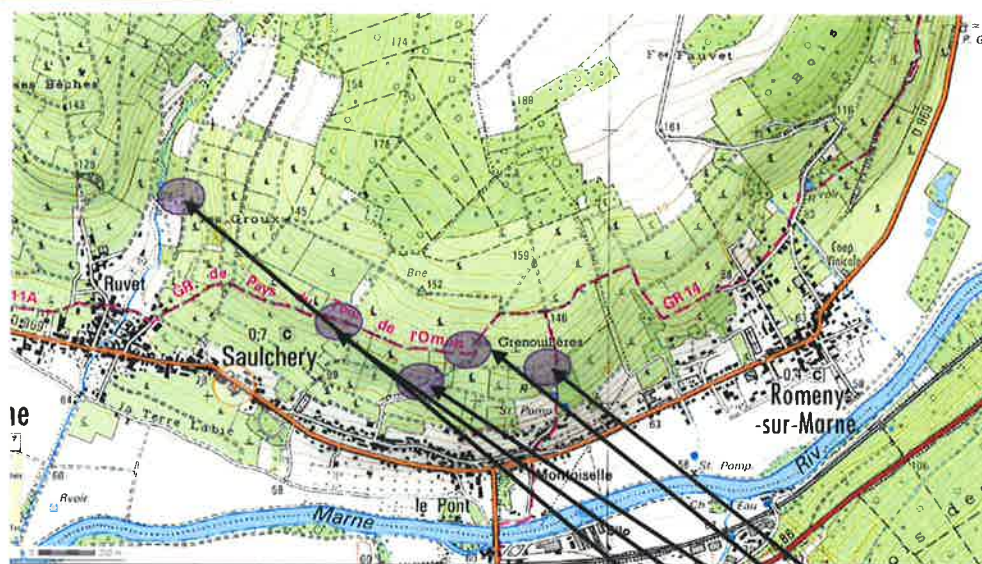
**ANNEXE 4 – SCHEMA D'IMPLANTATION DES SONDAGES**



## 1 PLANS DE SITUATION

Les sites concernés par le projet sont localisés sur les carte et photographie aérienne de SAULCHERY ci-dessous :

### 1.1 Extrait de carte IGN



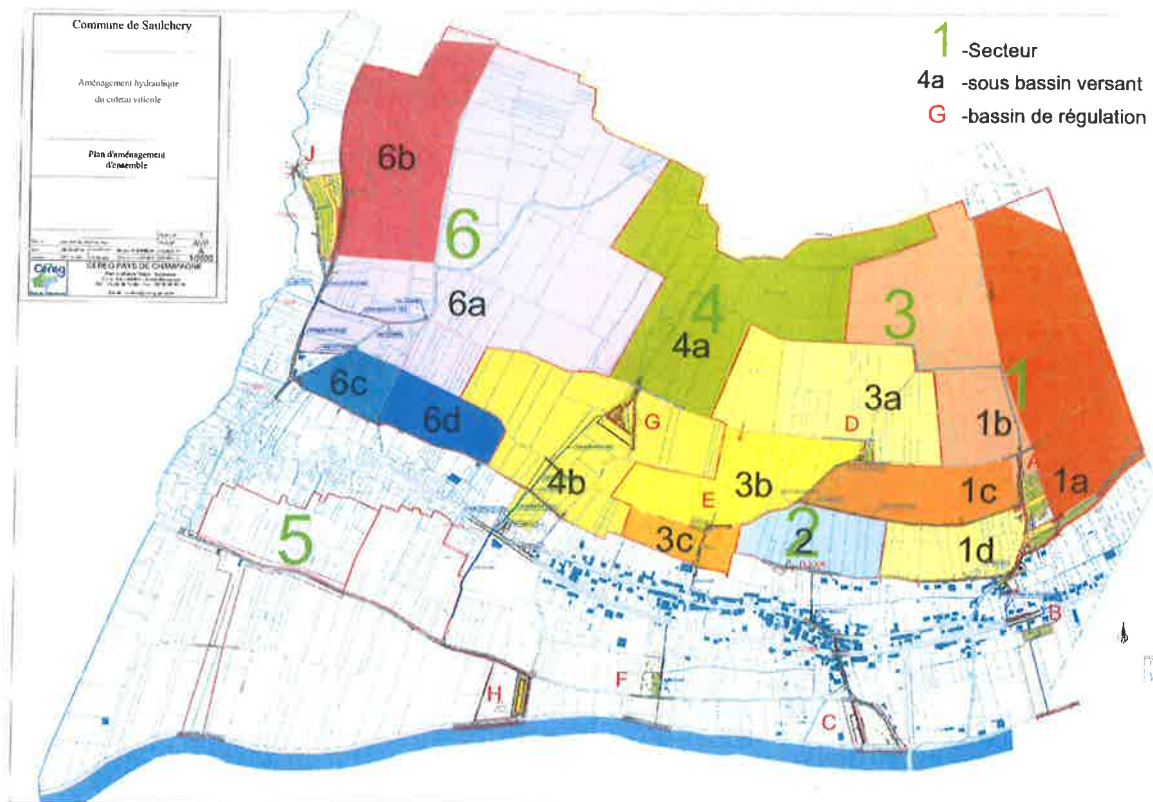
Source : Geoportail

### 1.2 Image aérienne



Source : Geoportail

### 1.3 Plan d'aménagement d'ensemble



## 2 CONTEXTE DE L'ETUDE

---

### 2.1 Données générales

#### 2.1.1 Généralités

Nom de l'opération : AMENAGEMENT HYDRAULIQUE DES COTEAUX VITICOLES,

Localisation / adresse : LES GROUX ET LES GRENOUILLERES

Commune : SAULCHERY,

Code postal : 02 310,

Demandeur de la mission : CEREG,

Client : MAIRIE DE SAULCHERY.

#### 2.1.2 Documents communiqués

Les documents qui nous ont été transmis et ont été utilisés dans le cadre de cette étude sont les suivants :

- Plans d'aménagement,
- Plans de détails,
- Coupes des projets,
- Plans topographiques.

### 2.2 Description du site

#### 2.2.1 Topographie, occupation du site et avoisinants

Les sites concernés par les aménagements sont localisés sur le coteau situé au nord de la commune de SAULCHERY. Il s'agit de parcelles communales ou privatives visualisées sur les photographies ci-après :





**PHOTO 1 : parcelle ZB 18 – implantation du futur bassin J. Il s'agit d'une friche présentant un fort dénivelé vers l'Ouest.**



**PHOTO 2 : parcelle ZI 87 – implantation du bassin G. Il s'agit d'une parcelle communale qui a servi de décharge et qui comprend un bassin de rétention en contrebas.**



**PHOTO 3 : parcelles ZE – 124 (propriété communale) et ZE – 95, 96, 97, 98 et 125 – implantation du bassin E. Il s'agit d'un bassin existant et d'une partie des vignes alentours.**





**PHOTO 4 : parcelles ZC - 76 et 77 (parcelles communales) et ZC – 74 et 75- Implantation du bassin D. il s'agit d'un bassin existant et quelques rangées de vignes.**

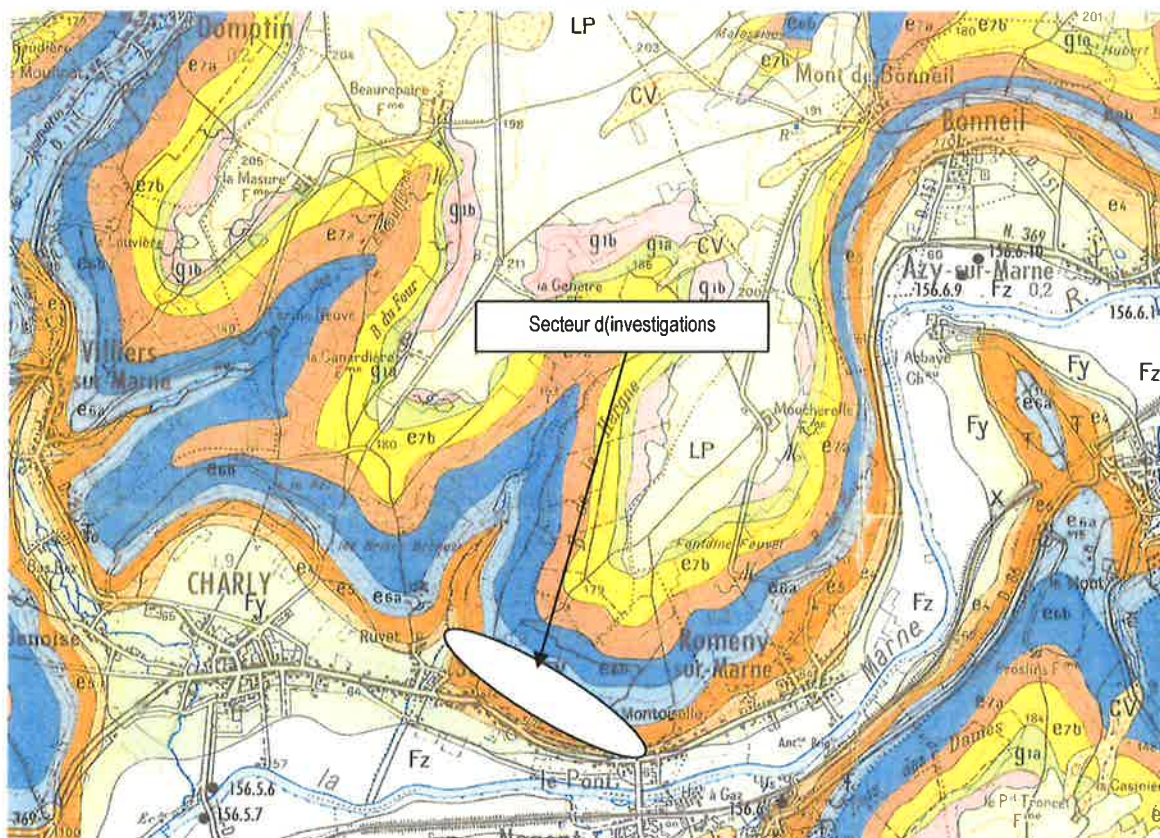


**PHOTO 5 : parcelle ZD – 99 – implantation du bassin A. Il s'agit d'une parcelle communale occupée par des broussailles et des arbustes.**

### 2.2.2 Contextes géotechnique, hydrogéologique et sismique

D'après notre expérience locale et les données du BRGM (Bureau de Recherches Géologiques et Minières) issues de la carte géologique de **CHATEAU-THIERRY** à l'échelle 1/50000<sup>ème</sup>, la géologie du site serait constituée, sous une couche superficielle de remblai ou de terre végétale, par le substratum Eocène du Marinésien (marnes et calcaires).

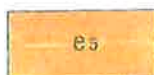
L'extrait de carte ci-après situe la zone d'étude sur un plan géologique.



## LEGENDE



- E6 - Calcaires lacustres indifférenciés
- E6b - Bartonien moyen (Marinésien)
  - Calcaire de Saint-Ouen (s. l.)
- E6a - Bartonien inférieur (Auversien)
  - Sables et grès



- Lutétien supérieur :
  - Marnes et caillasses, Calcaire à Cérithes,
  - Calcaire à Ditrupa et Miliolites
- Lutétien inférieur :
  - Calcaire à Nummulites laevigatus

## Extrait de la carte géologique de CHATEAU-THIERRY

Le Marinésien est un épisode géologique caractérisant le faciès du calcaire de Saint Ouen. Celui-ci est généralement constitué de marnes calcaires blanches, de bancs calcaires plus ou moins compacts et de couches argileuses vertes déterminant des niveaux d'eau plus ou moins importants lors du dépôt. La particularité de ce faciès est sa grande hétérogénéité d'un point de vue lithologique (liée au mode de mise en place de la formation au fil des temps géologiques).

Compte tenu de la déclivité du secteur d'étude, il apparaît vraisemblable de retrouver une épaisseur plus ou moins importante de matériaux colluvionnés en surface issus du démantèlement du substratum en amont.

Enfin, les cartes des aléas éditées par le BRGM (inondation, cavité, sismicité, glissement, retrait/gonflement) et/ou les plans de prévention des risques indiquent que :

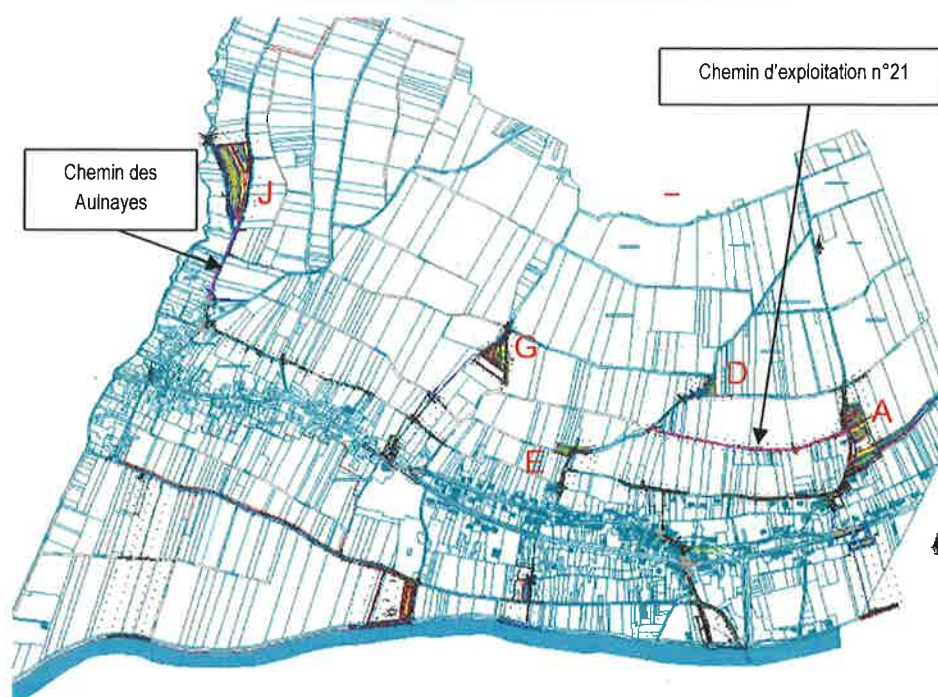
- aucune cavité n'a été répertoriée à proximité du site d'étude ;
- le site d'étude est inséré dans un secteur qui présente une importante déclivité (d'une façon générale). Il convient de prendre en compte ce risque dans l'aménagement ;
- le risque d'inondation par remontée de nappe est faible à moyen au droit des zones d'étude. Toutefois, le risque de coulées de boue se développant en cas de forts épisodes pluvieux peut s'avérer problématique. Un PPR inondation et coulée de boue approuvé en décembre 2012 a été mis en place dans la commune. Les prescriptions de ce dernier devront impérativement être respectées ;
- le risque de retrait gonflement des argiles est faible sur la zone d'étude.

Depuis le 1<sup>er</sup> mai 2011, le nouveau zonage sismique de la France (décret n°2010-1255 du 22/10/2010) est applicable. Le site étudié est classé en zone de sismicité 1 (très faible). Sauf dispositions particulières, en fonction de la catégorie d'importance de l'ouvrage à créer, les règles de construction vis-à-vis du risque sismique sont celles de l'Eurocode 8 (Calcul des structures pour leur résistance aux séismes NF EN1998-1, NF EN1998-5 et annexes nationales associées de septembre 2005).

### 2.3 Caractéristiques de l'avant-projet

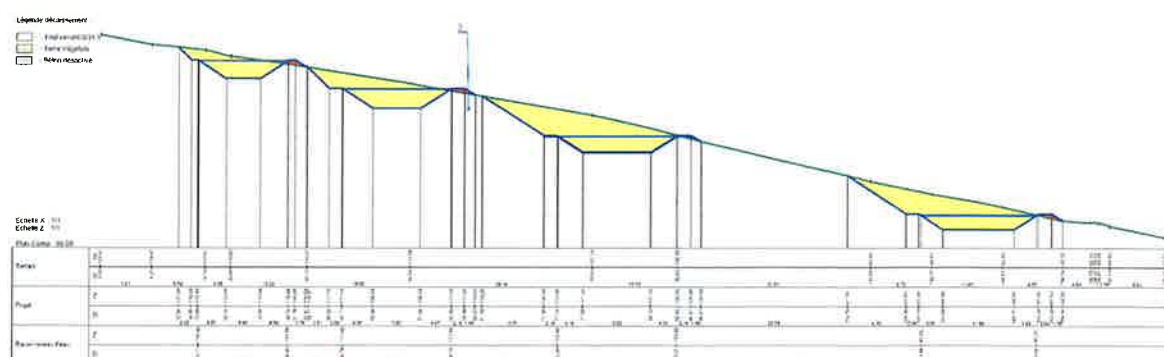
Le projet consiste en la création de 5 bassins notés d'Ouest en Est J, G, E, D et A, ainsi que la mise en place de canalisations de diamètres  $\Phi 600$  mm et  $\Phi 1500$  mm au niveau du chemin des Aulnays et de diamètre  $\Phi 800$  mm au niveau du chemin d'exploitation n°21 (voir plan ci-après) :





Les bassins seront réalisés en déblais impliquant la réalisation de talus de grandes hauteurs (jusqu'à 10.00 m). Pour les bassins D et E, il est prévu en plus des soutènements de type mur en béton armé de 3.00 m de hauteur environ

Les coupes suivantes décrivent les différents bassins prévus



**Coupe du bassin A**

Cet ouvrage va nécessiter la réalisation de déblais allant de 3.00 m à 6.00 m de hauteur et la mise en place de digues en remblais allant de 1.00 m à 1.50 m de hauteur.



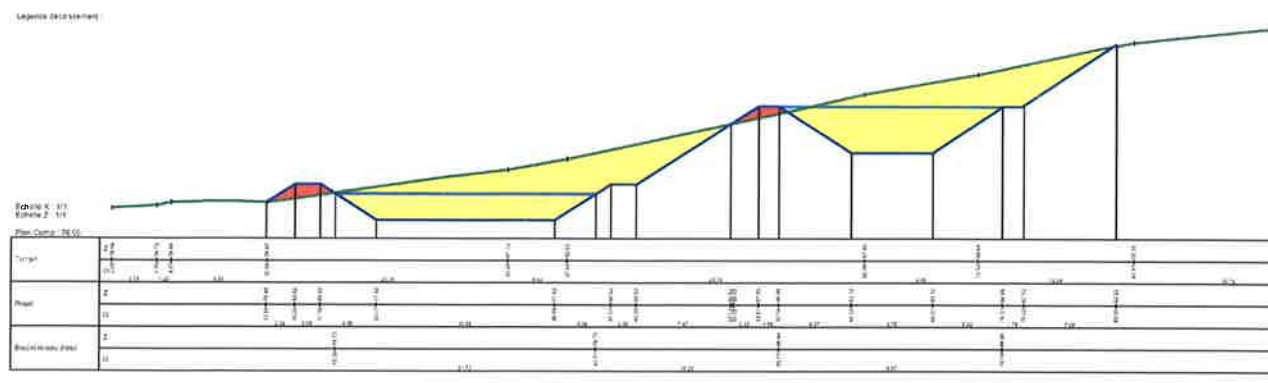
[illegible]

### Coupe bassin E

[illegible]

## Coupe bassin G

Cet ouvrage va nécessiter la réalisation de déblai allant jusqu'à 10.00 m de hauteur.



Coupe bassin J

Cet ouvrage va nécessiter des déblais allant jusqu'à 5.00 m de hauteur et la mise en place de digues en remblais allant jusqu'à 1.50 m de hauteur.

## 2.4 Mission GINGER CEBTP

La mission de GINGER CEBTP est conforme au contrat n°NRE2.F.0460 daté du 19/10/15.

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

La mission comprend, conformément au contrat, les prestations suivantes :

- ✓ Définir un programme d'investigations géotechnique spécifique, le réaliser 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, soutènements, amélioration de sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et des avoisinants)
- ✓ Fournir un aperçu des pentes optimales des talus pouvant être mises en place
- ✓ D'une manière générale, orienter et définir les problématiques potentielles inhérentes au projet d'un point de vue géotechnique.

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

- ✓ La reconnaissance de cavités

- ✓ **La stabilité générale des sites (paramètre important)**
- ✓ L'évolution dans le temps de l'hydrogéologie locale
- ✓ Les études de pollutions
- ✓ La reconnaissance des anomalies géotechniques situées en dehors de l'emprise des investigations.

Les résultats de la mission G2 phase AVP, réalisée au stade de l'Avant-Projet, si cette mission n'est pas suivie d'une mission G2 phase PRO, ne peuvent pas être utilisés dans un DCE (Document de Consultation des Entreprises).

### 3 INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

#### 3.1 Préambule

Les moyens de reconnaissance et d'essais ont été définis par GINGER CEBTP en accord avec le client.  
Les investigations prévues ont toutes été réalisées.

#### 3.2 Implantation

L'implantation des sondages et des essais in situ figure sur le plan joint en annexe 4 et a été réalisée par GINGER CEBTP en accord avec le client.

Les sondages ont été nivelés par GINGER CEBTP par rapport à des cotes de référence données dans les plans topographiques

#### 3.3 Sondages, essais et mesures in situ

Les investigations suivantes ont été réalisées :

Type de sondage	Quantité	Nom	Prof. / TN
<b>Sondage semi-destructif à la tarière hélicoïdale</b> continue Ø 63 mm	10	FP1	11.00 m
		FP2	11.00 m
		T1	2.00 m*
		T2	3.00 m*
		T3	2.60 m*
		T4	2.00 m*
		T5	3.00 m*
		T6	3.00 m*
		T7	4.00 m*
		T8	2.00 m*
<b>Exécution d'essais pressiométriques.</b> Norme NF P94-110-1	14		
<b>Essai au pénétromètre dynamique type DPSH-B</b>	13	PD1	4.00 m*



Norme NF EN ISO 22476-2		PD2	6.00 m
		PD3	6.00 m
		PD4	6.00 m
		PD5	2.56 m*
		PD6	5.00 m*
		PD7	6.00 m
		PEN1	3.40 m*
		PEN2	4.00 m
		PEN3	3.00 m*
		PEN4	3.60 m*
		PEN5	4.00 m
		PEN6	4.00 m
Puits à la pelle hydraulique	4	PM1	2.00 m
		PM2	2.00 m
		PM3	2.00 m
		PM4	2.40 m
Sondage carotté en diamètre 110 mm	6	FP1	3.00 m
		SC1	6.00 m
		SC2	6.00 m
		SC3	10.00 m
		SC4	6.00 m
		SC5	6.00 m

**\*profondeur de refus**

Les coupes des sondages, les pressiomètres et les pénétromètres sont présentés en annexe 2, où l'on trouvera en particulier les renseignements décrits ci-après :

- **Sondages semi-destructifs à la tarière continue et destructifs au tricône:**
  - coupe des sols.
- **Essais pressiométriques :**
  - module pressiométrique :  $E_M$  (MPa)
  - pression limite nette :  $p_l^*$  (MPa)
  - pression de fluage nette :  $p_r^*$  (MPa)
  - rapport  $E_M/p_l^*$ .
- **Sondages carottés :**
  - coupe détaillée des sols,
  - prélèvement d'échantillons intacts sous gaine PVC.

- **Essais au pénétromètre dynamique type DPSH-B :**

- diagramme donnant la résistance dynamique  $q_d$  en fonction de la profondeur et calculée selon la formule des Hollandais.

- **Puits de reconnaissance à la pelle :**

- coupe détaillée des sols,
- tenue des fouilles,
- prélèvements d'échantillons remaniés,

Les paramètres associés aux essais pénétrométriques sont portés directement sur les coupes de forage.

Nota : les feuilles de sondages peuvent également contenir des informations complémentaires dont les niveaux d'eau éventuels, les incidents de forage, etc ...

### 3.4 Essais en laboratoire

7 essais de cisaillement consolidés et drainés ont été effectués sur les échantillons prélevés dans les sondages carottés.

Caractéristiques mécaniques	Nombre	Norme
Cisaillement direct consolidé lent (CD)	7	NF P94-071

De plus, 8 classifications GTR ont été réalisées sur des échantillons provenant de tous les sites.

Identification des sols	Nombre	Norme
Classification des sols (GTR)	8	NF P11-300
Teneur en eau pondérale W	8	NF P94-050
Analyse granulométrique par tamisage	8	NF P94-056
Valeur au bleu du sol (VBS)	8	NF P94-068
Indice Portant Immédiat (IPI)	9	NF P94-078
Essai de compactage à l'essai Proctor Normal	1	NF P94-093

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

## 4 SYNTHÈSE DES INVESTIGATIONS

### 4.1 Première approche d'un modèle géologique

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

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

L'analyse et la synthèse des résultats des investigations réalisées ont permis de dresser les coupes géotechniques schématiques pour chaque site ci-après :

#### **BASSIN J : ( sondages SC1, SC2, T7, T8, PD1, PD2)**

##### **Formation n° 0 : terre végétale**

Profondeur : de 0.00 m à 0.30 m environ.

##### **Formation n° 1 : marne calcaire avec passages sableux, parfois grésifiés, et argileux partir de 2.00 m de profondeur.**

Profondeur : de 0.30 m à 6.00 (profondeur maximale investiguée).

Caractéristiques géotechniques :

- résistance dynamique de pointe (qd) de 3.0 à > 25.0 MPa (refus dans cette formation)

#### **BASSIN G : (sondages SC3, PD3, PM1)**

##### **En partie haute : (sondages SC3, PD3)**

##### **Formation n° 0 : terre végétale**

Profondeur : de 0.00 m à 0.05 m environ.

##### **Formation n° 1 : remblai hétérogène constitué d'alternance de limon, marne, argile, sable plus ou moins grésifié et briques rouges.**

Profondeur : de 0.05 m à 10.00 m (profondeur maximale investiguée)

Caractéristiques géotechniques :

- résistance dynamique de pointe (qd) de 3.0 à 11.0 MPa.

***En partie basse : (sondage PM1)***

**Formation n° 0 : terre végétale**

Profondeur : de 0.00 m à 0.10 m environ.

**Formation n° 1 : limon marron avec blocs calcaires**

Profondeur : de 0.10 à 1.10 m environ.

Caractéristiques géotechniques : pas d'essai

**Formation n° 2 : marne avec éléments calcaires**

Profondeur : de 1.10 m à 2.00 m (profondeur maximale investiguée)

Caractéristiques géotechniques : pas d'essai

**BASSIN E : (sondages FP1, PD4)**

**Formation n° 0 : terre végétale**

Profondeur : de 0.00 m à 0.25 m environ.

**Formation n° 1 : limon avec granules calcaires**

Profondeur : de 0.25 à 1.00 environ.

Caractéristiques géotechniques :

- pression limite ( $p_l$ ) = 1.14 MPa (1 essai),
- module pressiométrique ( $E_M$ ) = 8.7 MPa (1 essai),
- résistance dynamique de pointe ( $q_d$ ) de 3.0 à 4.0 MPa.

**Formation n° 2 : sable à passage induré**

Profondeur : de 1.00 m à 2.50 m environ

Caractéristiques géotechniques :

- pression limite ( $p_l$ ) = 1.39 MPa (1 essai),
- module pressiométrique ( $E_M$ ) = 7.0 MPa (1 essai),
- résistance dynamique de pointe ( $q_d$ ) de 4.0 à 13.0 MPa.

**Formation n° 3 : marne**

Profondeur : de 2.50 m à 11.00 m (profondeur maximale investiguée)



Caractéristiques géotechniques :

- pression limite ( $p_l$ ) de 1.56 à 3.55 MPa,
- module pressiométrique ( $E_M$ ) de 14.3 à 44.3 MPa,
- résistance dynamique de pointe ( $q_d$ ) de 6.0 à 25.0 MPa.

**BASSIN D : (sondages FP2, PD5, PM2)**

**Formation n° 0 : terre végétale**

Profondeur : de 0.00 m à 0.10 m environ

**Formation n° 1 : limon marron avec blocs calcaires**

Profondeur : de 0.10 m à 0.60 m environ.

Caractéristiques géotechniques :

- résistance dynamique de pointe ( $q_d$ ) de 5.0 à 6.0 MPa.

**Formation n° 2 : marne calcaire**

Profondeur : de 0.60 à 11.00 (profondeur maximale investiguée).

Caractéristiques géotechniques :

- pression limite ( $p_l$ ) de 1.63 à 4.81 MPa,
- module pressiométrique ( $E_M$ ) de 9.6 à 135.0 MPa,
- résistance dynamique de pointe ( $q_d$ ) de 6.0 à > 25.0 MPa (refus dans cette formation)

**BASSIN A : (sondages SC4, SC5, PD6, PD7, PM3, PM4)**

**Formation n° 0 : terre végétale**

Profondeur : de 0.00 m à 0.15 m environ.

**Formation n° 1 : limon**

Profondeur : de 0.15 à 0.55/1.00 environ

Caractéristiques géotechniques :

- résistance dynamique de pointe ( $q_d$ ) de 1.0 à 3.0 MPa.

**Formation n° 2 : marne sableuse à passages grésifiés**

Profondeur : de 0.55/1.00 m à 2.40/6.00 m (profondeur maximale investiguée en SC4)

Caractéristiques géotechniques :

- résistance dynamique de pointe (qd) de 5.0 à > 25.0 MPa (refus dans cette formation en PD6)

### Formation n° 3 : sable avec passages grésifiés

Profondeur : de 0.80/2.40 m à 6.00 m (profondeur maximale investiguée en SC5)

Caractéristiques géotechniques :

- résistance dynamique de pointe (qd) de 3.0 à 10.0 MPa.

## **CANALISATIONS**

### **CHEMIN RURAL DES AULNAYES (sondages T1, T2)**

#### Formation n° 1 : remblai limoneux avec briques et calcaire

Profondeur : de 0.00 m à 1.00 m environ

Caractéristiques géotechniques :

- résistance dynamique de pointe (qd) de 2.0 à 3.0 MPa.

#### Formation n° 2 : marne calcaire

Profondeur : de 1.00 m à 3.40 m (profondeur maximale investiguée)

Caractéristiques géotechniques :

- résistance dynamique de pointe (qd) de 4.0 à > 25.0 MPa (refus)

### **CHEMIN D'EXPLOITATION n°21 : (sondages T3, T4, T5, T6)**

#### Formation n° 1 : marne à éléments calcaires

Profondeur : de 0.00 m à 4.00 m (profondeur maximale investiguée).

Caractéristiques géotechniques :

- résistance dynamique de pointe (qd) de 2.0 à > 25.0 MPa (refus).

#### Remarques :

- Nous rappelons qu'il n'est pas toujours évident de distinguer les variations horizontales et/ou verticales éventuelles, inhérentes aux changements de faciès, compte tenu de la surface investiguée par rapport à celle concernée par le projet. De ce fait, les caractéristiques indiquées précédemment ont un caractère représentatif mais non absolu.

- Les essais de pénétration dynamique des sols étant des sondages dits « aveugles », la géologie des terrains ainsi que les limites de couches sont interprétées ou extrapolées à partir des diagrammes et notamment des valeurs de compacité du sol. La nature des terrains et leur compacité devront, par conséquent, être confirmées lors des travaux.

#### 4.2 Caractéristiques physiques des sols

Les procès verbaux des essais en laboratoire sont insérés en annexe 3. Les résultats de ces essais sont synthétisés ci-après :

Reference échantillon	Type de sol	Prof (m)	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Cisaillement CD	
				$\varphi'$ (°)	C' (kPa)
FP1	Sable	1.80 – 1.95	1.59	35	15
SC1	Marne	2.10 – 2.25	12.7	39	4
	Argile	3.00 – 3.20	15.1	28	22
SC2	Marne	0.50 à 0.70	19.5	30	35
SC3	Sable gréseux	9.65 à 9.80	15.6	41	14
SC4	Marne calcaire	3.20 à 3.35	16.4	46	7
SC5	Sable gréseux	4.20 à 4.45	16.5	36	13

#### Légende :

$\varphi'$  / C' : Angle de frottement et cohésion effectifs

Dans le tableau ci-dessous sont reportés les résultats des essais d'identification sur matériaux non rocheux :

Sondage	PM1	PM2	PM3	FP2	T2	T3	T6	T7
Sol	Limon	Limon	Marne calcaire	Limon argileux	Limon argileux	Marne	Marne	Marne sableuse
Profondeur (m)	De 1.1 à 2.0	De 1.1 à 2.0	De 1.2 à 2.0	De 0.1 à 0.4	1.0 à 3.0	0.0 à 2.5	0.0 à 3.0	0.0 à 4.0
W naturel (%)	21.9	22.6	33.6	27.7	20.5	29.4	25.2	23.2
Passant à 5 mm (%)	99	83	60	89	98	99	98	89
Passant à 2 mm (%)	98	70	53	84	96	97	93	85

Passant à 80 $\mu\text{m}$ (%)	87	42	42	70	68	84	70	71
VBS	2.4	1.5	1.4	4.6	4.0	2.5	2.5	1.9
W OPN (%)		25.8						
Masse volumique OPN ( $\text{T/m}^3$ )		1.55						
IPI	0.6	15.5	5.9	10.3	1.9	3.7	1.0	0.3
Classification GTR	A <sub>1</sub> th	A <sub>1</sub> m	A <sub>1</sub> h	A <sub>2</sub> m	A <sub>2</sub> th	A <sub>2</sub> h	A <sub>2</sub> th	A <sub>1</sub> th

**Légende :**

IPI : Indice de Portance Immédiat

W : Teneur en eau

Les matériaux du site étudiés correspondent à des sols de classe GTR A<sub>1</sub> et A<sub>2</sub> dans un état hydrique moyen (m) à très humide (th) au moment de nos investigations en février 2016. Ce sont des sols sensibles à l'eau.

On notera qu'en partie aval du bassin A, les sols observés sous le recouvrement de surface sont des sables sur lesquels aucun essai n'a été réalisé. Ils peuvent être cependant assimilés à la classe GTR B<sub>5</sub> ou B<sub>6</sub>.

### 4.3 Première approche de modèle hydrogéologique

#### 4.3.1 Piézométrie

Aucune arrivée d'eau n'a été repérée dans nos sondages géotechniques jusqu'aux profondeurs investiguées lors de notre intervention (du 15 au 22 février 2016). Toutefois, le régime hydrogéologique peut varier en fonction de la saison et de la pluviométrie.

De plus, des horizons plus perméables (granulométrie plus grossière) peuvent être le siège de circulations internes non négligeables. Celles-ci peuvent également se développer à l'interface entre les couches et devenir problématiques en phase terrassement notamment.

Il est à noter également que nos sondages ont pu ne pas repérer les niveaux aquifères du fait de forage de faible diamètre à des profondeurs limitées. Enfin, n'ayant pas d'information sur les niveaux prévisibles des P.H.E., seule une mission complémentaire permettra de préciser cette altitude.



#### 4.3.2 Inondabilité

D'après les données issues du BRGM, la parcelle présente une sensibilité très faible vis-à-vis du risque d'inondation par remontée de la nappe phréatique. Notons toutefois que le risque d'inondation par coulée de boue et ruissellement est non négligeable.

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

## 5 PRINCIPES GENERAUX DE CONSTRUCTION (AVANT-PROJET)

### 5.1 Analyse du contexte et principes d'adaptation

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

#### **>> Contexte géologique et géotechnique :**

Sur l'ensemble des zones concernées par le projet, les niveaux géologiques de surface sont principalement constitués de limon argileux et/ou marne à marno-calcaire présentant une proportion variable en éléments calcaires de granulométrie diverse. Ces formations présentent généralement de bonnes caractéristiques mécaniques.

Toutefois, au niveau du bassin G, on notera la forte épaisseur de remblais (10.00 m) de constitution hétérogène, mais présentant des caractéristiques mécaniques moyennes à bonnes.

Les limons et marnes sont des sols de type A<sub>1</sub> à A<sub>2</sub> selon le guide GTR. Il a également été observé des sables en partie basse du site du bassin A assimilables à la classe GTR B<sub>5</sub> ou B<sub>6</sub>.

Aucun niveau d'eau n'a été rencontré lors de la réalisation de nos sondages géotechniques.

#### **>> Projet :**

Le projet consiste en la création de 5 bassins de rétention : 3 bassins avec redans (J, G, A) dont deux subdivisés en sous-bassins (J et A) et 2 bassins avec des murs de soutènement en béton (D et E).

La mise en place du projet impliquera des terrassements en déblai de l'ordre de 3.00 m à 10.00 m de hauteur par rapport au niveau du terrain libre actuel (d'après les coupes des projets fournies). Il est prévu la mise en place de petites digues en remblai pour les sous-bassins des bassins A et J (hauteur de 1.00 m à 1.50 m maximum) et de remblais à l'arrière des murs de soutènement des bassins D et E sur une hauteur de 4.00 m à 5.50 m.

Les murs de soutènement des bassins D et E pourront être fondés superficiellement sur des semelles filantes descendues à la profondeur hors gel, soit 0.70 m de profondeur par rapport à la plus proche surface soumise aux intempéries.

Les principes d'adaptation **en avant-projet** sont spécifiés ci-après et devront être impérativement respectés.

Nous rappelons que toute modification du projet ou des sols peut entraîner une modification partielle ou complète des adaptations préconisées. Les missions géotechniques en phase projet (G2PRO) et en phase exécution (G3 ou G4) seront alors cruciales et devront, en particulier, étudier la nouvelle configuration.

Dans tous les cas, la mission G2 PRO est impérative pour étudier pour préciser le modèle géotechnique et modéliser au mieux l'ensemble des interactions liées à la mise en place du projet.

## 5.2 Adaptation générale de l'avant-projet : réalisation des terrassements

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

Pour réaliser les différents projets, les terrassements en déblai seront importants, de l'ordre de 3.00 m à 10.00 m de hauteur. Les terrassements en remblai seront de l'ordre de 1.00 m à 1.50 m maximum pour les digues des sous-bassins des bassins A et J et de 4.00 m à 5.50 m à l'arrière des murs de soutènement des bassins D et E.

**Outre la stabilité locale, il est impératif d'étudier la stabilité générale (ZIG géotechnique, compte tenu de la déclivité générale de la zone d'étude) vis-à-vis des travaux qui seront mis en œuvre (excavation de hauteur importante). Ce point devra être traité dans le cadre d'une mission G2PRO.**

### 5.2.1 Traficabilité en phase chantier

Les essais d'identification ont permis de classer une partie des sols extraits en A<sub>1</sub> et A<sub>2</sub>, ce qui définit ces matériaux en sol de classe intermédiaire sensibles à l'eau. En fonction des conditions rencontrées au moment des travaux, l'état hydrique des matériaux de surface est susceptible de varier sensiblement, la traficabilité peut donc également être variable.

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

### 5.2.2 Terrassabilité des matériaux

La réalisation des déblais (en vue d'atteindre les niveaux projetés pour les fonds de bassins) va concerner des formations limoneuses avec des éléments calcaires, des marno-calcaires et des sables à passages grésifiés. Globalement, les travaux pourront être réalisés avec une pelle mécanique de moyenne puissance munie tout de même d'outils spécifiques, tel que le BRH ou le dérocteur, pour traverser les blocs ou bancs calcaires susceptibles d'être rencontrés

### 5.2.3 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 exceptionnellement en cours de terrassement.

Elles seront alors collectées en périphérie et évacuées en dehors de la fouille (captage). Des dispositions spécifiques prévisibles seront adaptées au cas par cas pour assurer la mise au sec de la plateforme de travail à tout moment.

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

Nous conseillons vivement de travailler en période climatique favorable.

La mise en place d'un piézomètre de contrôle peut être envisagée afin de parfaire la connaissance du secteur d'un point de vue hydrogéologique.

### 5.2.4 Réalisation des remblais

Les remblais seront réalisés pour la mise en place des digues des sous-bassins des bassins A et J et à l'arrière des murs de soutènement des bassins D et E.

Les matériaux extraits des terrassements en déblais seront vraisemblablement principalement constitués de sols classés A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub> voire B<sub>5</sub> ou B<sub>6</sub> selon le GTR. Les matériaux présents sur le site dans un état hydrique moyen (m) ou humide (h) sont donc réutilisables pour constituer les digues et les remblais à

mettre en place derrière les murs de soutènement moyennant certaines dispositions selon leur état hydrique au moment des travaux (traitement à la chaux de sols, diminution de l'état hydrique...) définies par le guide GTR.

Les matériaux dans un état hydrique très humide (th) ne pourront pas être réutilisés.

**L'état hydrique des sols potentiellement réutilisés devra donc impérativement être vérifié au démarrage du chantier.**

Le traitement à la chaux nécessite une étude spécifique qui ne fait pas partie de la présente mission, mais peut faire l'objet d'une mission complémentaire en phase projet (G2 PRO)

Il conviendra notamment de vérifier que le sol ne contient pas de sulfates pouvant entraîner la formation de sels expansifs, et de définir les dosages à prévoir. La qualité pouvant être ainsi obtenue devrait permettre de réaliser en une seule opération la préparation de la plateforme et la couche de forme décrite ci-après, à condition d'adapter les épaisseurs traitées en conséquence.

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.

Les remblais seront mis en place après la purge de la terre végétale.

Les matériaux mis en œuvre devront avoir un objectif de densification q3, soit les exigences de compactage suivantes :

- densité sèche moyenne de la couche  $\geq 98.5\%$   $pd_{OPN}$ ,
- densité sèche en fond de couche  $\geq 96\%$   $pd_{OPN}$ .

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 mètres d'épaisseur, à l'aide d'essais au pénétrodensitographe.

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

### **5.3 Talutage des bassins**

Compte tenu de terrassements en déblais relativement importants (de l'ordre de 3.00 m à 10.00 m de hauteur en maximum) pour mettre en place les bassins, il a été demandé de réaliser une étude TALREN



au stade de l'avant-projet pour définir les pentes de talus à mettre en place dans une situation de déblais.

**Cette modélisation ne constitue en rien une étude de stabilité générale de site ni une étude sur les interactions entre les différents éléments du projet. Ces dernières doivent impérativement être réalisées, notamment dans le cadre d'une G2 PRO. Cette mission de conception en phase projet devra, en outre, impérativement confirmer les hypothèses géotechniques et les pentes de talus définies ci-après.**

La stabilité d'un bassin peut être appréhendée grâce au calcul du coefficient de sécurité  $F$  du talus. Ce coefficient est défini comme le rapport entre la somme des forces résistantes sur celle des forces motrices. Ainsi, si le coefficient de sécurité est inférieur à 1 ( $F < 1$ ), les forces motrices sont plus importantes que les forces résistantes et le massif se trouve donc déséquilibré. Si le coefficient de sécurité est supérieur à 1 ( $F > 1$ ), cela signifie que les forces résistantes sont plus importantes. Le massif est alors en état d'équilibre.

Pour pallier aux différentes incertitudes et afin de se placer dans le sens de la sécurité, les géotechniciens considèrent usuellement que la stabilité d'un talus est assurée, lorsque  $F \geq 1.5$  en phase permanente et lorsque  $F \geq 1.3$  en phase provisoire.

Les calculs de stabilité ont été réalisés par modélisation informatique à l'aide du logiciel TALREN 5 (version 5.1.4). La méthode de calcul consiste pour une géométrie donnée à rechercher la surface de glissement correspondant à un coefficient de sécurité minimum. Pour ce faire, le logiciel utilise la méthode de Bishop qui est l'une des méthodes de calcul de stabilité des talus habituellement utilisée.

Pour l'ensemble des bassins étudiés ci-après, nous avons pris l'hypothèse **de l'absence de nappe**.

### 5.3.1 Bassins en déblai sans murs de soutènement

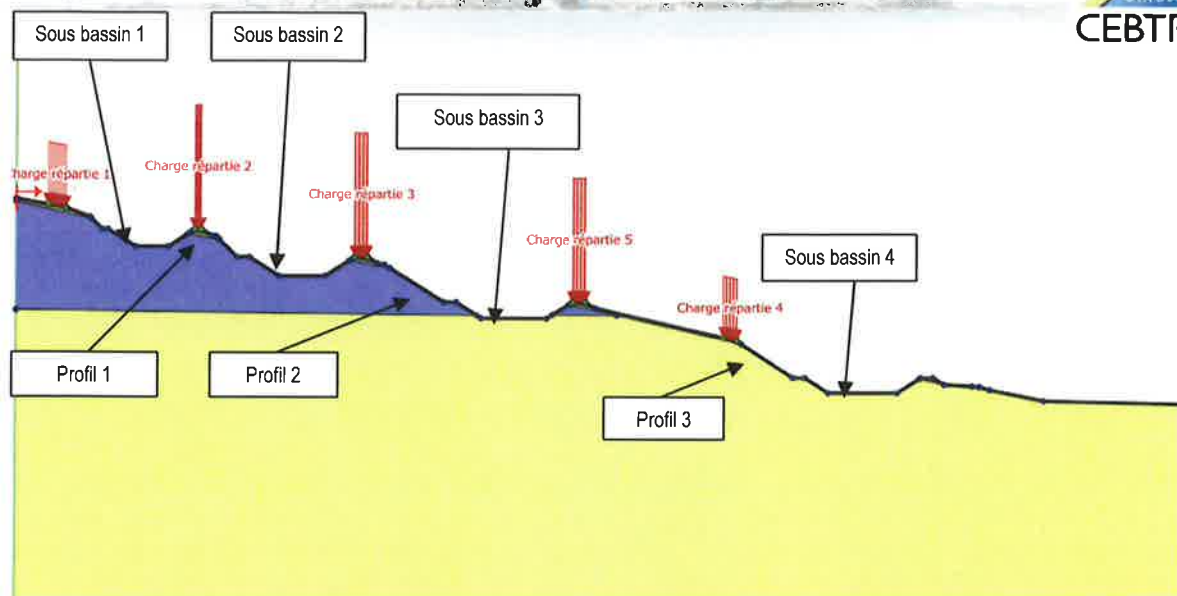
#### **Remarque générale pour les remblais d'apport :**

Les valeurs mécaniques ont été estimées sous toute réserve par GINGER CEBTP. Ces valeurs devront être impérativement validées en G2PRO et contrôlées en phase chantier

#### 5.3.1.1 BASSIN A

Pour les calculs, les hypothèses suivantes ont été retenues

- géométrie basée sur le profil fourni par CEREG (plan n°2 AVP – ind A du 28/10/15) ;



- les caractéristiques intrinsèques à prendre en compte, ont été déterminées au laboratoire (marno-calcaire et sable) ou estimées d'après la nature des sols (remblai des digues et limon) et sont les suivantes (situation à long terme) :

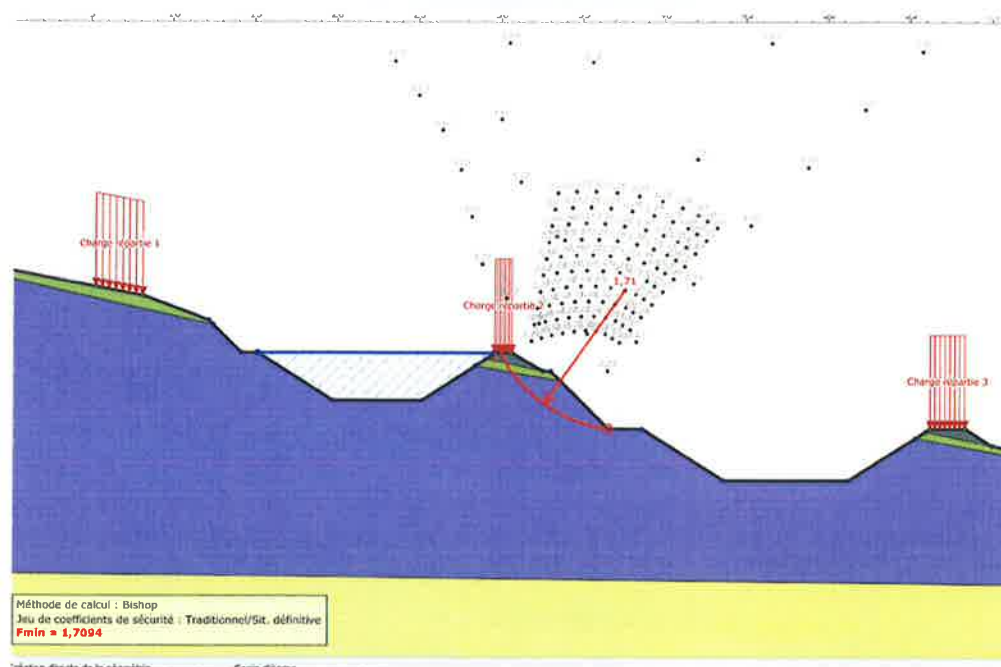
	Nom	Couleur	$\gamma$	$\phi$	c
1	remblai de digue		18,0	25,00	3,0
2	limon		18,0	15,00	5,0
3	marne calcaire		18,0	30,00	10,0
4	sable		18,0	30,00	5,0

- surcharges retenues : 1 t/m<sup>2</sup> en amont du profil, sur les digues entre les sous bassins 2 et 3, sur la digue aval du sous bassin 3 et en amont du sous bassin 4.

Nous avons choisi d'étudier uniquement les profils 1, 2 et 3 à long terme qui présentent la sensibilité la plus importante vis-à-vis du glissement. Nous avons étudié des talus de bassin selon une pente allant de 1H/1V à 3H/2V comme globalement représentée sur le profil fourni. Nous avons choisi de simuler des surcharges temporaires (circulation d'engins...) en tête de chaque profil.

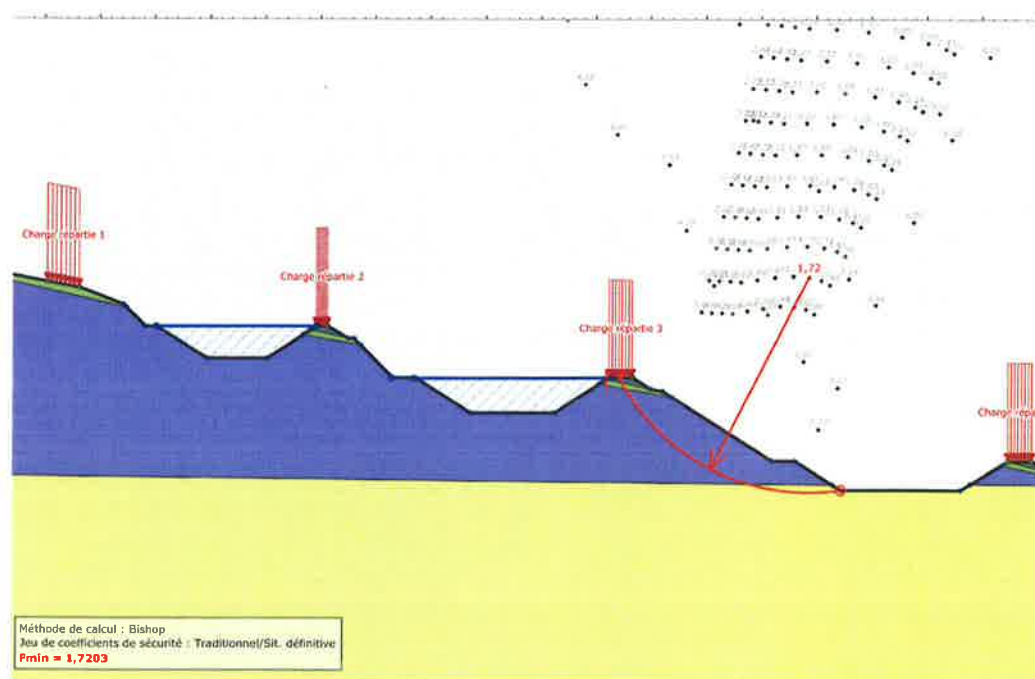
En tenant compte des hypothèses exprimées ci-avant, il en ressort les profils suivants :

Pour l'étude du profil 1, nous avons considéré le sous bassin 1 plein et le sous bassin 2 vide.



PROFIL 1

Pour l'étude du profil 2, nous avons choisi une situation défavorable avec les deux sous-bassins amont pleins.



PROFIL 2

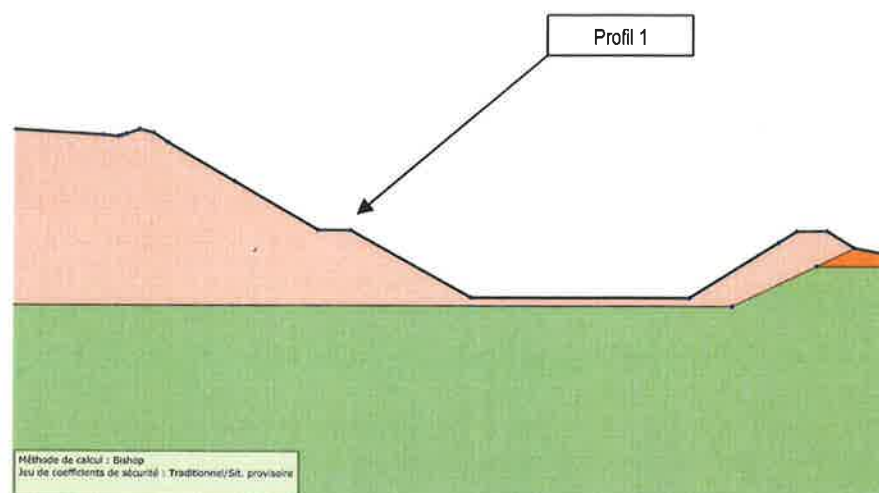
Pour le profil 3, nous avons considéré le sous bassin aval vide.



Ainsi, les calculs nous ont amenés à considérer que les talus pourront être dressés selon les pentes définies sur le profil allant de 1H/1V à 3H/2V sur l'ensemble des sous-bassins.

Pour les calculs, les hypothèses suivantes ont été retenues

- géométrie basée sur le profil fourni par CEREG (plan n°4 AVP – ind A du 28/10/15) ;



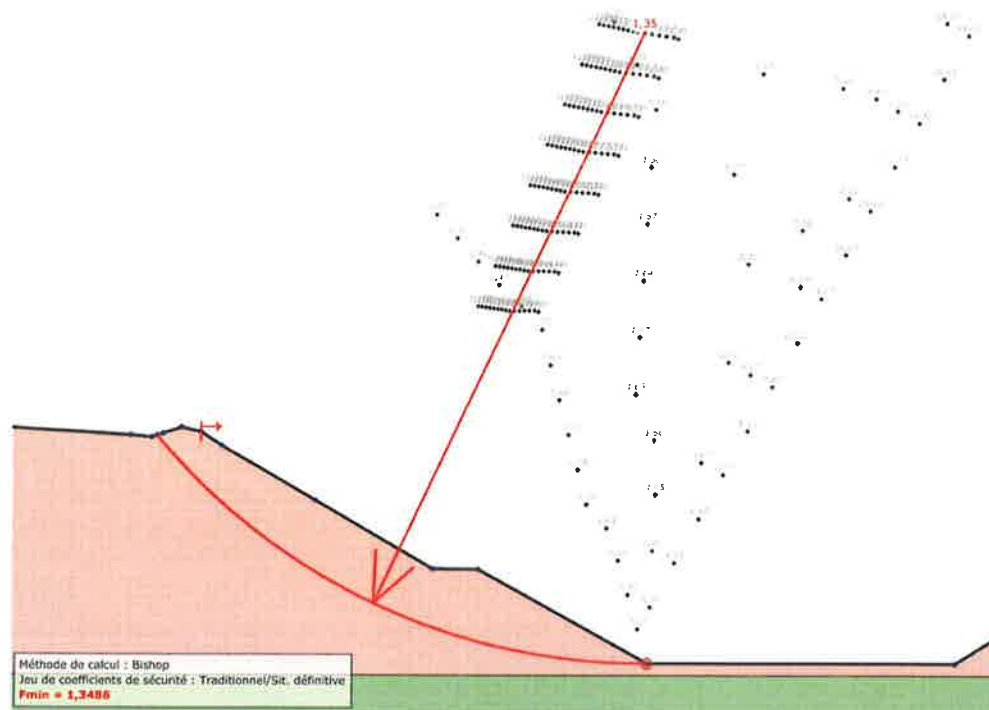
- les caractéristiques intrinsèques à prendre en compte, ont été déterminées au laboratoire (remblai) ou estimées d'après la nature des sols (limon et marne) et sont les suivantes (situation à long terme) :

	Nom	Couleur	$\gamma$	$\phi$	$c$
1	Remblai en place		18,0	25,00	5,0
2	Limon		18,0	15,00	5,0
3	Marne et calcaire		18,0	25,00	10,0

- surcharges retenues : aucune.

Nous avons donc étudié le profil 1 à long terme, à savoir des talus de bassin selon une pente de 3H/2V avec intercalation d'un redan, comme représentée sur le profil fourni, sans surcharge en tête de talus. En tenant compte des hypothèses exprimées ci-avant, il en ressort le profil suivant :



**PROFIL 1**

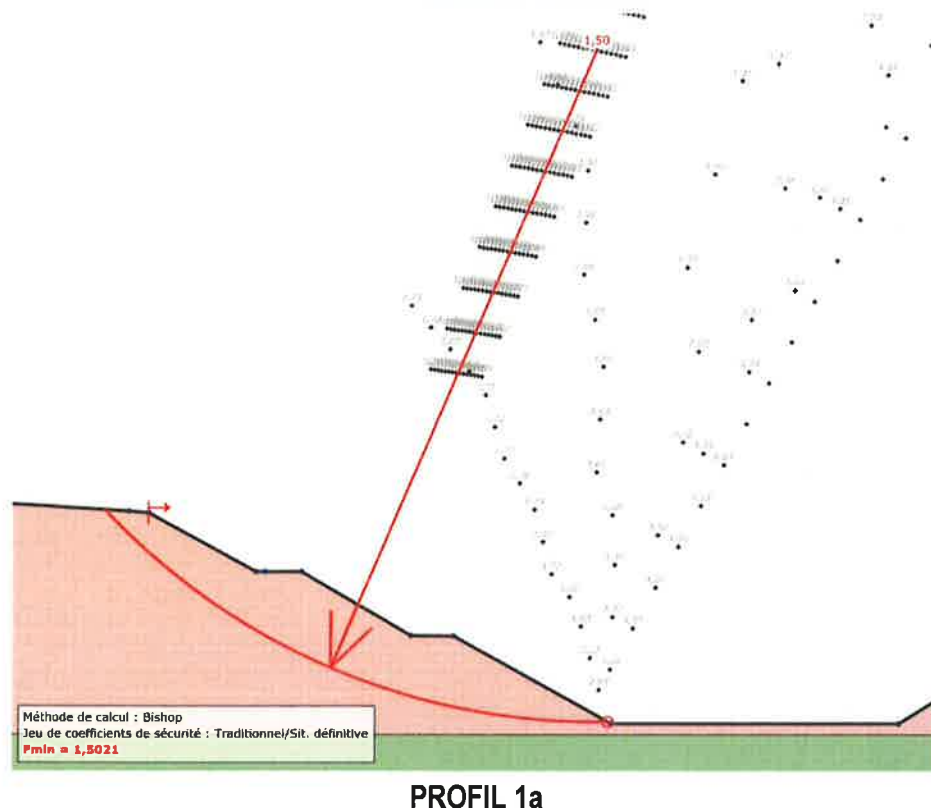
Le coefficient de sécurité pour ce profil 1 est de 1.35. Le modèle présente donc des risques d'instabilité dans cette configuration.

Il conviendra donc d'adapter la géométrie du talus en phase définitive. Il peut être envisagé :

- Soit d'adoucir la pente de la partie haute.
- Soit de réaliser un redan supplémentaire sur la partie supérieure du talus.

La deuxième solution nécessitant moins de recul en tête de talus, nous avons étudié une solution définitive en incluant un redan de 2.50 m de large à mi-pente de la partie supérieure du talus, et en adoucissant la pente recoupant le terrain naturel à 28° en angle de pied (légèrement > 2H/1V). Nous n'avons considéré aucune surcharge en tête de talus.

Il vient le profil 1a suivant :



Le coefficient de sécurité est de 1.50 pour ce profil. Le modèle apparaît donc stable dans cette configuration.

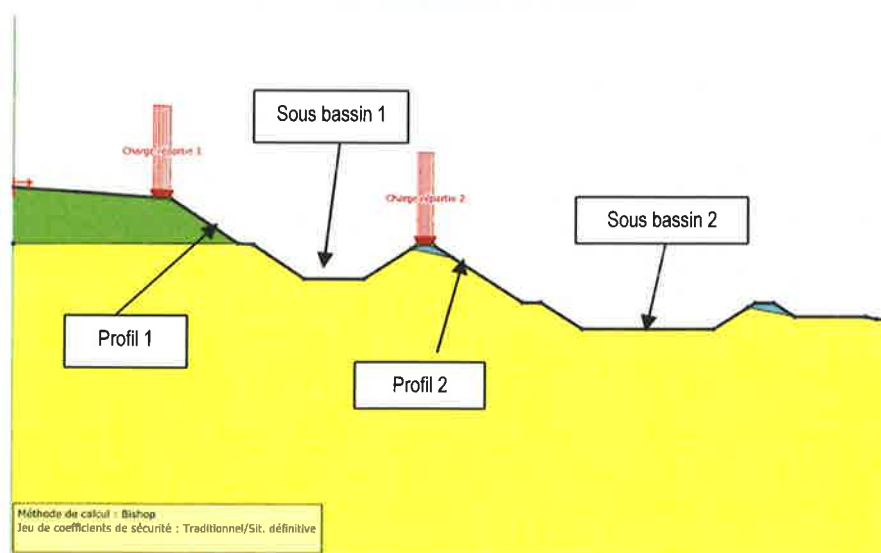
Ainsi les calculs nous ont amenés à considérer que le talus amont définitif pourra être constitué de 3 parties séparées par deux redans de 2.50 m de largeur, avec une pente de 28° pour le talus supérieur et une pente de 3H/2V pour les deux autres, **en proscrivant complètement les surcharges en tête de talus.**

En cas de stockage entraînant des surcharges en tête de talus, la géométrie du talus devra être modifiée (adoucissement de la pente, création d'autres redans) ou un confortement (ouvrage de soutènement) devra être envisagé.

### 5.3.1.3 BASSIN J

Pour les calculs, les hypothèses suivantes ont été retenues

- géométrie basée sur le profil fourni par CEREG (plan n° AVP – ind A du 28/10/15) ;



- les caractéristiques intrinsèques à prendre en compte, ont été déterminées au laboratoire (marnes) ou estimées d'après la nature des sols (remblai) et sont les suivantes (situation à long terme) :

	Nom	Couleur	$\gamma$	$\varphi$	$c$
1	remblai de digue		18,0	25,00	3,0
2	marne sableuse		18,0	30,00	5,0
3	marne calcaire		18,0	25,00	10,0

- surcharges retenues : 1 t/m<sup>2</sup> en tête de chaque sous bassin.

Nous avons choisi d'étudier uniquement les profils 1 et 2 à long terme qui présentent la sensibilité la plus importante vis-à-vis du glissement. Nous avons étudié des talus de bassin selon une pente de 3H/2V comme représentée sur le profil fourni. Nous avons choisi de simuler des surcharges temporaires (circulation d'engins...) en amont de chaque sous bassin.

En tenant compte des hypothèses exprimées ci-avant, il en ressort les profils suivants :



Méthode de calcul : Bishop  
 Jeu de coefficients de sécurité : Traditionnel/Sit. définitive  
**Fmin = 1,8057**

## PROFIL 2

Ainsi, les calculs nous ont amenés à considérer que les talus pourront être dressés selon les pentes définies sur le profil, soit 3H/2V. Toutefois, il convient de prendre en compte dans la poursuite du projet que dans le cas d'une surcharge supérieure à 1 T/m<sup>2</sup> en tête du sous bassin 1, la géométrie du talus

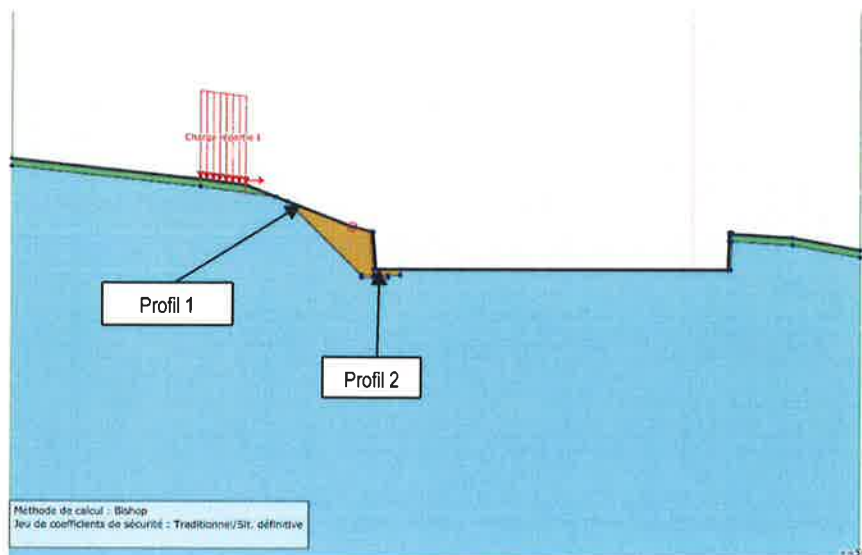
supérieur devra être modifiée (adoucissement de pente, création d'autres redans,...) ou un confortement du talus devra être envisagé (ouvrage de soutènement).

### 5.3.2 Bassins avec murs de soutènement

Les bassins D et E vont comporter des murs de soutènement en béton. Leur mise en œuvre va nécessiter des terrassements qui vont dépasser l'emprise des bassins définitifs. Il est donc nécessaire d'étudier les pentes de talus en phase provisoire.

#### 5.3.2.1 BASSIN D

La géométrie définitive du bassin D est basée sur le profil fourni par CEREG (plan n°3 AVP – ind A du 28/10/15) :



Le talus amont a une pente de 2H/1V. Les murs de soutènement mesurent 3.10 m de haut.

- les caractéristiques intrinsèques à prendre en compte, ont été estimées d'après la nature des sols et sont les suivantes (situation à long terme) :

	Nom	Couleur	$\gamma$	$\varphi$	$c$
1	Limon		18,0	15,00	5,0
2	Marne et calcaire		18,0	25,00	10,0
3	Béton		25,0	90,00	90,0
4	Remblai		18,0	25,00	3,0



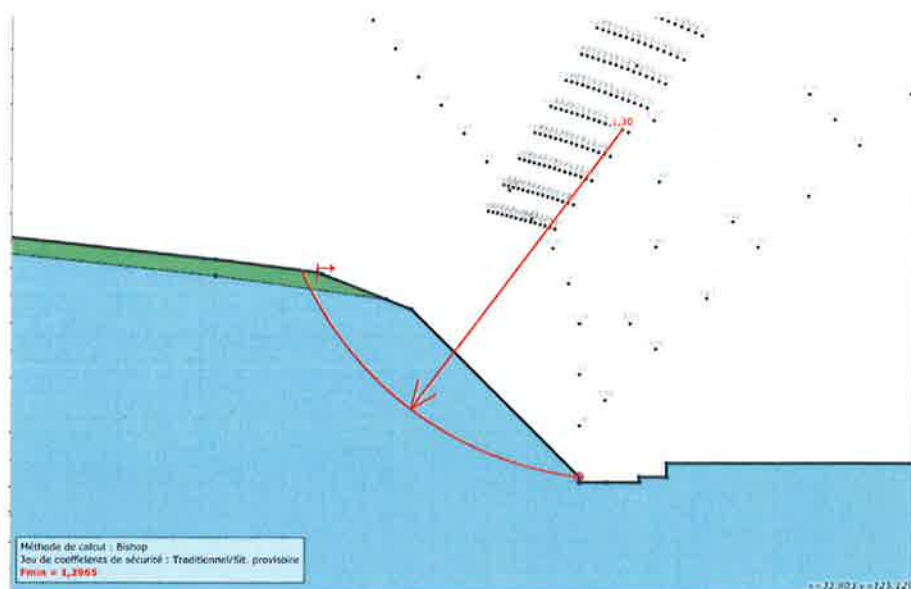
- surcharges retenues : 1 t/m<sup>2</sup> en amont du profil.

#### 5.3.2.1.1 Phase provisoire (terrassements)

Pour la phase provisoire, n'ayant pas réalisé d'essais permettant d'avoir des caractéristiques intrinsèques à court terme, nous avons utilisé les valeurs de cohésion  $c$  et d'angle de frottement  $\varphi$  à long terme (situation moins favorable).

Nous avons choisi d'étudier un profil à court terme présentant une pente de talus provisoire de 1H/1V, sans surcharge en tête de talus.

En tenant compte des hypothèses exprimées ci-avant, il en ressort le profil suivant :



Profil en phase provisoire

Le coefficient de sécurité est de 1.30 pour ce profil. Le modèle est donc stable dans cette configuration.

Le talus amont provisoire pourra être dressé avec une pente de 1H/1V **en proscrivant complètement les surcharges en tête de talus.**

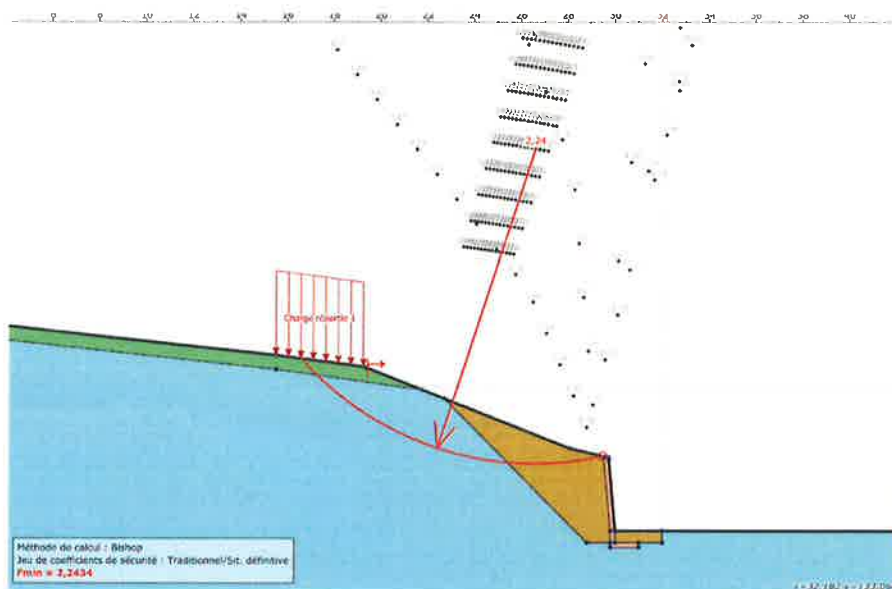
En cas de stockage entrainant des surcharges en tête de talus, la géométrie du talus devra être modifiée (pente plus faible, intercalation de redans,...)

#### 5.3.2.1.2 Phase définitive

Nous avons choisi d'étudier le profil 1 (talus amont) et le profil 2 (stabilité du mur). Nous avons étudié un talus de bassin derrière le mur selon une pente de 2H/1V comme représentée sur le profil fourni. Nous avons considéré un mur de soutènement de 3.10 m de haut, de 0.20 m d'épaisseur fondé sur une

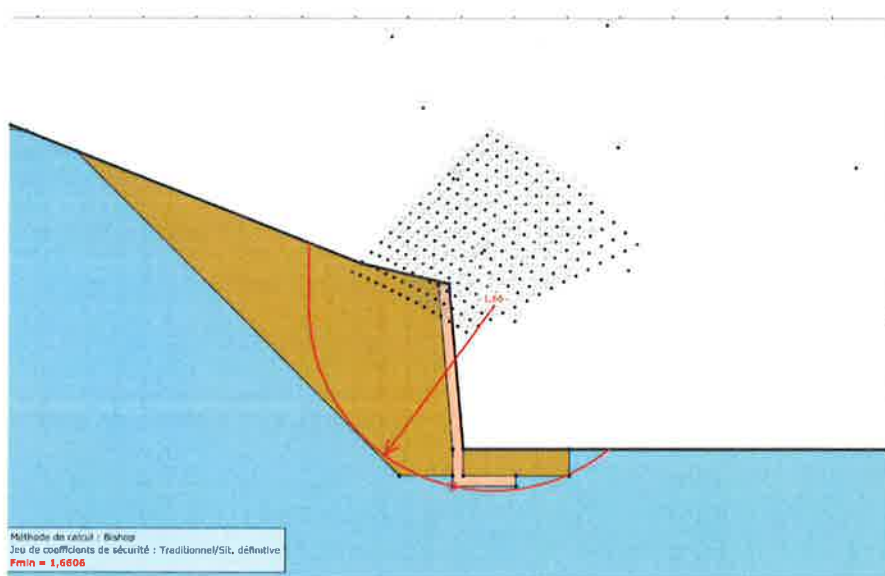
semelle filante de 2.00 m de largeur (patin = talon = 1.00 m) ancrée à 0.70 m de profondeur par rapport au niveau du fond du bassin. Nous avons choisi de simuler des surcharges temporaires (circulation d'engins...) en tête du talus.

En tenant compte des hypothèses exprimées ci-avant, il en ressort les profils suivants :



**PROFIL 1**

Pour l'étude du profil 2, nous avons choisi de modéliser une situation défavorable, en enlevant le talon du mur de soutènement. Il vient :



**PROFIL 2**

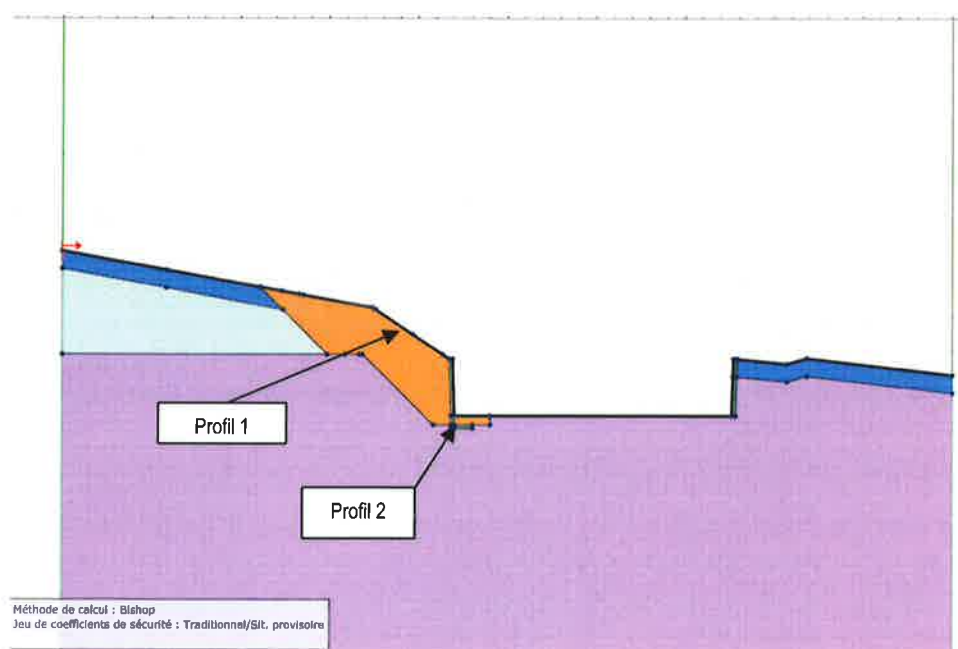
Les coefficients de sécurité pour les profils 1 et 2, sont respectivement de 2.24 et 1.66. Les modèles apparaissent donc stables dans ces configurations.

Ainsi, les calculs nous ont amenés à considérer que le talus derrière le mur de soutènement pourra être dressé avec une pente de 2H/1V et qu'aucune prescription particulière n'est à considérer sur la géométrie du mur. Cependant, il convient de respecter les dispositions suivantes :

- Le mur de soutènement devra être dimensionné au poinçonnement, au glissement et au basculement.
- La stabilité interne du mur devra être assurée.
- Le remblai à l'arrière du mur devra être soigneusement compacté afin d'atteindre les objectifs de densification fixés.

### 5.3.2.2 BASSIN E

La géométrie définitive du bassin E est basée sur le profil fourni par CEREG (plan n°3 AVP – ind A du 28/10/15) :



Le talus amont a une pente de 3H/2V. Les murs de soutènement mesurent 3.20 m de haut.

- les caractéristiques intrinsèques à prendre en compte, ont été déterminées au laboratoire (sable) ou estimées d'après la nature des sols (marno-calcaire, remblai, béton) et sont les suivantes (situation à long terme) :

	Nom	Couleur	$\gamma$	$\phi$
1	Limon	Blue	18,0	15,00
2	Sable grésifié	Light Green	18,0	30,00
3	Marne et calcaire	Purple	18,0	25,00
4	Béton	Green	25,0	90,00
5	Remblai	Orange	18,0	25,00

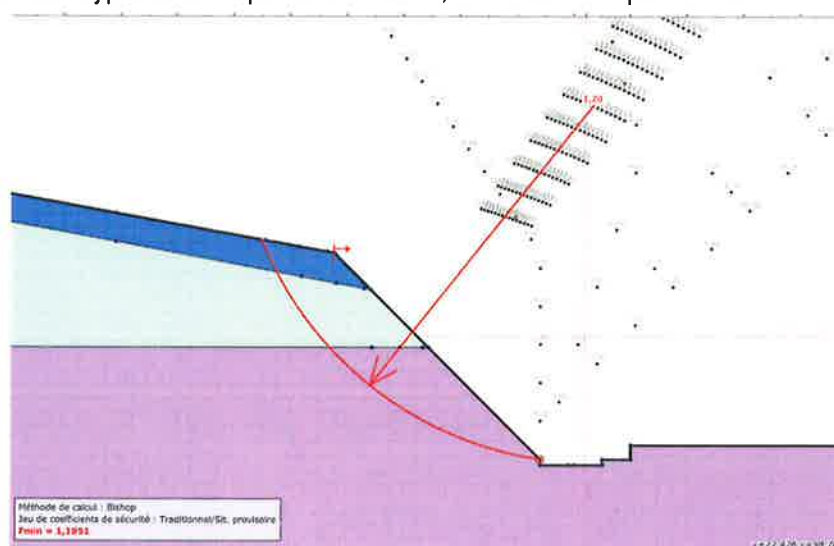
- surcharges retenues : aucune.

#### 5.3.2.2.1 Phase provisoire (terrassements)

Pour la phase provisoire, n'ayant pas réalisé d'essais permettant d'avoir des caractéristiques intrinsèques à court terme, nous avons utilisé les valeurs de cohésion  $c$  et d'angle de frottement  $\phi$  à long terme (situation moins favorable).

Nous avons choisi d'étudier un profil à court terme présentant une pente de talus provisoire de 1H/1V, sans surcharge en tête de talus.

En tenant compte des hypothèses exprimées ci-avant, il en ressort le profil suivant :



Profil en phase provisoire

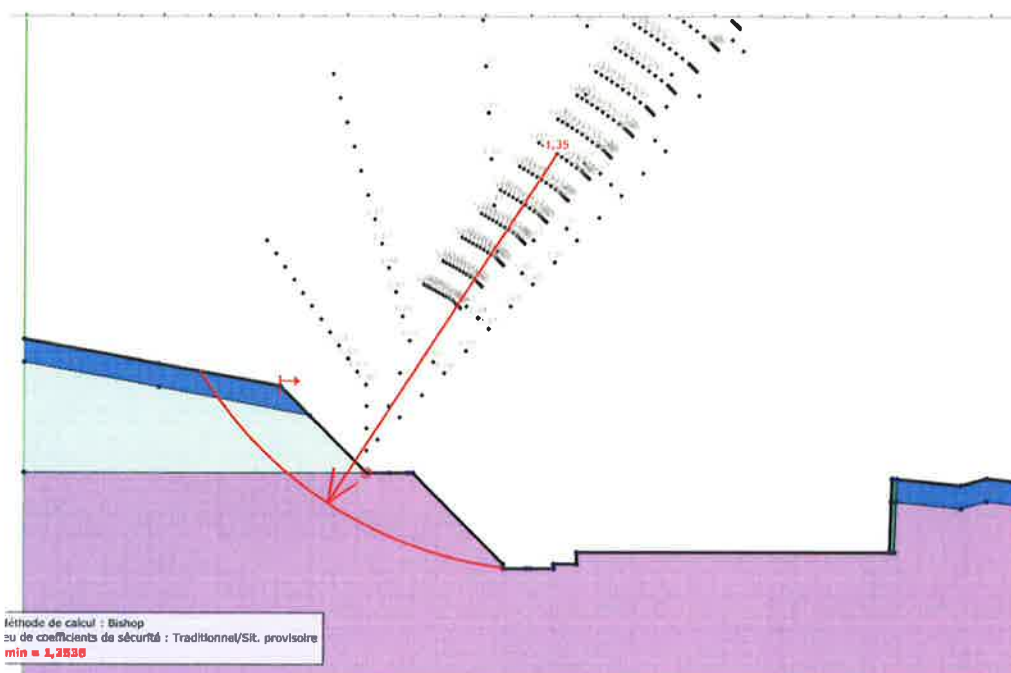
Le coefficient de sécurité est de 1.20 pour ce profil. Le modèle présente donc des risques d'instabilité dans cette configuration.

Il conviendra donc d'adapter la géométrie du talus en phase chantier. Il peut être envisagé :

- Soit d'adoucir la pente à 3H/2V.
- Soit de réaliser un redan ou plusieurs.

La deuxième solution nécessitant moins de recul en tête de talus, nous avons étudié une solution provisoire en phase chantier en incluant un redan de 2.00 m de large à l'interface entre les sables et les marno-calcaires et en tablant sur des pentes de 1H/1V dans les sables grésifiés et les marno calcaires, sans surcharge en tête de talus.

Il vient le profil suivant :



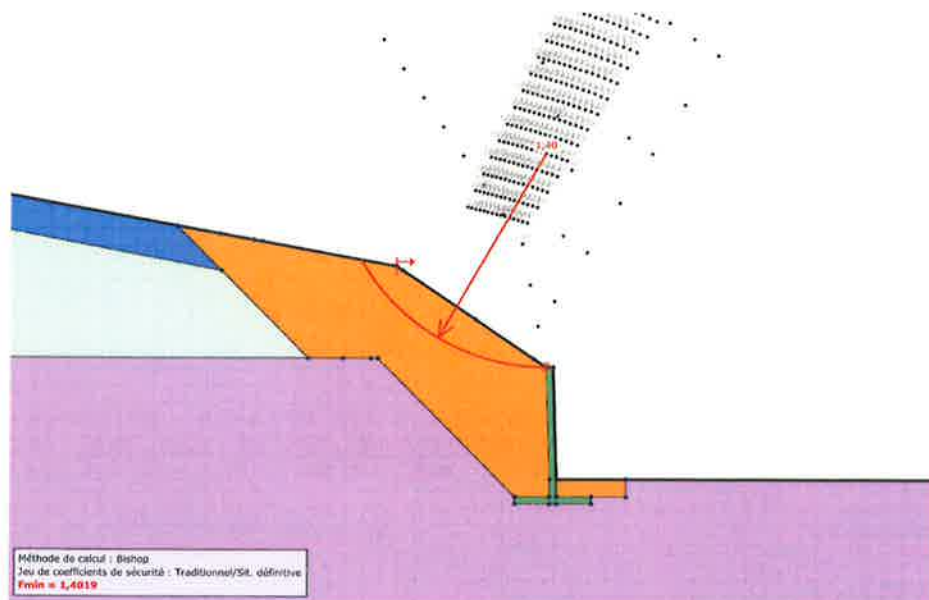
Profil en phase provisoire avec redan

Le coefficient de sécurité est de 1.35 pour ce profil. Le modèle est donc stable dans cette configuration. Le talus amont provisoire pourra être dressé avec une pente de 1H/1V avec un redan de 2.00 m de large à l'interface sable / marno calcaire, **en proscrivant complètement les surcharges en tête de talus**. En cas de stockage entraînant des surcharges en tête de talus, la géométrie du talus devra être modifiée.

#### 5.3.2.2 Phase définitive

Nous avons choisi d'étudier le profil 1 (talus amont) et le profil 2 (stabilité du mur). Nous avons étudié un talus de bassin derrière le mur selon une pente de 3H/2V comme représentée sur le profil fourni. Nous avons considéré un mur de soutènement de 3.20 m de haut, de 0.20 m d'épaisseur fondé sur une semelle filante de 2.00 m de largeur (patin = talon = 1.00 m) ancrée à 0.70 m de profondeur par rapport au niveau du fond du bassin. Nous ne considérons **aucune surcharge en tête de talus**. En tenant compte des hypothèses exprimées ci-avant, il en ressort les profils suivants :



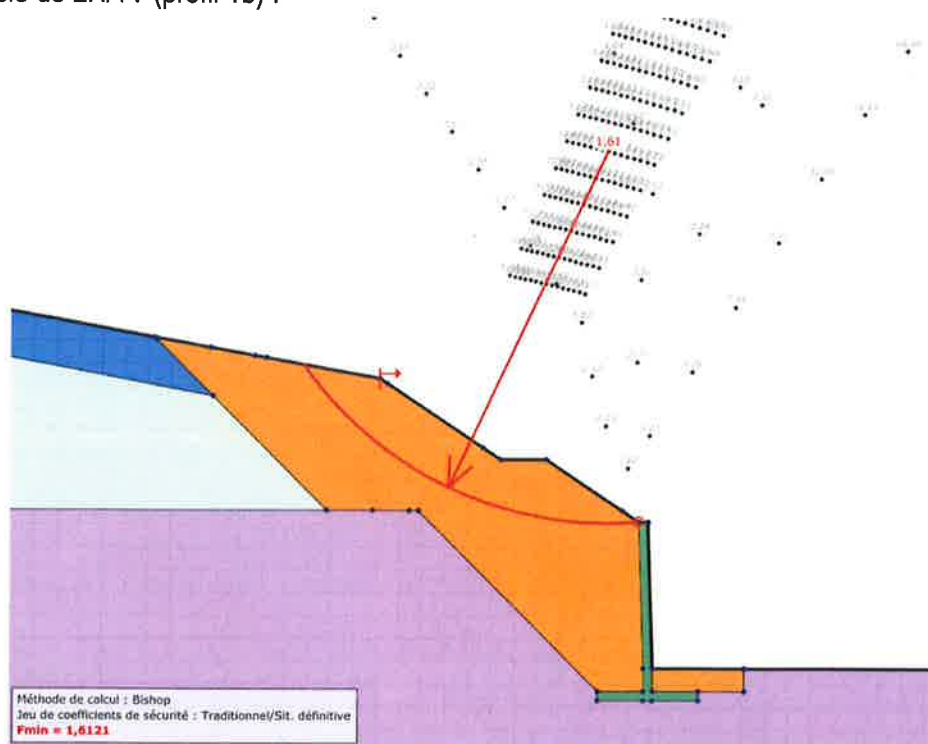


### PROFIL 1

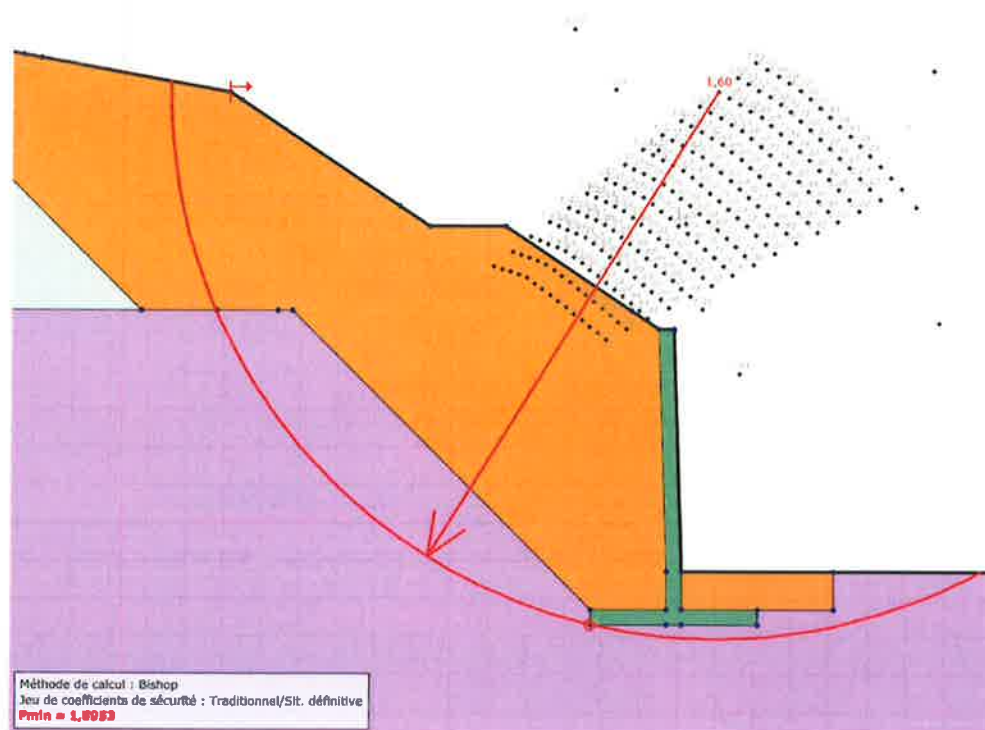
Le coefficient de sécurité pour ce profil est de 1.40. La stabilité à long terme n'est donc pas assurée.

Il convient donc d'envisager d'adoucir la pente en amont du mur ou de réaliser un redan.

Nous avons donc étudié le cas d'un redan de 1.00 m de large situé à mi-pente (profil 1a) et le cas d'une pente adoucie de 2H/1V (profil 1b) :

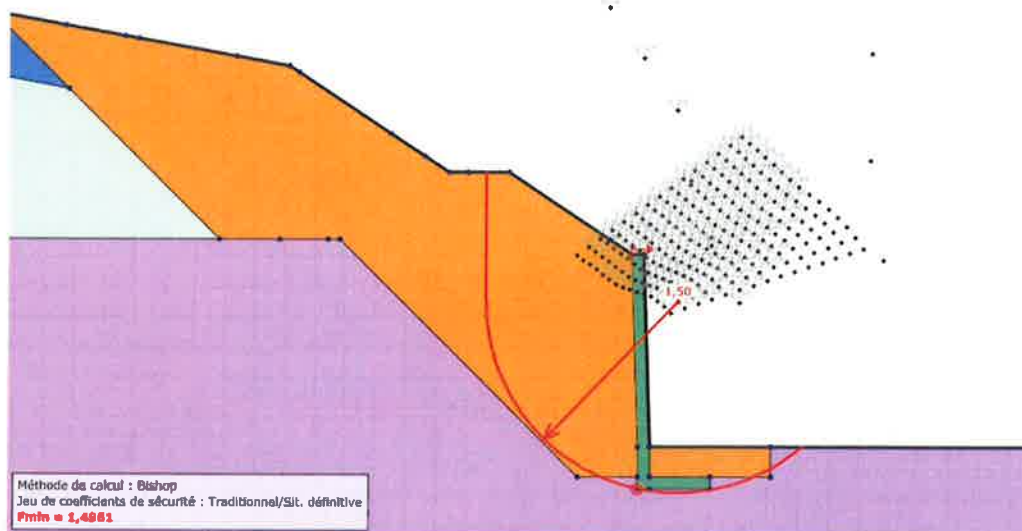


## PROFIL 1a

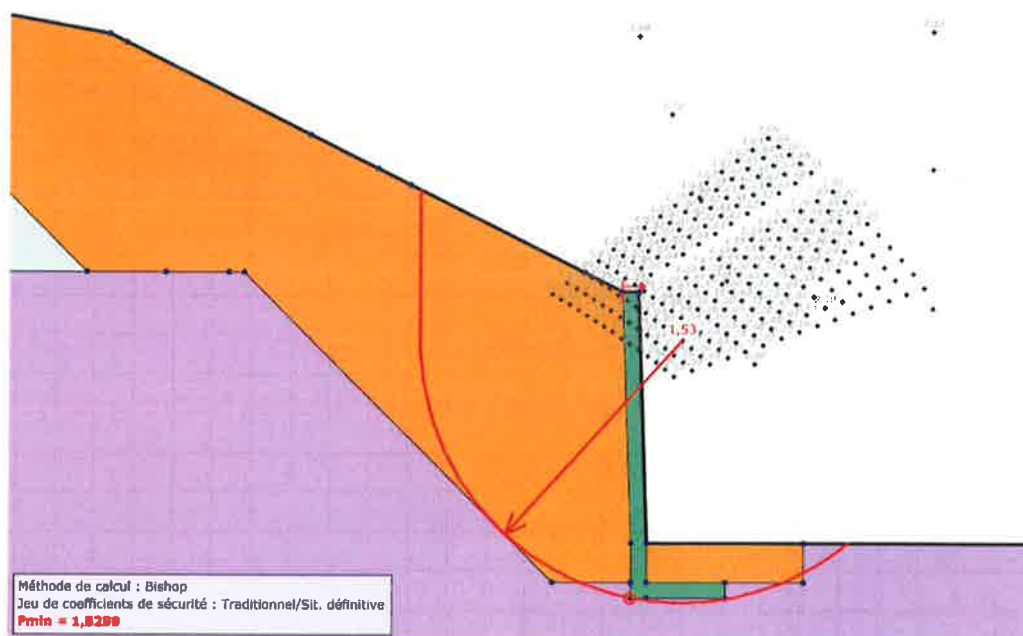


## PROFIL 1b

Pour l'étude du profil 2, nous avons choisi de modéliser une situation défavorable, en enlevant le talon du mur de soutènement et en reprenant les géométries de talus décrites dans les profils 1a et 1b. Il vient :



PROFIL 2a



PROFIL 2b

Les coefficients de sécurité sont respectivement de 1.61, 1.60, 1.50 et 1.53 pour ces 4 profils. Les modèles apparaissent donc stables dans ces configurations.

Le talus amont définitif pourra, soit être dressé avec une pente de 2H/1V soit être dressé avec une pente de 3V/2H avec un redan de 1.00 m de large à mi-pente, **en proscrivant complètement les surcharges en tête de talus.**

En cas de stockage entraînant des surcharges en tête de talus, la géométrie du talus devra être modifiée.

Ainsi, les calculs nous ont amenés à considérer que le talus derrière le mur de soutènement pourra être dressé, soit avec une pente de 3H/2V en incluant un redan à mi-pente, soit avec une pente de 2H/1V, sous réserve de respecter les dispositions suivantes :

- Aucune surcharge ne doit être apposée en tête de talus.
- La géométrie du mur de soutènement devra être attentivement étudiée en phase G2PRO. Le mur devra être dimensionné au poinçonnement, au glissement et au basculement.
- La stabilité interne du mur devra être assurée.
- Le remblai à l'arrière du mur devra être soigneusement compacté afin d'atteindre les objectifs de densification fixés (cf §5.2.4).

### 5.3.3 Synthèse

L'étude de stabilité des pentes de talus des 5 bassins considérés pour le projet, dans les configurations données par le bureau CEREG relève les points suivants :

- Le bassin A est stable dans la configuration donnée.
- Le bassin G présente des risques d'instabilité dans la configuration donnée. Il conviendra donc d'envisager, soit une modification de la géométrie du talus (adoucissement de la pente, création de redan supplémentaire comme proposé dans le §5.3.1.2), soit un confortement du talus (ouvrage de soutènement)
- Le bassin J est stable dans la configuration donnée, sous réserve d'une surcharge en amont du sous bassin 1 inférieure ou égale à 1T/m<sup>2</sup>. dans le cas d'une surcharge supérieure à 1T/m<sup>2</sup>, des aménagements devront être envisagés (adoucissement de la pente du sous bassin 1 en partie supérieure, confortement,...).
- Le bassin D est stable en phase définitive dans la configuration donnée, quelle que soit la nature de la semelle du mur de soutènement. En phase provisoire lors des terrassements, une pente de 1H/1V sera stable, sous réserve d'interdire toute surcharge en tête de talus.
- Le bassin E présente des risques d'instabilité en phase définitive dans la configuration donnée. Il conviendra donc d'envisager, soit une modification de la géométrie du talus (adoucissement de la pente amont en 2V/1H ou pente de 1V/1H avec création d'un redan intermédiaire, comme

proposé au §5.3.2.2.2, soit un confortement du talus (ouvrage de soutènement). En phase provisoire, un talus de pente 1H/1V sera stable à la condition de réaliser un redan intermédiaire d'au moins 2.00 m de large et d'éviter toute surcharge en tête de talus.

Pour les bassins D et E, les murs de soutènement devront être dimensionnés au poinçonnement, au glissement et au renversement et leur stabilité interne devra être assurée. La géométrie finale de ces murs jouera donc un rôle crucial dans la configuration et la stabilité des bassins. Elle devra être étudiée en phase G2PRO.

Un drainage devra être apposé en arrière du mur pour évacuer les eaux infiltrées.

Les talus provisoires devront être protégés des eaux de pluie par la mise en place de polyane et la réalisation de fossés en tête, et ce pendant toute la durée du chantier.

En cas d'arrivée d'eau lors des terrassements, il conviendra de réaliser des éperons ou des tranchées drainantes pour les capter.

En phase définitive, la récupération des eaux de ruissellement en tête et sur chaque redan se fera par la mise en place de cunettes étanches. Les talus devront être végétalisés rapidement après leur réalisation.

## **Remarques générales**

Nos sondages montrent que les formations en présence présentaient des caractéristiques géométriques, mécaniques et lithologiques variables. Par conséquent, des hétérogénéités locales peuvent être rencontrées au fur et à mesure de l'ouverture des fouilles et provoquer des éboulements locaux.

Nous rappelons que les conditions climatiques dans lesquelles seront réalisés les terrassements sont prépondérantes pour une bonne exécution.

### **5.4 Fondations superficielles par semelles filantes pour les murs de soutènement (bassins E et D)**

#### **5.4.1 Préambule**

Les terrassements induits pour arriver à la cote basse des bassins D et E (cote NGF 126.88 pour le bassin D et cote NGF 94.86) pour le bassin conduiront à un fond de fouille dans une formation de marno-calcaires compacts.

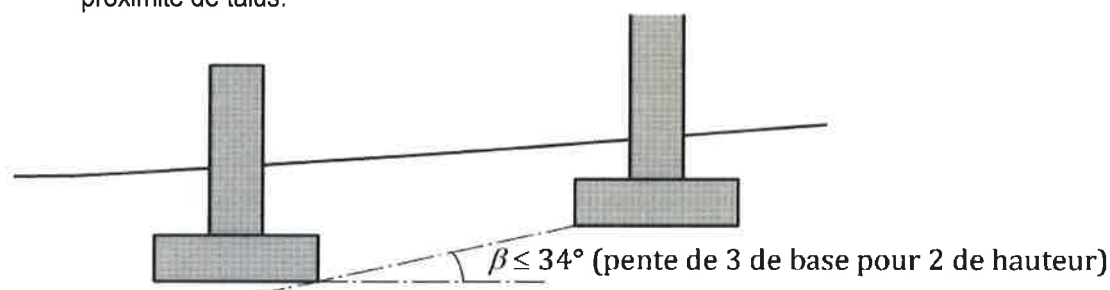


### 5.4.2 Prescriptions générales

Pour les murs des deux bassins, on pourra envisager un principe de fondations superficielles par semelles filantes ancrées dans les marno-calcaires à 0.70 m de profondeur par rapport au fond des bassins.

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

- respect de la garde au gel fixée ici à 0.70 mètre (automatiquement respectée en raison du sous-sol),
- respect de la norme NFP 94-261 pour les fondations à niveaux décalés, mitoyennes ou à proximité de talus:



Les autres dispositions constructives liées à ce principe de fondation sont :

- largeur minimale 0.50 m pour des semelles filantes,
- béton dosé à 250 kg minimum (350 kg minimum dans l'eau),

### 5.4.3 Prédimensionnement des fondations

Le prédimensionnement des fondations est mené à partir des résultats pressiométriques, conformément à la norme NFP 94-281 d'avril 2014 (Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Ouvrages de soutènement - Murs).

#### Capacité portante :

On s'assurera que la charge verticale transmise par la fondation superficielle au terrain  $V_d$  est inférieure à la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle  $R_{v;d}$  :

$$V_d - R_0 \leq R_{v;d}$$

$$R_{v;d} = \frac{R_{v;k}}{\gamma_{R;v}}$$

$$R_{v;k} = \frac{A' q_{net}}{\gamma_{R;d;v}}$$

$R_0$  est la valeur du poids de volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux – ici négligé.

$R_{v;d}$  est la valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle.

$\gamma_{R;d}$  est un facteur partiel à considérer, égal à 2.30 à l'ELS quasi-permanent et caractéristique et 1.40 à l'ELU pour les situations durables et transitoires.

$R_{v;k}$  est la valeur caractéristique de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle.

$A'$  est la surface effective de la base d'une fondation superficielle.

$q_{net}$  est la contrainte associée à la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle.

$\gamma_{R;d,v}$  est le coefficient de modèle lié à la méthode de calcul utilisée pour le calcul de la contrainte  $q_{net}$  (1.00 pour la méthode pressiométrique).

Calcul de  $q_{net}$ , contrainte associée à la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle :

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

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

Avec :

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

Ainsi, pour une semelle filante ancrée selon les prescriptions données plus haut et de 2.00 m de largeur au maximum, il vient :

Bassin	Sondage	$p_{le}^*$ (MPa)	$k_p$	$q_{net}$ (MPa)	Contrainte ELU (MPa)	Contrainte ELS (MPa)
D	FP2	2.40	1.04	2.49	1.77	1.08
E	FP1	2.00	0.98	1.96	1.40	0.85

**Compte tenu du projet, on limitera la contrainte aux ELS à 0.40 MPa.**

A titre d'information, **pour une semelle filante** selon les principes donnés précédemment, travaillant aux ELS à 0.40 MPa, il vient :

Type de semelle	$R_{v;d}$
Semelle filante largeur 2.00 m	800 kN/ml

### Limite du dimensionnement

Dans le cas où les charges seraient inclinées, par exemple pour des semelles excentrées en limite de propriété, il conviendra d'appliquer les coefficients minorateurs  $i_\delta$  et  $i_\beta$  (cf. les recommandations de l'annexe D de la norme NFP 94-261).

**Les murs de soutènement devront être dimensionnés au poinçonnement, au glissement et au basculement.**

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

## 5.5 Canalisations

Dans ce projet d'aménagement des coteaux, il est également prévu la mise en place de canalisations de diamètres  $\Phi 600$  mm et  $\Phi 1500$  mm au niveau du chemin des Aulnays et de diamètre  $\Phi 800$  mm au niveau du chemin d'exploitation n°21.

### 5.5.1 Portance des fonds de fouilles

La profondeur prévue pour la pose des canalisations ne nous a pas été communiquée à ce stade de l'étude. On suppose qu'elle oscillera entre 0.00 m et 3.00 m de profondeur (profondeur d'investigations demandée dans le cahier des charges).

Compte tenu des coupes géologiques relevées et des résultats des essais pénétrométriques réalisés, la portance en fond de fouille devrait être satisfaisante.

Les remblais devront être purgés, ainsi que les sols fortement déconsolidés.

### 5.5.2 Modalité de terrassement

Globalement, les travaux pourront être réalisés avec une pelle mécanique de moyenne puissance munie tout de même d'outils spécifiques, tel que le BRH ou le dérocteur, pour traverser les blocs ou bancs calcaires susceptibles d'être rencontrés lors des terrassements.

Compte tenu de la déclivité générale des deux secteurs concernés par la pose des canalisations et la nature des sols rencontrés (limon et/ou marne comprenant des éléments calcaires et des passages sableux), un blindage des tranchées sera nécessaire

De toute manière, pour les fouilles de plus de 1.30 m de profondeur, le blindage des tranchées est obligatoire conformément aux recommandations du Code du Travail (article R4534-24), afin de permettre la pose en toute sécurité (blindage du type panneaux métalliques tenus par des butons).

Remarque :

Dans le cas où la réalisation des fouilles rencontrerait des blocs, ceux-ci devront être disloqués et purgés sur une épaisseur d'environ 1.00 m sous le futur fond de fouille, afin qu'ils ne constituent pas de points durs sous la canalisation. D'autre part, la dislocation de ces blocs pourra nécessiter des moyens plus puissants (brise roche, marteau piqueur ...).

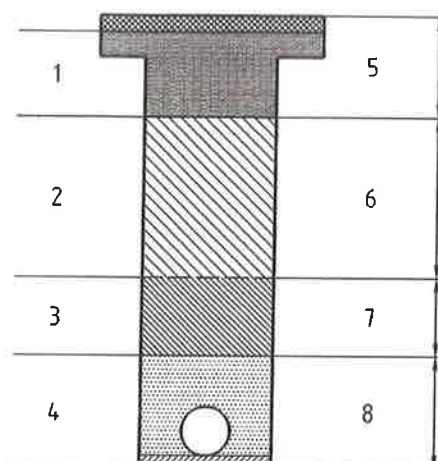
### 5.5.3 Tranchées

#### 5.5.3.1 Remblai : réutilisation des matériaux

Les objectifs de densification et les croquis ci-dessous sont donnés à titre indicatif selon les recommandations de la norme NF P 98331 de février 2005.

Les canalisations vont être mises en œuvre sous les chemins d'exploitation circulables par tous les véhicules à moteur. Ceci correspond au cas suivant :

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

**Légende**

1	q2	5	Rétablissement de la chaussée à l'identique
2	q3	6	Partie supérieure de remblai (PSR)
3	q4	7	Partie inférieure de remblai (PIR)
4	q4 ou q5 (voir en 6.2.3)	8	Zone d'enrobage

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

- fond de tranchée compacté en deux passes de compacteur 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 circulation d'eau,
- recouvrement de la canalisation (matériau d'enrobage) sur une hauteur comprise entre 10 cm minimum et 30 cm maximum.

### 5.5.3.2 Matériaux utilisables en remblai

Le **niveau q4**, correspondant à la partie inférieure du remblai non sollicitée par des charges lourdes, pourra être constitué par les matériaux cités dans le tableau ci-après (après contrôle de leur état hydrique) :



**Tableau 3.2 - Matériaux utilisables en remblayage de la partie inférieure de remblai**
**Objectif de densification q4**

Appellation selon NF P 11-300 Sols	Symbole classification GTR	Assimilation pour le compactage
Sols fins	A1h ; A1m ; A1s ; A2h ; A2m ;	
Sols sableux et graveleux avec fines	B1 ; B2h ; B2m ; B2s ; B3 ; B4h ; B4m ; B4s ; B5h ; B5m ; B5s B6h ; B6m ;	
Sols comportant des fines et des gros éléments	C1A1h ; C1A1m ; C1A2h ; C1A2m C2A1h ; C2A1m ; C2A2h ; C2A2m C1B2h ; C1B2m ; C1B4h ; C1B4m C1B5h ; C1B5m ; C1B6h ; C1B6m C2B2h ; C2B2m ; C2B4h ; C2B4m C2B5h ; C2B5m ; C2B6h ; C2B6m	
Sols comportant des fines (non argileuses) et des gros éléments	C1B1 ; C1B3 ; C2B1 ; C2B3	
Sols insensibles à l'eau	D1 ; D2 ; D3	
Appellation selon NF P 11-300 Matériaux rocheux	Symbole classification GTR	Assimilation pour le compactage
Craies	R11 ; R12h ; R12m ; R13h ; R13m	
Calcaires rocheux divers	R21 ; R22 ; R23	R22 et R23 assimilés à C2B4
Roches siliceuses*	R41 ; R42 ; R43	R42 assimilé à C2B4 R43 assimilé à C1B1
Roches magmatiques et métamorphiques	R61 ; R62 ; R63 ;	R62 et R63 assimilés à C2B4
Appellation selon NF P 11-300 Sous-produits industriels	Symbole classification GTR	Assimilation pour le compactage
Cendres volantes et cendres de foyer silico-alumineuses de centrales thermiques	F2h ; F2m ; F2s	F2 assimilé à A1
Schistes houillers	F31 ; F32 ;	F31 et F32 assimilés à D3
Schistes des mines de potasse	F41 ;	F41 assimilé à B5
Mâchefers d'incinération des ordures ménagères	F61 ; F62 ;	F61 et F62 assimilés à B4
Matériaux de démolition	F71 ;	F71 assimilé à C2B4
Laitiers de haut-fourneau	F8 ;	fonction du type d'obtention
Matériaux d'apport élaborés	Difficulté de compactage	
Matériaux élaborés	DC1, DC2, DC3	

Les matériaux mis en œuvre en niveau q4 devront répondre aux exigences de compactage suivantes :

- densité sèche moyenne de la couche  $\geq 95\%$   $\rho_{OPN}$ ,
- densité sèche en fond de couche  $\geq 92\%$   $\rho_{OPN}$ .

L'épaisseur du niveau q4 est fonction de la hauteur de la tranchée et des épaisseurs des niveaux q3 et q2. Dans la mesure où l'épaisseur du niveau q4 ne dépasserait pas 0.15 m, le remblai serait obligatoirement réalisé avec le même matériau que celui de la partie supérieure du remblai.

Le **niveau q3** correspond à la partie supérieure du remblai subissant des sollicitations dues à l'action du trafic ou au revêtement de la chaussée en cas d'absence de charges lourdes.

Seuls les matériaux cités dans le tableau ci-dessous pourront entrer dans la constitution du niveau q3 :

Appellation selon NF P 11-300 Sols	Symbole classification GTR	Assimilation pour le compactage
Sols sableux et graveleux avec fines (non argileuses)	B1 ; B3	
Sols comportant des fines (non argileuses) et des gros éléments	C1B1 ; C1B3 ; C2B1 ; C2B3 C2B1 ; C2B3 C1B4 ; C2B4 après élimination de la fraction, fine 0/d	
Sols insensibles à l'eau	D1 ; D2 ; D3	
Appellation selon NF P 11-300 Matériaux rocheux	Symbole classification GTR	Assimilation pour le compactage
Craies	R11	
Calcaires rocheux divers	R21 ; R22	R22 assimilé à C2B4
Roches siliceuses*	R41 ; R42 ;	R42 assimilé à C2B4
Roches magmatiques et métamorphiques	R61 ; R62 ;	R62 assimilé à C2B4
Appellation selon NF P 11-300 Sous-produits industriels	Symbole classification GTR	Assimilation pour le compactage
Schistes houillers	F31	F31 assimilé à D3
Mâchefers d'incinération des ordures ménagères	F61 ; F62 Se référer à la réglementation pour l'utilisation	F61 et F62 assimilés à B4
Matériaux de démolition	F71	F71 assimilé à C2B4
Laitiers de haut-fourneau	F8	fonction du type d'obtention
Matériaux d'apport élaborés	Difficulté de compactage	
Matériaux élaborés	DC1, DC2, DC3	

Les matériaux mis en œuvre en niveau q3 devront répondre aux exigences de compactage suivantes :

- densité sèche moyenne de la couche  $\geq 98.5\%$   $pd_{OPN}$ ,
- densité sèche en fond de couche  $\geq 96\%$   $pd_{OPN}$ .

Des contrôles à la plaque ou à la dynaplaque permettront de vérifier qu'une portance de 50 MPa minimum est obtenue en surface du niveau q3.

Les matériaux utilisés en q3 ne devront pas présenter de « sensibilité à l'eau », que ce soit dans leur état naturel ou après leur avoir fait subir un traitement approprié.

L'épaisseur du niveau q3 à mettre en œuvre est fonction du trafic. Elle sera donc de 0.3 m minimum pour un trafic faible et de 0.6 m minimum pour un trafic fort.

Le **niveau q2** s'applique aux couches de chaussée.

Ce niveau correspondra à une réfection de voirie qui ne pourra être définie qu'en fonction de la classe de trafic retenue pour la voirie.

**Pour les préconisations de remblayage des tranchées, l'entreprise se reportera au guide technique de remblayage des tranchées édité par le SETRA-LCPC.**

#### 5.5.3.3 Conditions de réemploi des matériaux du site

Les matériaux prélevés sur le site ont été caractérisés selon les préconisations du GTR (guide LCPC-SETRA 1994 – NF P11-300).

Ils appartiennent à la classe GTR A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub> pour les limons et marnes, et B<sub>5</sub> ou B<sub>6</sub> pour les sables. Ils sont dans un état hydrique moyen (m) à très humide (th).

#### **Niveau q4 :**

Les sols dans un état hydrique très humide (th) ne pourront pas être réutilisés. Ils doivent être purgés.

Les sols dans un état hydrique humide (h) et moyen (m) pourront être réutilisés.

#### **Niveaux q3 et q2 :**

Les matériaux du site n'entrant pas dans le tableau récapitulatif présenté précédemment, il conviendra donc d'utiliser des **matériaux d'apport**.

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

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.

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

NB : l'ensemble de ces préconisations est donné à titre d'exemple. Les matériaux disponibles sur place peuvent conduire à des dimensionnements de structure très différents. Nous nous tenons à disposition, dans le cadre d'une étude de projet, pour en vérifier la définition et les possibilités.

## 6 OBSERVATIONS MAJEURES

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

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

Nous rappelons que cette étude a été menée dans le cadre d'une étude de conception d'avant projet (G2AVP), conformément à la norme NF P94-500 de novembre 2013, et qu'une étude de projet (G2PRO) doit être envisagée (collaboration avec l'équipe de conception) pour :

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

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