

Etudes et conseils

Maîtrise d'oeuvre

Etudes d'exécution
et plans

Assistance à
maîtrise d'ouvrage

Essais en
laboratoire

Contrôles et essais
sur chantier

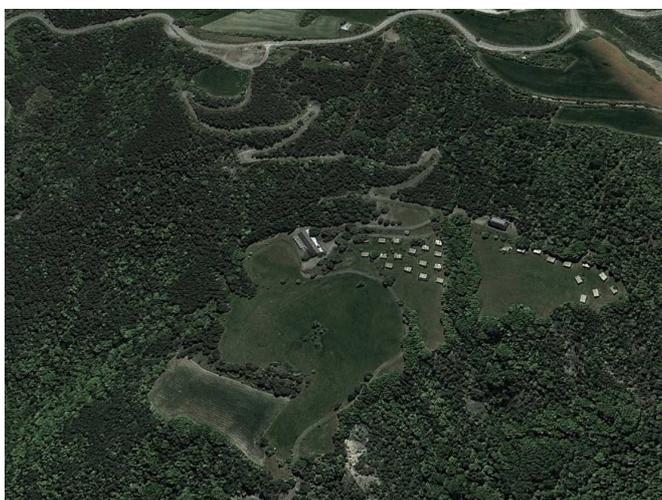
Sondages

Missions G₁ à G₅

SARL BELCOST

Opération BAYLE COSTE DU LAC

LE SAUZE DU LAC (05)



ETUDES GEOTECHNIQUES PREALABLE G₁-PGC
ET DE CONCEPTION PHASE AVANT-PROJET G₂ AVP

Référence : NT1_1508198S

CONFLUENCE
Agence Sud
Parc du Château
05310 LA ROCHE DE
RAME
Tél. : 09.70.22.02.78
sud@beconfluence.com
www.beconfluence.com

Indice	Date	Rédacteur	Vérificateur	Observations
B				
A				
0	16/12/15	F.VIVIER	PY.VECCHIO	Etablissement du document

TABLE DES MATIERES

1	INTRODUCTION	5
2	DOCUMENTS ET DONNEES A DISPOSITION.....	6
3	DOCUMENTS DE REFERENCE ET REGLEMENTS	7
4	CONTEXTE GENERAL.....	7
5	CONTEXTE GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE GENERAL.....	10
6	RISQUES NATURELS	12
6.1	Arrêtés de reconnaissance de catastrophe naturelle	12
6.2	Risques sismiques	13
6.3	Consultation de la base de données prim.net	13
6.4	Aléa retrait-gonflement des argiles	13
6.5	Aléa cavités	14
6.6	Aléa minier.....	14
6.7	Aléa amiante environnemental.....	14
6.8	Aléa mouvements de terrain.....	15
6.9	Aléa inondations et coulées de boues.....	15
6.10	Plan de prévention des risques naturels prévisibles	15
7	PROFONDEUR DE MISE HORS GEL DES INFRASTRUCTURES	15
8	DESCRIPTION DU PROJET.....	16
9	CATEGORIE GEOTECHNIQUE DE L’OUVRAGE, DUREE D’UTILISATION ET CLASSES DE CONSEQUENCES.....	16
10	INVESTIGATIONS ET RECONNAISSANCE DES FORMATIONS EN PRESENCE.....	17
10.1	Inspection visuelle.....	17
10.2	Analyse structurale, relevés stratigraphiques – Secteur STEP.....	18
10.3	Programme des investigations in-situ	18
10.4	Programme des investigations en laboratoire.....	20
10.5	Lithologie et caractéristiques géomécaniques.....	21
10.6	Conditions hydrogéologiques.....	25
10.7	Essais en laboratoire.....	25
11	SYNTHESE GEOTECHNIQUE	27
12	CONTEXTE SISMIQUE.....	28
12.1	Cadre réglementaire	28
12.2	Catégorie d’importance de l’ouvrage.....	29
12.3	Règles de construction	30
12.4	Valeurs de calcul des forces sismiques	31
12.5	Risque de liquéfaction.....	34
13	ZONE D’INFLUENCE GEOTECHNIQUE DU PROJET (Z.I.G.).....	35
14	ANALYSE ET RECOMMANDATIONS POUR LES FONDATIONS	35
14.1	Principes généraux de construction.....	35
14.1.1	Vérification de la capacité portante-poinçonnement – Etat limite Ultime Fondamentale GEO	36
14.1.2	Limitation de la charge transmise – Etat limite de Service GEO	37
14.1.3	Vérification du tassement – Etat limite de Service GEO.....	38
14.2	Radier – Bassin de la station d’épuration.....	39
14.2.1	Conception	39
14.2.2	Pré-dimensionnement	39
14.3	Semelles superficielles : filantes ou ponctuelles pour les locaux techniques	40
14.3.1	Conception	40
14.3.2	Pré-dimensionnement	40

14.3.3	Recommandations générales.....	40
14.4	TRAITEMENT DU NIVEAU BAS : DALLAGE	42
14.4.1	Conception générale.....	42
14.4.2	Dallages.....	42
14.4.3	Modules Es.....	43
14.4.4	Tassements.....	43
14.4.5	Recommandations générales.....	43
15	MISE HORS D’EAU, DRAINAGE ET RABATTEMENT	44
16	AVIS PRELIMINAIRE VIS-A-VIS DE LA STABILITE GENERALE DU SITE	44
17	DEFINITION DES OUVRAGES DE SOUTENEMENT.....	45
18	ANALYSE DE LA STABILITE DES TALUS DU PARKING 1 ET DU VERSANT DE LA STATION D’EPURATION.....	49
18.1	Actions et situations	50
18.2	Conditions de Calculs.....	50
18.3	Prise en compte de la sismicité	51
18.4	Coupes types étudiées	51
18.5	Résultats des calculs de stabilité externe - GEOSTAB.....	52
19	PRE-DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE SOUTENEMENT.....	53
19.1	Actions et situations	53
19.2	Conditions de Calculs.....	53
19.3	Prise en compte de la sismicité	55
19.4	Coupes types étudiées	55
19.5	Vérifications de la stabilité externe des soutènements.....	56
19.6	Vérification de la stabilité générale en situations durables et accidentelles – Logiciel GEOSTAB	58
20	CONDITIONS DE REALISATION DES TERRASSEMENTS	59
20.1	Terrassements en déblai	59
20.2	Terrassements en remblai.....	62
20.3	Assise des remblais	64
20.4	Drainage des ouvrages	64
20.5	Gestion des eaux de ruissellements, eaux pluviales et de drainage	65
21	REPRISE DE LA VOIRIE ACTUELLE.....	65
21.1	Etat des lieux de la voirie	65
21.2	Solutions de traitement de la voirie.....	66
22	PST ET COUCHE DE FORME	68
23	OUVRAGE ENTERRE – SECTEUR PARKING 2	69
24	ETUDES GEOTECHNIQUES ET HYDROGEOLOGIQUES COMPLEMENTAIRES, PRISE EN COMPTE DES ALEAS.....	71
25	RECOMMANDATIONS GENERALES	71

ANNEXES

ANNEXE 1 : Missions géotechniques normalisées

ANNEXE 2 : Plan d’implantation des sondages à l’échelle 1/500

ANNEXE 3 : Résultats des sondages

ANNEXE 4 : Résultats des essais en laboratoire

ANNEXE 5 : Talus parking 1 et versant de la station d’épuration - Résultats des calculs de stabilité Logiciel GEOSTAB

ANNEXE 6 : Soutènements parking 2 et station d’épuration - Résultats des calculs de stabilité Logiciel GEOMUR

ANNEXE 7 : Soutènements parking 2 et station d'épuration - Résultats des calculs de stabilité Logiciel GEOSTAB

LISTE DES ILLUSTRATIONS

Figure 1 : Plan de localisation du projet (extraits géoportail).....	5
Figure 2 : Extrait de la carte géologique à l'échelle 1/50 000 de CHORGES (extrait INFOTERRE)....	10
Figure 3 : Extrait de la carte des secteurs caractéristiques vis-à-vis de la stabilité (extrait du rapport TETHYS d'août 2014).....	12
Figure 4 : Extrait de la carte d'aléa retrait / gonflement des argiles (extrait INFOTERRE).....	14
Figure 5 : tableau des coefficients de sécurité partiels.....	51
Figure 6 : tableau des coefficients de sécurité partiels.....	55

1 INTRODUCTION

La société BELCOST – Château de la Robeyère – EMBRUN (05), Maître d’Ouvrage, projette la construction de l’aménagement d’un projet résidentiel et touristique nommé « Bayle Coste du Lac » sur la commune de LE SAUZE-DU-LAC (05).

Ce projet comportera des bâtiments, des voiries, des zones de stationnement et une station d’épuration ; une étude préliminaire a déjà été effectuée sur ce secteur, et montré que le contexte géologique engendrerait des précautions particulières.

Le bureau SAUNIER INFRA est chargé en qualité de maître d’œuvre de la conception du projet.

La SARL BELCOST a donc souhaité engager une étude géotechnique complémentaire, qui porte spécifiquement sur 3 points :

- la voirie actuelle : établir un état des lieux et définir une stratégie permettant de l’utiliser comme accès chantier tout en maintenant son usage estival ;
- la future station d’épuration : étudier les conditions d’implantation de l’ouvrage, en tenant compte de la forte pente sur le secteur envisagé ;
- les parkings : deux zones sont envisagées, dont l’une (parking n°2) interfère avec un secteur délicat avec des risques d’instabilités.

La situation du projet est précisée sur les extraits de cartes IGN et aérienne ci-dessous :

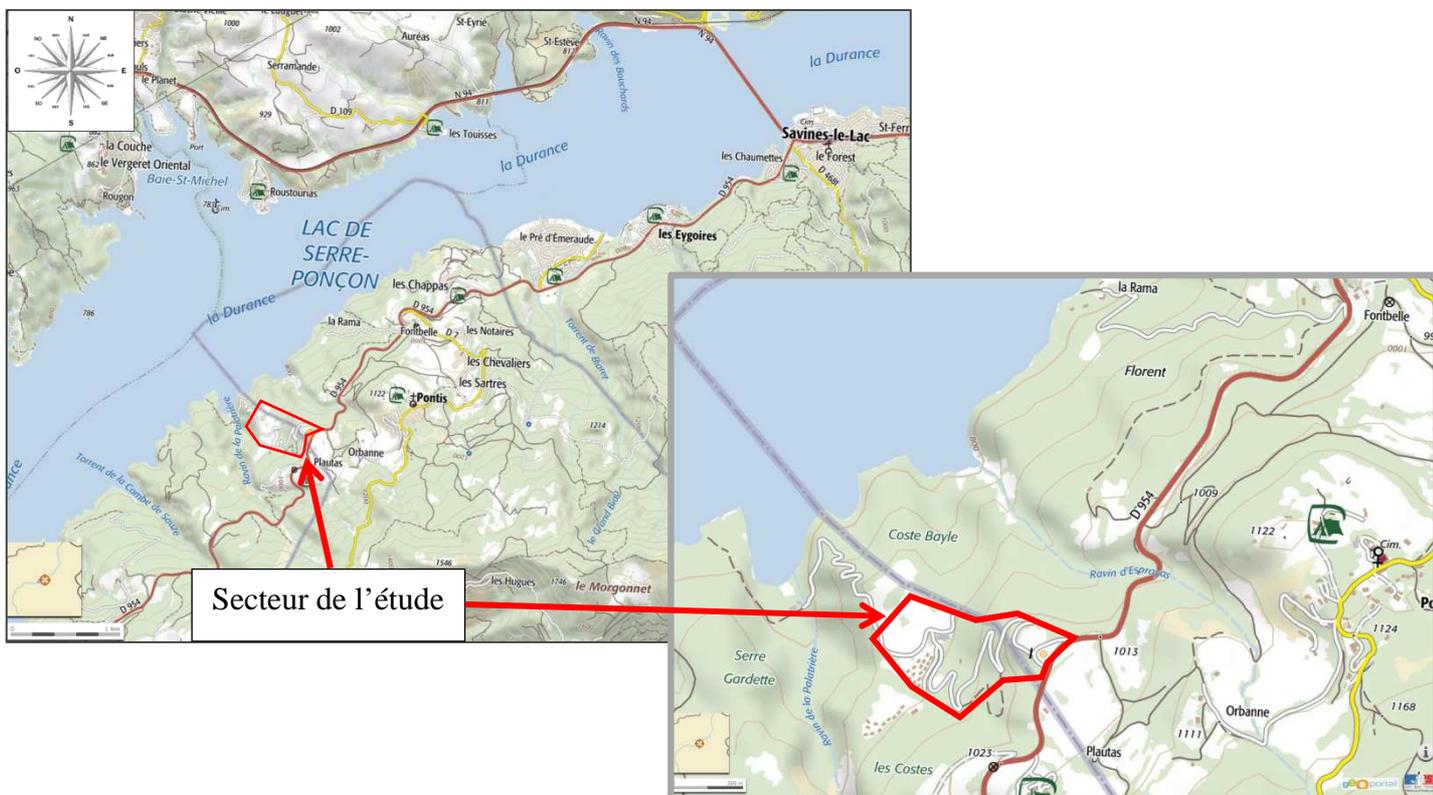


Figure 1 : Plan de localisation du projet (extraits géoportail)

Dans le cadre de ce projet, la société BELCOST – Château de la Robéyère - EMBRUN a confié à CONFLUENCE la réalisation d'une étude géotechnique intégrant les différentes phases suivantes :

- étude géotechnique préalable G1 principe généraux de construction (G1-PGC) ;
- étude géotechnique de conception G2 phase avant-projet (G2-AVP).

Ces études ont consisté pour les trois points listés ci-avant à :

- préciser le contexte local,
- prendre en compte les risques naturels,
- préciser la nature de formations en présence,
- évaluer les contraintes liées aux éventuelles circulations d'eau,
- prendre en compte le zonage sismique,
- définir les conditions générales d'adaptation du projet au site : modes et niveaux de fondations, terrassements, soutènement,
- fournir un avis sur la stabilité générale,
- fournir les sujétions relatives aux terrassements en déblais et remblais,
- définir les conditions de stabilité des talus des terrassements et le pré-dimensionnement des soutènements,
- définir les conditions de gestions des eaux pluviales,
- définir les conditions de drainage des eaux,
- les recommandations générales pour les aménagements projetés.

Il s'agit de missions d'études géotechniques préalable G1 - phase principe généraux de construction (G1-PGC) et de conception – phase Avant-Projet (G2-AVP) au sens de la norme NFP 94-500 de novembre 2013. Nous fournissons quelques extraits de cette norme en annexe 1 pour faciliter la compréhension.

2 DOCUMENTS ET DONNEES A DISPOSITION

Dans l'état actuel du projet, et à la date de rédaction du présent rapport, les documents en notre possession pour réaliser l'étude sont les suivants :

- documents et plans communiqués par SAUNIER INFRA :
 - cahier des charges géotechnique de la consultation établi référencé "GGLOI 14 007" d'août 2015.
 - Plan du levé topographique partiel du site au format DWG référencé "4-gps 10 et 11-08 3d-2d" établi par le cabinet de géomètre SCP Jacques POTIN basé à Embrun (05).
 - Plan masse du projet à l'échelle 1/1000 au format PDF établi par le cabinet d'architecture, urbanisme et paysage : Atelier XAVIER BOHL groupe GROEBLI - BRANCHE TOURISME – basé à Vias sur Mer (30).
 - Plans phase AVP dossier GGLOI 14007 (format PDF) :
 - profil parking aval – coupe du terrain - échelle 1/200 - référencé GGLOI 14007 d'août 2015 ;
 - vue en plan parking amont - Vue en plan et profil en long de la voirie – Esquisse – échelle 1/500 ;
 - Rapport d'étude géotechnique préalable (mission G1) du bureau TETHYS référencé TB-05/11815/03 d'août 2014.
- Carte géologique au 1/50000° et feuille de CHORGES issue du site du BRGM.

Les hypothèses issues de ces différents documents seront à confirmer aux stades ultérieurs du projet et pourront engendrer une modification ou une adaptation des recommandations formulées dans le présent rapport.

3 DOCUMENTS DE REFERENCE ET REGLEMENTS

La présente étude a été menée conformément aux documents de référence et règlements actuellement en vigueur, et notamment :

- NF P 94-500 de novembre 2013 – Missions d'ingénierie géotechnique – Classification et spécifications ;
- NF EN 1997-1 de juin 2005 - Eurocode 7 – Calcul géotechnique – partie 1 : Règles générales
- NF EN 1997-1/NA de septembre 2006 - Eurocode 7 – Calcul géotechnique – partie 1 : Règles générales – Annexe nationale à la NF EN 1997-1 :2005
- NF EN 1997-2 de septembre 2007 – Eurocode 7: Calcul géotechnique – partie 2 : reconnaissances des terrains et essais
- NF P 94-261 de juin 2013 – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles
- NF P 94-262 de juillet 2012 – Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations profondes
- Guide technique « GTR » – Réalisation des remblais et des couches de forme – SETRA LCPC – Septembre 1992 – Fascicule I et II
- NF EN 1998-1 de septembre 2005 – Eurocode 8 – Calculs des structures pour leur résistance aux séismes – partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour le bâtiment
- NF EN 1998-1/NA de décembre 2007 – Eurocode 8 – Calculs des structures pour leur résistance aux séismes – partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour le bâtiment – Annexe nationale à la NF EN 1997-1 :2005
- NF EN 1998-5 de septembre 2005 – Eurocode 8 – Calculs des structures pour leur résistance aux séismes – partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques

4 CONTEXTE GENERAL

Le projet est implanté sur un terrain situé en rive sud-est du lac de Serre-Ponçon, entre la RD 954 et le lac. Le site se trouve à 3.5 kms en direction du nord-est du bourg du village de Le Sauze-du-Lac au lieu-dit Coste Bayle. Le site porte le nom "Le Foreston".

Les parcelles sont actuellement occupées par :

- des espaces boisés dans les tiers sud-est et nord-ouest du site ;
- de la prairie dans la partie intermédiaire du site ;
- un versant érodé correspondant à la rupture brutale de pente dans le dernier tiers aval du site.

A l'extrémité aval du site au bord du lac l'espace on trouve des plages.

Des aménagements existent sur cette parcelle il s'agit :

- des anciens bâtiments et installations dédiés à l'ancienne colonie (bâtiment en dur et chalets en bois) ;
- des voiries d'accès au site ;
- des installations dédiées à l'alimentation en eau potable du site (réservoirs).

En extrémité aval du site on trouve au bord du lac un restaurant et des installations pour les loisirs estivaux.

La pente générale du secteur est globalement orientée du sud-est vers le nord-ouest. Selon les secteurs elle est de l'ordre de :

- parking 1 – amont : 2 à 4 % ;
- parking 2 – aval : 35 à 40 % ;
- station d'épuration : 25 % (secteur d'implantation) et 80 % (secteur aval à la STEP).

Le TN est actuellement compris entre les cotes 870 NGF (coté aval vers le projet d'implantation de la future station d'épuration) et 1024 NGF (vers le parking 1 amont).

A proximité de la parcelle étudiée, dans la zone identifiée comme la Zone d'Influence Géotechnique du projet étudié (Z.I.G.), on peut remarquer les aménagements suivants :

- à l'amont du projet la RD954 ;
- dans le secteur médian les bâtiments existants (ancien bâtiment de la colonie et les chalets) ;
- les réservoirs d'alimentation en eau potable du site ;
- la voirie d'accès au site ;
- l'alimentation électrique du site (réseaux aériens et enterrés).

Nous avons procédé à une inspection visuelle des secteurs étudiés à l'occasion de notre intervention sur site au mois d'octobre 2015. Les photographies suivantes illustrent la configuration des lieux à cette période :



Secteur d'implantation du parking 1 amont



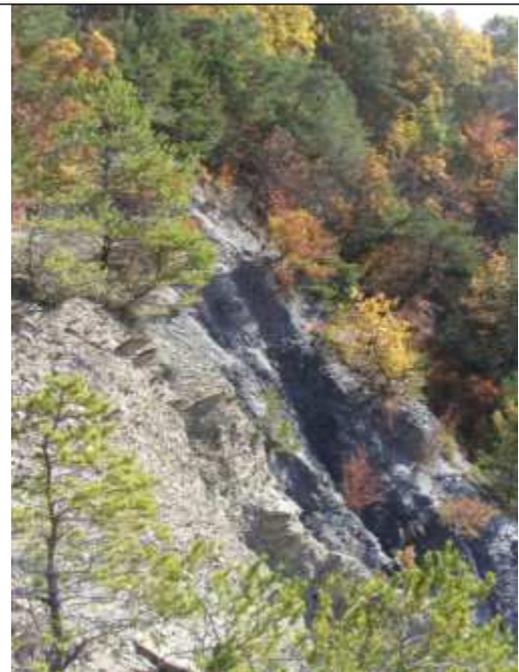
Secteur d'implantation du parking 2 aval – zone aval



Secteur d'implantation de la station d'épuration



Secteur aval à la zone d’implantation de la station d’épuration



5 CONTEXTE GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE GENERAL

Le secteur étudié s’inscrit dans les formations de la série de la zone dauphinoise - Bajocien supérieur- Oxfordien inférieur - de marnes appelées "Terres noires" (formation j1b 6a) et les moraines wurmiennes (formation Gy).

Un extrait de la carte géologique à 1/50 000 feuille de CHORGES est présenté ci-dessous :

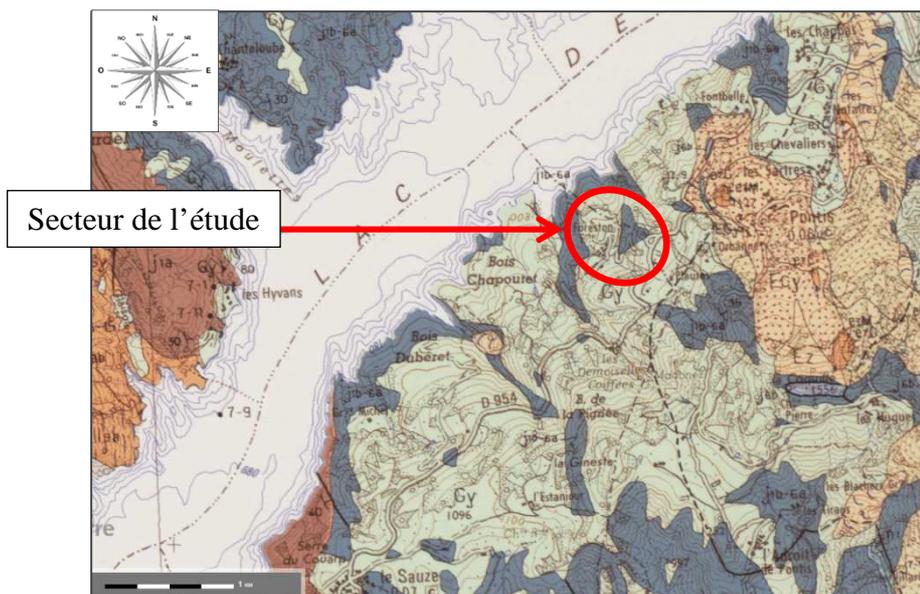


Figure 2 : Extrait de la carte géologique à l’échelle 1/50 000 de CHORGES (extrait INFOTERRE)

Le substratum rocheux est constitué dans le secteur de l'étude par des marnes schisteuses d'âge Jurassique, appelée Terre noire (Bajocien supérieur – Oxfordien inférieur). Cette formation affleure en de nombreux secteurs et plus particulièrement autour du plateau qui se situe dans la partie intermédiaire du site. Elle est bien visible dans les ravins en aval du plateau en bordures ouest et nord où la pente des terrains s'accroît fortement. On la retrouve aussi dans les pentes qui dominent le site à l'ouest, localement au niveau du plateau en extrémité est et au niveau du parking à l'entrée coté amont du site.

Les formations de recouvrement correspondent à des colluvions et des moraines pouvant présenter des épaisseurs plus ou moins importantes.

La consultation de la base de données BSS sur le site infoterre.brgm.fr, n'indique pas la présence de sondages à proximité du site étudié.

Du point de vue hydrogéologique, on peut noter les informations générales suivantes :

- le substratum caractérisé par des marnes schisteuses constitue un horizon quasi imperméable au toit duquel les écoulements souterrains peuvent se produire.
- La présence d'un talweg en bordure sud du site qui en période pluvieuse doit drainer les eaux de ruissellement de versant.
- La morphologie du secteur (pente importante) qui favorise et induit des ruissellements d'eau en provenance de l'amont qui peuvent être importants en périodes pluvieuses.

La nature des formations de surface à tendance limoneuse ou argileuse dont la matrice est fine, confère un caractère généralement peu perméable ne favorisant pas l'infiltration des eaux météoriques. On retiendra que le site n'est pas vraiment propice à l'infiltration des eaux de ruissellements de surface. Dans les zones de replat ou points bas non drainés les eaux auront tendance à stagner. Compte tenu de la morphologie du secteur les ruissellements peuvent être importants au droit notamment des zones non boisées.

Lors de notre intervention en octobre 2015 nous n'avons pas observé de venues d'eau dans les sondages ou d'écoulement en surface. Le site est apparu relativement sec. Ce constat a été effectué après la période estivale au cours de laquelle les précipitations ont été relativement faibles. Toutefois on peut s'attendre à rencontrer des circulations d'eaux dans les terrains de recouvrement ou à la faveur de niveaux altérés ou fracturés dans le substratum.

Le bureau d'études TETHYS / GEOTECHNIQUE avait réalisé en août 2014 une étude géotechnique préalable mission G1 référencée TB-05/11815/03 pour préciser le cadre géologique général du site. Elle avait fait le même constat de terrain sec au moment de son intervention. Elle avait aussi dressé à cette occasion une carte sur laquelle sont reportées les différentes zones qui caractérisent le site du point de vue de la stabilité.

Cette carte est présentée ci-après.

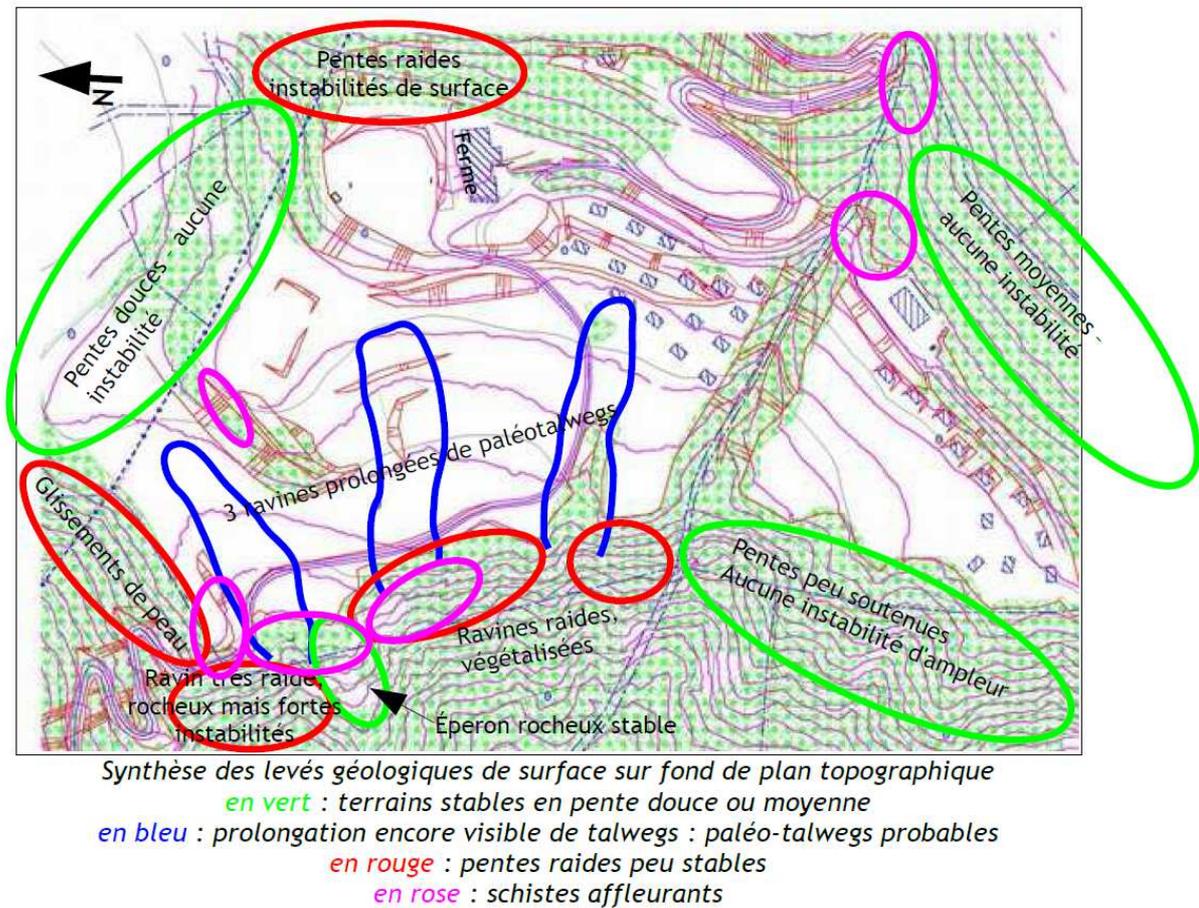


Figure 3 : Extrait de la carte des secteurs caractéristiques vis-à-vis de la stabilité (extrait du rapport TETHYS d'août 2014)

6 RISQUES NATURELS

Nous nous sommes intéressés aux risques naturels susceptibles d'affecter le secteur, à partir d'une enquête documentaire, effectués au moyen des banques de données suivants :

- infoterre.fr ;
- geoportail.fr ;
- Prim.net : portail de la prévention des risques majeures ;
- Site internet de la commune avec notamment le PLU (en cours d'élaboration).

Remarque importante : il convient de préciser que cet état des lieux des risques naturels évolue régulièrement, il n'est donc exact qu'à la date de rédaction du présent rapport.

6.1 Arrêtés de reconnaissance de catastrophe naturelle

Aucun arrêté de catastrophe naturelle n'est recensé sur la commune.

6.2 Risques sismiques

En ce qui concerne le contexte tectonique, la carte ne fait pas mention dans la zone d'étude, de faille au sein même des formations rencontrées, qu'elles soient observées ou supposées.

La zone de sismicité du projet est précisée dans le tableau ci-dessous (en gras) :

Numéro de zone	Sismicité
1	Très faible
2	Faible
3	Modérée
4	Moyenne
5	forte

Pour plus de précisions, on se reportera au paragraphe 12 – Contexte sismique.

6.3 Consultation de la base de données prim.net

Nous avons procédé à la consultation de la base de données prim.net du Ministère de l'Ecologie, de l'Energie, du développement Durable et de l'Aménagement du territoire ; à la date de rédaction du présent rapport, il est mentionné :

- des risques de feux de forêt,
- des risques de séisme,
- des risques de mouvement :
 - o éboulement, chutes de pierres et de blocs
 - o glissement de terrain,
 - o tassements différentiels,
- des risques d'inondation – Par une crue torrentielle ou une montée rapide de cours d'eau.

On signalera que le secteur de l'étude est ponctuellement affecté par des instabilités de surface et des phénomènes d'érosion.

6.4 Aléa retrait-gonflement des argiles

Nous avons procédé à la consultation de la base de données Aléa retrait gonflement des argiles, gérée par le MEEDDM-BRGM ; la classe de sensibilité est celle précisée dans le tableau ci-dessous (en gras):

Aléa retrait gonflement
A priori nul
Faible
Moyen
Fort

Un extrait de la carte est fourni ci-dessous :

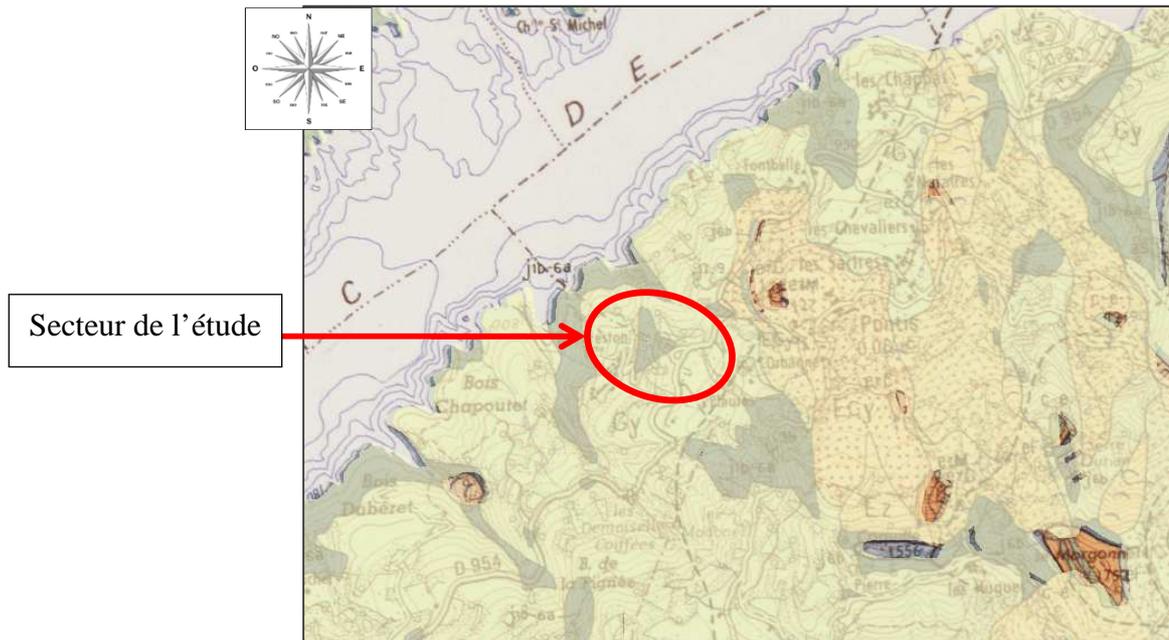


Figure 4 : Extrait de la carte d'aléa retrait / gonflement des argiles (extrait INFOTERRE)

Pour ce projet situé en zone d'aléa faible, aucune préconisation particulière ne s'impose.

6.5 Aléa cavités

D'après la consultation de la base de données BD cavités gérée par le BRGM, une cavité est répertoriée sur la commune. Il s'agit de cavités liées à l'activité humaine (ouvrage civil), situé à Pontis (à 1 km vers le nord-est).

Il est par ailleurs précisé qu'il peut exister des cavités souterraines abandonnées non minière non localise sur la commune.

6.6 Aléa minier

En ce qui concerne plus spécifiquement le risque minier, nous avons procédé à une consultation des services suivants : base de données du renseignement minier gérée par le BRGM.

Dans le secteur de l'étude il n'existe pas d'exploitation minière.

6.7 Aléa amiante environnemental

Nous nous sommes intéressés au risque de présence d'amiante **naturelle** au sein des terrains au droit du site étudié.

A ce jour, trois départements font l'objet d'une cartographie de la présence d'amiante, disponible sur le site Infoterre : la Haute-Corse, la Savoie et la Loire Atlantique.

Les autres départements ne font pas l'objet actuellement de la cartographie de cet aléa, il n'est donc pas possible de donner des informations sur sa possible présence dans la zone d'étude ; cela ne signifie pas que le risque n'existe pas sur ces autres départements.

Remarque importante : cette recherche ne porte pas sur le risque de présence d'amiante lié aux activités anthropiques. Il doit faire l'objet d'une étude environnementale spécifique, qui n'entre pas dans le cadre de notre mission géotechnique.

6.8 Aléa mouvements de terrain

Aucun mouvement de terrain n'est recensé sur la commune.

6.9 Aléa inondations et coulées de boues

Le projet est hors zone inondable.

6.10 Plan de prévention des risques naturels prévisibles

A la date de rédaction du présent rapport, la commune de LE SAUZE-DU-LAC ne dispose pas d'un Plan de Prévention contre les Risques Naturels (PPRn), ni d'un Plan de Prévention contre les Risques d'Inondation (PPRi).

La commune dispose d'un PLU qui est en cours d'établissement.

7 PROFONDEUR DE MISE HORS GEL DES INFRASTRUCTURES

Le projet étudié dans le présent rapport se situe à une altitude comprise entre 875 m NGF (secteur de la station d'épuration) et 1024 m NGF (secteur du parking 1 amont).

La profondeur de mise hors gel des infrastructures peut être estimée à partir de différents documents :

- En référence à l'Eurocode 7 – NFP 94-261, la profondeur est donnée par la formule suivante :
 - $Z_{mini} = 70 + \frac{(Altitude-150)}{1000} \times 100$
 - On obtient la profondeur suivante : Z_{mini} = de 142.5 à 157.4 cm en fonction des secteurs.

Les profondeurs de mise hors-gel des infrastructures seront donc comprises entre 145 à 160 cm. on retiendra donc pour les 3 secteurs principaux étudiés :

- parking 1 amont : 160 cm ;
- parking 2 aval : 150 cm ;
- station d'épuration : 145 cm.

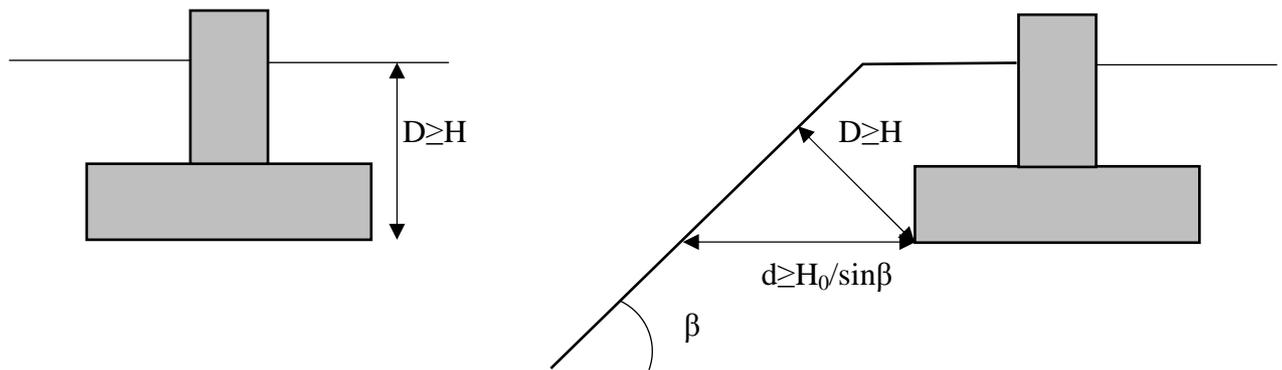


Figure O 4.1.1 – Notion de profondeur pour l'exposition au gel

8 DESCRIPTION DU PROJET

A ce stade des études le projet prévoit :

- la création d'une station d'épuration qui sera implantée en aval du projet de constructions des habitations. Cet ouvrage prendra place dans l'espace entre la voirie et le versant abrupt (ravines) localisé en partie aval du secteur principal d'aménagement.
- La création d'une zone de parkings (parking 1) implantée à l'entrée amont du site au niveau du délaissé en bordure de la RD954. Il est envisagé une extension de la zone de parking coté sud du secteur.
- La création d'une zone de parking (parking 2) et des voiries associées juste en amont de la zone intermédiaire où est implanté l'ancien bâtiment de la colonie (secteur le Foreston).

Pour la station d'épuration aucun élément précis ne nous a été communiqué (configuration, géométrie, type de bâtiment etc.). Seule la descente de charge pressentie des bassins nous a été précisée, elle est de l'ordre de 6 tonnes/m².

Pour les zones de parkings 1 et 2 la géométrie de principe au stade avant-projet de ces aménagements (vue en plan et profils) nous a été communiquée par SAUNIER INFRA.

9 CATEGORIE GEOTECHNIQUE DE L'OUVRAGE, DUREE D'UTILISATION ET CLASSES DE CONSEQUENCES

On peut distinguer trois classes de conséquences de la ruine ou de l'endommagement de l'ouvrage (vis-à-vis des personnes, des ouvrages et des constructions avoisinantes et de la protection de l'environnement) :

- les conséquences faibles (CC1), ayant des effets faibles ou négligeables sur les personnes, sur l'ouvrage à construire ou les constructions avoisinantes, en termes sociaux, économiques ou d'environnement ;
- les conséquences moyennes (CC2), ayant des effets modérés sur les personnes, et/ou des effets importants sur l'ouvrage à construire ou les constructions avoisinantes, en termes sociaux, économiques ou d'environnement ;

- les conséquences élevées (CC3), ayant des effets importants sur les vies humaines et/ou des conséquences très importantes sur l'ouvrage à construire ou les constructions avoisinantes, en termes sociaux, économiques ou d'environnement.

La catégorie géotechnique du projet est déterminée en fonction des classes de conséquence et des conditions de site ; le tableau ci-dessous permet de la déterminer et d'apprécier les bases de justifications à entreprendre pour chacune des catégories

CLASSE DE CONSEQUENCE	CONDITIONS DE SITE	CATEGORIE GEOTECHNIQUE *	BASE DES JUSTIFICATIONS
CC1	Simple et connues	1	Expérience et reconnaissance géotechnique qualitative admises
	Complexes	2	Reconnaissance géotechnique et calculs nécessaires
CC2	Simple	2	
	Complexes	3	Reconnaissance géotechnique et calculs approfondis
CC3	Simple ou complexes	3	

* Il n'y a pas de règles établies pour le choix de la catégorie géotechnique. En pratique toutefois, on considère qu'un ouvrage fondés sur pieux relève au moins de la catégorie 2, et on classe en catégorie géotechnique 3 les ouvrages établis dans un site instable, ou dans des conditions de risques sismiques importants, ou dans des sols évolutifs ou sensibles, les ouvrages nucléaires, de stockage GNL, etc.

La classe de conséquence retenue pour ce projet est CC2 et les conditions de sites sont complexes, le projet se classe donc en catégorie géotechnique d'importance 3 et nécessite donc des reconnaissances géotechniques et des calculs approfondis d'après l'annexe P de la norme d'application nationale de l'Eurocode 7 NF P 94-262.

10 INVESTIGATIONS ET RECONNAISSANCE DES FORMATIONS EN PRESENCE

10.1 Inspection visuelle

Nous avons procédé à une inspection visuelle du site au mois d'octobre 2015, ce qui nous a permis de faire les constats suivants :

- des pentes généralement importantes caractérisent les différents secteurs devant recevoir les aménagements.
- Un versant abrupt (ravines) soumis à l'érosion en aval du projet d'implantation de la station d'épuration (côté ouest).
- Des affleurements localisés de schistes marneux dans le secteur amont (zone du parking 1).
- Un couvert arbustif dense au droit de la zone d'implantation du parking 2.
- Des affaissements qui se manifestent localement au droit de la voirie d'accès au site.
- La présence d'un talweg dans le secteur sud-ouest du site orienté du sud-est vers le nord-ouest.
- L'existence d'une galerie en maçonneries de pierres située dans la zone boisée située en amont de la zone du bâtiment de la colonie (secteur du Foreston).

Des bâtiments occupent le secteur situé dans la partie intermédiaire du site (secteur le Foreston). Il s'agit de l'ancienne colonie et des différents chalets en bois répartis sur ce secteur.

Au niveau du secteur d'implantation du bâtiment de l'ancienne colonie, en extrémité nord de cette zone il existe des instabilités de surface dans les talus amont. Ce secteur a déjà été identifié par l'étude de TETHYS, comme la sensibilité de la zone de la ravine en aval du projet d'implantation de la station d'épuration.

10.2 Analyse structurale, relevés stratigraphiques – Secteur STEP

Nous avons réalisé un relevé local du pendage du substratum dans le secteur d'implantation pressenti de la station d'épuration. Le substratum est ici constitué par des schistes marneux dont le pendage visible tend à plonger nettement vers l'ouest (sens opposé à la pente du versant). Les relevés stratigraphiques indiquent un pendage de l'ordre de N120-30O. La photographie ci-après permet d'apprécier le pendage.



10.3 Programme des investigations in-situ

Dans le cadre de ce projet d'aménagement et à ce stade des études, les reconnaissances par sondages concernent les secteurs suivants :

- parking 1 amont ;
- parking 2 aval ;
- station d'épuration ;
- la voirie (secteurs ponctuels).

Le programme des investigations in-situ a consisté en la réalisation de :

- 11 sondages à la pelle mécanique notés FP1 à FP11 et descendus entre 1.8 et 3.0 m de profondeur ou au refus,
- 2 sondages pressiométriques notés SP1+pz et SP2+pz descendus à 10 m de profondeur et équipés chacun d'un tube piézométrique.
- 5 sondages au pénétromètre dynamique lourd notés PD1 à PD5 et descendus à 6.0 m de profondeur ou au refus afin de mesurer la compacité des terrains au droit des futurs aménagements (zones de parkings et leurs voiries de dessertes et secteur de la station d'épuration),
- 5 sondage au pénétromètre dynamique lourd notés PD101 à PD105 et descendus à 2.0 m de profondeur ou au refus afin de mesurer la compacité des terrains au droit de la voirie existante,

- 5 sondages carottés notés SC1 à SC5 et descendus à 1.0 m de profondeur afin d'évaluer et de visualiser la configuration des structures de la chaussée existante.

Par rapport au programme initial nous avons réalisé un sondage supplémentaire (sondage au pénétromètre dynamique lourd PD4) afin d'évaluer la compacité des terrains dans le virage fermé situé en bordure du talweg sud.

Les sondages ont été implantés conformément au plan d'implantation prévisionnelle communiqué par CONFLUENCE le 22/10/2015 et adapté par le cabinet SAUNIER INFRA le 23/10/2015. Des adaptations sur le site au moment de la réalisation des sondages ont été nécessaires pour prendre en compte les contraintes liées à la présence des ouvrages existants (réservoir) ainsi que celle des réseaux.

Chaque sondage a été nivelé en NGF en prenant des points caractéristiques ou des bornes au droit de chaque secteur étudié et repérés sur le levé topographique partiel du site communiqué par le cabinet SAUNIER (plan référencé 200-2007 état des lieux le 14 Août 2015 - fichier n° 4-gps 10 et 11-08 3d-2d) établi par le cabinet de géomètre SCP Jacques POTIN.

Les sondages ont été repérés sur le plan d'implantation fourni en annexe 2. Nous avons aussi reporté sur ce plan d'implantation les sondages réalisés par TETHYS en août 2014.

Type de sondage	Numéro du sondage
<i>Secteur 1 - Parking 1 (amont)</i>	
Sondage à la pelle mécanique CONFLUENCE	FP8 – FP9 – FP10 – FP11
Sondage au pénétromètre dynamique lourd CONFLUENCE	PD1
<i>Secteur 2 - Parking 2 (aval)</i>	
Sondage à la pelle mécanique CONFLUENCE	FP2 – FP3 – FP4 – FP5 – FP6 – FP7
Sondage au pénétromètre dynamique lourd CONFLUENCE	PD3 – PD5
Sondage pressiométrique CONFLUENCE	SP2+pz
<i>Secteur 3 – Station d'épuration</i>	
Sondage à la pelle mécanique CONFLUENCE	
Sondage au pénétromètre dynamique lourd CONFLUENCE	PD1
Sondage pressiométrique CONFLUENCE	SP1+pz
<i>Voiries</i>	
Sondage au pénétromètre dynamique lourd CONFLUENCE	PD4 (sondage réalisé en bordure de voirie au niveau d'une zone d'affaissement)
Sondage au pénétromètre dynamique lourd CONFLUENCE	PD101 à PD105
Sondage carotté CONFLUENCE	SC1 à SC5

Le tableau ci-dessous fournit la cote altimétrique de chaque tête de sondage (cote mNGF), la profondeur atteinte et leur cote d'arrêt :

Sondage	Cote de tête de sondage (mNGF)	Profondeur atteinte (m)	Côte d'arrêt des sondages (mNGF)
Fouilles à la pelle mécanique			
FP1	873.93	2.80	871.13
FP2	922.00	2.80	919.20
FP3	919.72	2.90	916.82
FP4	917.90	3.00	914.90
FP5	927.50	2.30	925.20
FP6	931.20	2.80	928.40
FP7	928.00	2.80	925.20
FP8	1 021.61	2.30	1 019.31
FP9	1 022.21	2.20	1 020.01
FP10	1 023.48	1.80	1 021.68
FP11	1 020.29	2.30	1 017.99
Sondages pressiométriques			
SP1+pz	873.78	10.00	863.78
SP2+pz	930.75	10.00	920.75
Sondages au pénétromètre dynamique lourd de reconnaissance des terrains			
PD1	1 023.35	2.70	1 020.65
PD2	873.93	1.40	872.53
PD3	924.50	4.40	920.10
PD4	946.20	6.00	940.20
PD5	926.75	3.75	923.00
Sondages au pénétromètre dynamique lourd de reconnaissance des structures de voiries			
PD101	899.60	2.00	897.60
PD102	925.10	1.35	923.75
PD103	946.35	3.20	943.15
PD104	961.55	2.00	959.55
PD105	993.50	2.00	991.50
Sondages carottés des structures de voiries			
SC1	899.60	1.00	898.60
SC2	925.10	1.00	924.10
SC3	946.35	1.00	945.35
SC4	961.55	1.00	960.55
SC5	993.50	1.00	992.50

10.4 Programme des investigations en laboratoire

Nous avons effectué le programme d'essais en laboratoire suivant :

- 8 identifications de type GTR (granulométrie et argilosité, teneur en eau),
- 3 mesures de l'Indice de Portance Immédiat,
- 15 teneurs en eau.

10.5 Lithologie et caractéristiques géomécaniques

Parking 1 amont :

Les différents sondages (PD1 et FP8 à FP11) permettent d'établir la lithologie suivante, de haut en bas, au droit de nos sondages :

[TV] Terre végétale d'une épaisseur de l'ordre de 20 cm rencontrée uniquement au droit du sondage FP11 (sondage dans le talus aval à la zone de parking).

[R] Remblais : ils ont été repérés uniquement au droit du sondage FP8. Il s'agit de schistes mis en remblai sur une épaisseur de l'ordre de 0.55 m, ils surmontent une couche de limons marron graveleux à blocs.

[1a] Limons graveleux à blocs : ils s'apparentent à des colluvions et sont approximativement rencontrés à partir de 0.2 à 0.55 m de profondeur et jusqu'à 2.2 à 2.3 m de profondeur uniquement au droit des sondages FP8 et FP11 (fin du sondage). Dans le sondage FP8 leur épaisseur est de l'ordre de 1.75 m. Une couche de 0.3 m d'épaisseur de limon marron surmonte cette formation. Dans le sondage FP11 une couche irrégulière de 30 cm d'épaisseur surmonte les limons graveleux à blocs.

[2] Schistes marneux et schistes altérés : ils sont approximativement rencontrés à partir de 0.0 à 2.2 m de profondeur et jusqu'à la fin des sondages entre 1.8 à 2.3 m de profondeur. Ils ont été rencontrés dans les sondages FP8, FP9 et FP10. Cette formation n'a pas été rencontrée dans le sondage FP11.

Le sondage au pénétromètre dynamique PD1 met en évidence des valeurs de résistance de pointe moyennes à fortes. Ce sondage a traversé la formation de limons graveleux à blocs [1a]. Le refus a été obtenu à 2.7 m de profondeur soit un bloc soit sur les schistes marneux.

On retiendra que les résistances dynamiques de pointe sont :

- Moyennes de 0.0 à 1.2 m de profondeur ($7.8 \text{ MPa} < q_d < 11.6 \text{ MPa}$) ;
- Fortes de 1.4 à 2.7 m ($18.0 \text{ MPa} < q_d < 125.3 \text{ MPa}$ - refus).

L'augmentation des résistances de pointe à partir de 1.4 m de profondeur est à mettre en relation avec le caractère plus graveleux de la formation [1].

Parking 2 aval :

Les différents sondages (SP2, PD2, PD3, PD5, FP2, FP3, FP4, FP5, FP6 et FP7) permettent d'établir la lithologie suivante, de haut en bas, au droit de nos sondages :

[TV] Terre végétale d'une épaisseur de l'ordre de 10 à 20 cm.

[1] Limons à cailloutis : ils s'apparentent à des colluvions et sont rencontrés uniquement dans le sondage FP5 entre 0.2 et 1.0 m de profondeur. Leur épaisseur est de l'ordre de 0.8 m.

[1a] Limons graveleux à blocs : ils s'apparentent à des colluvions et sont approximativement rencontrés à partir de 0.1 à 1.0 m de profondeur et jusqu'à 2.4 à 3.0 m de profondeur. Cette formation a été rencontrée jusqu'à la fin du sondage pressiométrique SP2 à 10.0 m de profondeur. Il convient de préciser qu'en raison du mode de forage destructif la transition avec les moraines

situées plus en profondeur est difficile à évaluer (pas de transition franche d'après les paramètres de forage). On retiendra toutefois que l'augmentation des pressions limites à partir de 6.5 m de profondeur peut correspondre à la présence de moraines.

[2] Marnes schisteuses : elles sont rencontrées uniquement dans les sondages FP2 et FP3, approximativement à partir de 2.4 à 2.7 m de profondeur et jusqu'à la fin des sondages.

Le sondage pressiométrique SP2 met en évidence des valeurs de résistance moyennes et assez homogènes dans la formation [1a] de limons graveleux à blocs ; les rapports E_M / P_l^* tendent à montrer des sols normalement consolidés à surconsolidés.

Le tableau-ci-dessous présente la synthèse de ces valeurs en fonction des horizons :

	Pression limite nette P_l^* (MPa)	Module pressiométrique E_M (MPa)	Rapport E_M / P_l^*
[1a] Limons graveleux à blocs	$1.16 < P_l^* < 3.73$	$19.7 < E_M < 61.0$	$9.7 < E_M / P_l^* < 18.4$

Les sondages au pénétromètre dynamique PD3 et PD5 mettent en évidence des valeurs de résistance de pointe moyennes à fortes dans les formations de limons graveleux à blocs. Le tableau-ci-dessous présente la synthèse de ces valeurs en fonction des horizons :

	Résistance dynamique de pointe q_d en MPa
[1] Limons graveleux à blocs	$4.2 < q_d < 26.7$
[2] Marnes schisteuses à schistes marneux	$q_d > 36.6$ (refus)

Les deux sondages au pénétromètre dynamique ont été réalisés à chaque extrémité dans les secteurs nord et sud de la future zone de parking. On retiendra qu'en extrémité nord les terrains sont moins graveleux à la lecture des résultats du pénétromètre PD3 qui montrent une bonne homogénéité des résistances dynamiques de pointe q_d sur la hauteur du sondage (valeurs moyennes de l'ordre de 7 MPa). Dans le secteur sud les résistances de dynamiques de pointe q_d sont plus élevées et les variations confirment le caractère plus graveleux de la formation (présence de blocs). Au droit du sondage PD3 le refus a probablement été obtenu sur le toit de la formation marno-schisteuses à schisto-marneuse.

Ce secteur présente des épaisseurs plus importantes de limons graveleux à blocs dans la partie sud du projet du parking, en effet le sondage pressiométrique SP2 d'une profondeur de 10.0 m n'a pas rencontré le toit du substratum. Les sondages réalisés par le bureau d'études TETHYS en 2014 indiquaient la présence de ces formations dans les sondages à la pelle mécanique n°9 et 10 jusqu'à des profondeurs de 3.75 et 3.9 m. Le sondage au pénétromètre dynamique réalisé dans ce secteur du projet de parking avait obtenu un refus très rapidement à 1.1 m de profondeur environ.

Dans le secteur nord du parking le toit du substratum a été rencontré entre 2.4 et 2.7 m de profondeur dans les fouilles à la pelle mécanique FP2 et FP3. Le refus à 4.4 m de profondeur au droit du sondage PD3 est probablement en relation avec la présence du substratum.

Station d'épuration :

Les différents sondages (SP1, PD2 et FP1) permettent d'établir la lithologie suivante, de haut en bas, au droit de nos sondages :

[TV] **Terre végétale** d'une épaisseur de l'ordre de 10 cm.

[1] **Limons à cailloutis** : ils s'apparentent à des colluvions et sont rencontrés entre 0.1 et 1.5 m de profondeur. Leur épaisseur est de l'ordre de 1.4 m.

[2] **Marnes schisteuses à schistes marneux** : elles sont rencontrés, approximativement à partir de 1.5 m de profondeur et jusqu'à la fin du sondage pressiométrique SP1 à 10 m de profondeur.

Le sondage pressiométrique SP1 met en évidence des valeurs de résistance assez fortes et homogènes dans la formation [1] de limons à cailloutis et [2] de marnes schisteuses à schistes-marneux ; les rapports $E_M / P1^*$ tendent à montrer des sols normalement consolidés à surconsolidés.

Le tableau-ci-dessous présente la synthèse de ces valeurs en fonction des horizons :

	Pression limite nette $P1^*$ (MPa)	Module pressiométrique E_M (MPa)	Rapport $E_M / P1^*$
[1] limons à cailloutis (1 seul essai)	4.17	61.0	14.6
[2] marnes schisteuses à schistes marneux	$4.46 < P1^* < 4.8$	$89.2 < E_M < 141.6$	$20.0 < E_M / P1^* < 29.7$

Les résultats du sondage au pénétromètre dynamique PD2 metentt en évidence des valeurs de résistance de pointe moyennes à forte dans les formations de limons à cailloutis [1] avec une augmentation sensible des résistances dynamiques de pointe q_d dès 0.6 m de profondeur. Le tableau-ci-dessous présente la synthèse de ces valeurs en fonction des horizons :

	Résistance dynamique de pointe q_d en MPa
[1] Limons à cailloutis	$6.3 < q_d < 23.3$
[2] Marnes schisteuses à schistes marneux	$16.7 < q_d < 44.9$

Dans le secteur situé en amont de la zone d'implantation de la station d'épuration les sondages réalisés par le bureau d'études TETHYS avaient révélés la présence du substratum marno-schisteux à schisto-marneux à des profondeurs faibles (sondages pénétrométrique 30 à 32 et sondages à la pelle mécanique 4 et 5). Dans cette horizon les résistances dynamiques de pointe q_d étaient élevées, supérieures à 10 MPa. Les refus entre 1.7 et 2.3 m de profondeur avaient probablement été obtenus dans les schistes altérés.

Sur la base des résultats des différents sondages réalisés dans ce secteur on retiendra que les terrains de couverture constitués par des limons à cailloutis occupent la zone d'implantation de la future station d'épuration sous la forme de dépôts. L'épaisseur de ces formations tend à décroître en direction de l'amont.

Voirie

Les investigations menées au droit des voiries ont été réalisées par paire de sondages : sondages carottés et sondages au pénétromètre dynamique lourd.

Les cinq sondages carottés SC101 à SC105 descendus à 1.0 m de profondeur ont permis d'identifier la constitution des structures des voiries et la nature des terrains d'assise. Les coupes donnent les précisions suivantes :

- enrobé : 5 à 7 cm d'épaisseur ;
- couche de forme en matériaux concassé 0/50 : de 10 à 30 cm d'épaisseur ;
- limons à cailloutis ou marnes schisteuses altérées jusqu'à 1.0 de profondeur (fin des sondages).

Les résultats des 5 sondages au pénétromètre dynamique mettent en évidence des valeurs de résistance de pointe faibles à moyennes sous le niveau des structures de voiries. Les résultats apparaissent globalement assez homogènes. Le tableau-ci-dessous présente la synthèse de ces valeurs en fonction des horizons :

	Résistance dynamique de pointe q_d en MPa
[R] Couche de forme	$9.7 < q_d < 40.1$
[1] Limons à cailloutis	$2.5 < q_d < 15.3$
[2] Marnes schisteuses à schistes marneux	$18.9 < q_d < 59.9$

On notera que les résistances dynamiques de pointe sont globalement moins élevées au droit des sondages PD103 à PD105 dans les secteurs où la voirie est en remblai.

Au droit du sondage PD102 le refus a été obtenu à 1.35 m de profondeur, il pourrait s'agir de blocs ou de marnes schisteuses.

Le sondage pénétrométrique supplémentaire PD4 a été réalisé à proximité de la voirie dans le virage situé en bordure de talweg localisé au sud du site. Ce sondage a été réalisé afin de préciser la compacité des terrains au droit de cette zone sensible qui en raison de la présence du talus abrupt du talweg pourrait être le siège d'instabilité et d'affaissement. Le sondage PD4 a été descendu à 6.0 m de profondeur, il n'a pas rencontré de refus. Les valeurs de résistance dynamique de pointe q_d sont faibles à moyennes. Les formations traversées correspondent probablement à des colluvions (limons à cailloutis).

Remarque générale

Il convient de noter que les sondages au pénétromètre dynamique constituent un mode d'investigation « aveugle » et qu'il est par conséquent difficile d'attribuer une correspondance précise entre la lithologie des sols et les résistances mécaniques mesurées.

10.6 Conditions hydrogéologiques

L'auscultation visuelle de la surface du terrain au droit des zones d'aménagements et au niveau de leurs abords n'a pas révélé la présence de zones d'humidités au moment de notre intervention (fin octobre 2015).

Aucune arrivée d'eau n'a été notée pendant les sondages (sondages à la pelle mécanique, sondages au pénétromètre dynamique, sondages pressiométriques et sondages carottés), mais il s'agit d'informations instantanées, ne traduisant pas les fluctuations possibles des circulations d'eaux en fonction des saisons. Il convient de préciser que dans les deux sondages pressiométriques SP1 et SP2 descendus à 10 m de profondeur aucune arrivée d'eau n'a été constatée. Rappelons que ces deux sondages ont été équipés de tube piézométrique (respectivement 10.0 et 9.0 m de profondeur) qui permettront un suivi des éventuels niveaux d'eau présents dans les terrains. Le piézomètre du sondage SP1 (station d'épuration) est ancré dans les schistes tandis que le piézomètre du sondage SP2 (parking 2) est ancré uniquement dans les formations de limons à blocs [1a].

Piézomètre	Cote de tête de sondage	Profondeur circulation d'eau (m) non stabilisée (fin de chantier)
SP1 - PZ1 (le 30/10/2015)	873.78	pas d'eau (< à 863.78)
SP2 - PZ2 (le 29/10/2015)	930.75	pas d'eau (< à 921.75)

Les mesures réalisées les 29 et 30/10/2015 correspondent à des levés instantanés réalisés immédiatement après la mise en œuvre des tubes piézométriques dans les forages. Il convient donc de rester prudent sur l'interprétation d'une absence de niveaux d'eau dans les terrains. Nous recommandons un suivi piézométrique mensuel pendant au moins un an.

Compte tenu du contexte on peut s'attendre à des circulations erratiques dans les niveaux d'altération du substratum.

Il faut aussi noter que des circulations d'eau sont cependant possibles en fonction des saisons à l'interface entre les formations de recouvrement et le substratum rocheux, ou au sein même de celui-ci à la faveur de niveaux altérés, fissurés ou déstructurés.

Malgré la nature plutôt imperméable des formations de couverture constituées par les formations limoneuses il ne faut pas exclure la présence de circulations d'eau dans ces formations notamment quand la proportion d'éléments grossiers est importante ce qui est le cas dans le secteur des parkings 1 et 2.

Seule une étude hydrogéologique, associée à un suivi piézométrique sur une longue période, permettraient de définir précisément les niveaux de circulations des eaux. Cette étude ne relève pas de la mission qui nous a été confiée au stade de la phase d'avant-projet.

10.7 Essais en laboratoire

Les résultats des essais d'identification en laboratoire réalisés sur les différentes formations sont synthétisés dans les tableaux ci-après.

Formation limoneuse à cailloutis [1] :

Cette formation a été caractérisée par la réalisation d'analyses sur 1 prélèvement effectué dans la fouille à la pelle mécanique FP1 entre 0.8 et 1.0 m de profondeur.

Teneur en eau	13.9 %
Passant à 80 µm	87.6 %
Dmax	31.5 mm
IPI (γd en T/m ³)	21.6 (1.55)
VBS	1.11
Classification GTR	A1m

Formation de limons graveleux avec blocs [1a] :

Cette formation a été caractérisée par la réalisation d'analyses de type GTR sur 6 prélèvements effectués dans les fouilles à la pelle mécanique FP2, FP5, FP6, FP7, FP8, et FP11. La caractérisation de ces matériaux a été complétée avec la réalisation de mesures de teneurs en eau sur des échantillons prélevés à différentes profondeurs dans les sondages FP2, FP3, FP4, FP5, FP6, FP7, FP8, FP9, FP10 et FP11. Les valeurs indiquées pour les teneurs en eau intègrent l'ensemble des résultats des essais réalisés pour chaque formation.

	Minimum	Maximum	Moyenne	Nombre de valeur
Teneur en eau	5.7 %	11.3 %	8.0 %	18
Passant à 80 µm	36.5 %	56.4 %	45.1 %	3
Dmax mm	50	60	-	3
IPI (γd en T/m ³)	28.3 (1.81)	31.9 (2.2)	30.1 (2.0)	3
VBS	0.31	0.6	0.4	3
Classification GTR	A1 et C1A1(*)			

(*) Pour les analyses en laboratoire de cette formation, les prélèvements d'échantillons ont été écrêtés sur site pour ne pas prélever les éléments grossiers qui pouvaient atteindre 400 mm. Dans ces conditions les essais en laboratoire des sondages FP8 et FP11 ont été réalisés sur la fraction de matériau 0/50 conduisant à des classements GTR A1. En considérant la fraction grossière de ces matériaux ils sont à classer en C1A1.

Les essais IPI menés sur les échantillons des fouilles FP7 (entre 1.0 et 1.6 m de profondeur) et FP8 (entre 0.7 et 0.8 m de profondeur) conduisent aux classements suivants :

- FP7 : C1A1s (sec)
- FP8 : A1 s à ts (sec à très sec). Pour cet échantillon les matériaux ont été écrêtés au moment du prélèvement en écartant la fraction grossière supérieure à 50 mm. Il convient donc de la reclasser en C1A1 s à ts.

Formation marno-schisteuse [2] :

Cette formation a été caractérisée par la réalisation d’analyses sur 1 prélèvement effectué dans la fouille à la pelle mécanique FP8 entre 0.1 et 0.5 m de profondeur.

	Minimum	Maximum	Moyenne	Nombre de valeur
Teneur en eau	6.1 %	11.3 %	8.1 %	4
Passant à 80 µm	27.7 % (1 seule valeur)			1
Dmax	60 mm (1 seule valeur)			1
VBS	0.19 (1 seule valeur)			1
Classification GTR	C1B5			

Cette formation friable se débite en plaquette et conduit à des éléments de diamètres variables qui au moment des essais en laboratoire a pu conduire à une fragmentation des éléments grossiers.

Ce type de formation rocheuse se classe généralement en R3 lorsqu’elle n’est pas altérée et sous la forme d’un massif homogène.

11 SYNTHÈSE GEOTECHNIQUE

Nous présentons ci-dessous la synthèse des paramètres géomécaniques qui ont été retenus dans le cadre de cette phase d’étude d’avant-projet et qui ont été déterminés à partir de l’ensemble des résultats des investigations réalisées, des essais en laboratoire et par expérience de ce type de formations :

Formation	Poids volumique humide γ_h (kN/m ³)	Sollicitations courte durée		Sollicitations longue durée		Résultats pressiométriques		Résistance dynamique de pointe q_d (MPa)
		Cohésion C_u (kPa)	Angle de frottement ϕ_u (°)	Cohésion effective C' (kPa)	Angle de frottement effectif ϕ' (°)	Pression limite P_l (MPa)	Module pressiométrique E_m (MPa)	
[1] limon à cailloutis	19	8	30	3	30	1 à 3	10 à 30	10
[1a] limon graveleux avec blocs	19	8	35	3	35	1 à 3	10 à 30	8
[2] marne schisteuse à schiste marneux	20	20	45	15	45	> 4	70	> 30

[3] déblais repris sur site (pour mise en remblais) ou remblai d'apport (*)	21	5	37	0	37	-	-	-
Enrochements libres	22	10	40	10	40	-	-	-
Enrochements bétonnés	22	40	40	40	40			

(*) il s'agit des objectifs de valeurs à atteindre, en considérant un tri préalable des matériaux et leur traitement (matériaux de type C1A1 au sens du GTR) ou des apports de qualité similaire et un compactage soigneux.

En l'absence d'essais en laboratoire spécifiques à ce stade, les paramètres de cisaillement C et ϕ ont été estimés, à partir de notre expérience et des résultats des investigations physiques et mécaniques disponibles. Ils devront être confirmés ou modifiés aux stades ultérieurs du projet (phases Projet puis Exécution).

Il convient de préciser qu'il s'agit de valeurs moyennes ; elles sont à préciser au cas par cas en fonction de chaque ouvrage et pour tenir compte des hétérogénéités locales toujours possibles.

12 CONTEXTE SISMIQUE

12.1 Cadre réglementaire

Quatre documents officiels régissent la prévention du risque sismique :

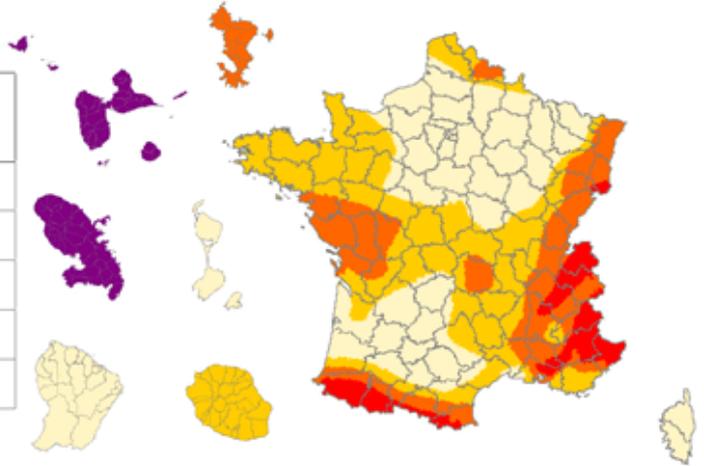
- Décret n°2010-1254 du 22 octobre 2010, relatif à la prévention du risque sismique
- Décret n°2010-1255 du 22 octobre 2010, relatif à la délimitation des zones de sismicité,
- Arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique
- Arrêté du 19 juillet 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique

La France est découpée en 5 zones de sismicité ; ce zonage fait l'objet du décret n°2010-1255 du 22 octobre 2010. Le tableau ci-dessous donne les accélérations maximales de référence agr au niveau du sol rocheux de référence, en fonction de la zone de sismicité :

Numéro de zone	Sismicité	Valeur agr (m/s ²)
1	Très faible	0.4
2	Faible	0.7
3	Modérée	1.1
4	Moyenne	1.6
5	forte	3.0

L'extrait de ce nouveau zonage sismique est illustré par la carte suivante :

Zone de sismicité	Niveau d'aléa	a_{gr} (m/s ²)
Zone 1	Très faible	0,4
Zone 2	Faible	0,7
Zone 3	Modéré	1,1
Zone 4	Moyen	1,6
Zone 5	Fort	3



La commune de LE SAUZE DU LAC est située en zone sismique 4. L'accélération agr à prendre en compte est donc la suivante :

$$a_{gr} = 1.6 \text{ m/s}^2$$

12.2 Catégorie d'importance de l'ouvrage

Pour les bâtiments de classe dite à « risque normal », on distingue 4 catégories d'importance de bâtiment :

CATEGORIES D'IMPORTANCE		DEFINITION	DESCRIPTION	EXEMPLES
I		Ouvrages dont la défaillance ne présente qu'un risque minime pour les personnes ou l'activité économique.	<ul style="list-style-type: none"> Bâtiments dans lesquels il n'y a aucune activité humaine nécessitant un séjour de longue durée. 	Hangars, bâtiments agricoles.
II		Ouvrages dont la défaillance présente un risque moyen pour les personnes.	<ul style="list-style-type: none"> Habitations individuelles. Etablissements recevant du public (ERP) de catégories 4 et 5. Habitations collectives de hauteur inférieure à 28m. Bureaux ou établissements non commerciaux non ERP, h ≤ 28m, max 300 personnes. Bâtiments industriels pouvant accueillir au plus 300 personnes. Parcs de stationnement ouverts au public. 	Maisons individuelles, petits bâtiments.
III		Ouvrages dont la défaillance présente un risque élevé pour les personnes et ceux présentant le même risque en raison de leur importance socio-économique.	<ul style="list-style-type: none"> ERP de catégories 1, 2 et 3. Habitations collectives et bureaux, h > 28m. Bâtiments pouvant accueillir plus de 300 personnes. Etablissements sanitaires et sociaux. Centres de production collective d'énergie. Etablissements scolaires. 	Grands établissements, centres commerciaux, écoles.

IV		<p>Ouvrages dont le fonctionnement est primordial pour la sécurité civile, pour la défense ou pour le maintien de l'ordre public.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Bâtiments indispensables à la sécurité civile, la défense nationale et le maintien de l'ordre public. • Bâtiments assurant le maintien des communications, la production et le stockage de l'eau potable, la distribution publique de l'énergie. • Bâtiments assurant le contrôle de la sécurité aérienne. • Etablissements de santé nécessaires à la gestion de crise. • Centres météorologiques. 	<p>Protection primordiale : hôpitaux, casernes...</p>
-----------	---	---	--	---

12.3 Règles de construction

Pour les bâtiments neufs, les règles de construction parasismique dépendent de la catégorie d'importance de l'ouvrage et de la zone de sismicité :

	I 	II 	III 	IV 
ZONE 1	aucune exigence			
ZONE 2	aucune exigence		Eurocode 8	
ZONE 3	aucune exigence	Règles simplifiées PS-MI	Eurocode 8	Eurocode 8
ZONE 4	aucune exigence	Règles simplifiées PS-MI	Eurocode 8	Eurocode 8
ZONE 5 (Antilles)	aucune exigence	Règles simplifiées CP-MI Antilles	Eurocode 8	Eurocode 8

Remarque : pour les bâtiments existants, les règles construction parasismique dépendent de l'importance des travaux engagés (rénovation, extension, etc...)

La catégorie d'importance de l'ouvrage retenue par le Maître d'Ouvrage pour ce projet ne nous a pas été communiquée.

En fonction de la catégorie d'importance retenue par le Maître d'Ouvrage, les règles de construction parasismique devront être si nécessaire appliquées.

A ce stade des études nous avons fait des hypothèses vis-à-vis des différents types d'aménagements projetés (parkings et station d'épuration) qui seront à confirmer par le maître d'ouvrage.

Pour les aménagements de la station d'épuration et des zones de parkings qui nécessitent la création d'ouvrage de soutènement nous avons fait l'hypothèse d'ouvrages de catégorie d'importance II. Dans ces conditions des préconisations s'imposent donc vis-à-vis du risque sismique

Il convient de souligner selon le type de logements et leur usage, des catégories d'importance III pourraient être envisagées.

12.4 Valeurs de calcul des forces sismiques

Les valeurs de calcul des forces sismiques d'inertie F_H et F_V sont évaluées de la façon suivante, en analyse pseudo-statique :

$$F_H = 0.5 \cdot \alpha \cdot S \cdot W$$

$$F_V = +0.5 F_H, \text{ si le rapport } avg/ag \text{ est supérieur à } 0.6$$

$$F_V = +0.33 F_H, \text{ si le rapport } avg/ag \text{ n'est pas supérieur à } 0.6 \text{ (sans objet en France)}$$

Avec :

- α : rapport de la valeur de calcul de l'accélération du sol pour un sol de classe A (ag) à l'accélération de la pesanteur g $\alpha = ag/g$
- avg : valeur de calcul de l'accélération du sol en direction verticale
- ag : valeur de calcul de l'accélération du sol pour le sol de classe A
- S : paramètre caractéristique de la classe de sol
- W : poids de la masse en mouvement

Les paramètres avg/ag sont donnés dans le tableau suivant, en fonction de la zone de sismicité :

Numéro de zone	Sismicité	avg/ag
1	Très faible	0.8
2	Faible	
3	Modérée	
4	Moyenne	
5	forte	0.9

Remarque : il s'agit des valeurs figurant dans l'annexe nationale NF EN 1998-1/NA (avec renvoi à l'arrêté du 19 juillet 2011), et qui diffèrent de la NF EN 1998-1

L'accélération horizontale de calcul ag au niveau d'un sol rocheux est égale à agr multipliée par le coefficient d'importance gI :

$$ag = agr * gI$$

Le coefficient d'importance gI est donné dans le tableau suivant, en fonction de la catégorie d'importance de l'ouvrage :

Catégorie d'importance de bâtiment	coefficient d'importance gI
I	0.8
II	1.0
III	1.2
IV	1.4

Pour le projet des zones de parkings et de la station d'épuration qui intègrent des ouvrages de soutènement, nous faisons l'hypothèse d'une catégorie d'importance II, on retiendra $gI = 1.0$

Un coefficient d’amplification topographique de l’amplification sismique doit être pris en compte si nécessaire, par exemple : présence de buttes ou versants longs. Lorsque la pente moyenne des terrains n’excède pas 15°, les effets topographiques peuvent généralement être négligés. Dans le cas présent les secteurs étudiés présentent des pentes supérieures à 15°, on retiendra un coefficient d’amplification de 1.2.

Le paramètre caractéristique de la classe de sol S est donné dans le tableau suivant, en fonction de la catégorie d’importance du bâtiment et de la zone de sismicité :

paramètre caractéristique de la classe de sol S	Zone de sismicité	
	1 à 4	5
	S	
A	1	1
B	1.35	1.2
C	1.5	1.15
D	1.6	1.35
E	1.8	1.4

Les classes de sol sont évaluées à partir du tableau fourni ci-après :

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres		
		$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (coups/30 cm)	C_U (kPa)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d’au plus 5 m de matériau moins résistant.	>800		
B	Dépôts raides de sable, de graviers ou d’argile sur-consolidée, d’au moins plusieurs dizaines de mètres d’épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur.	360-800	>50	>250
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d’argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres.	180-360	15-50	70-250
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes.	<180	<15	<70
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d’alluvions avec des valeurs de v_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Dépôts composés, ou contenant, une couche d’au moins 10 m d’épaisseur d’argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé ($PI > 40$) et une teneur en eau	<100 (valeur indicative)		10-20

	importante.			
S ₂	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S ₁ .			

- Il convient de classer le site selon la valeur moyenne de la vitesse des ondes de cisaillement, $v_{s, 30}$, si elle est disponible. Dans le cas contraire, il convient d'utiliser la valeur des N_{SPT} .
- Il convient de calculer la vitesse moyenne des ondes de cisaillement, $v_{s, 30}$, conformément à l'expression suivante :

$$V_{s, 30} = \frac{30}{\sum_{i=1, N} \frac{h_i}{v_i}}$$

Expression dans laquelle h_i et v_i désignent l'épaisseur (en mètres) et la célérité des ondes de cisaillement (à un niveau de distorsion inférieur ou égal à 10^{-5}) de la i -ème formation ou couche, sur un total de N existant sur les 30 m supérieurs.

- Pour les sites dont les conditions de sol correspondent à l'une des deux classes spéciales S₁ ou S₂, des études particulières sont nécessaires pour la définition de l'action sismique. Pour ces classes, et notamment pour S₂, la possibilité de défaillance du sol sous action sismique doit être prise en compte.

Remarque : il convient d'accorder une attention particulière au cas où le dépôt relève de la classe de sol S₁. Ces sols ont généralement des valeurs de v_s très faibles, un amortissement interne faible et un domaine anormalement étendu de comportement linéaire, et peuvent donc produire des effets anormaux d'amplification du mouvement sismique du site et d'interaction entre le sol et la structure ; voir l'EN 1998-5:2004, Article 6. Dans ce cas, il convient de mener une étude particulière pour la définition de l'action sismique afin de déterminer la dépendance du spectre de réponse vis-à-vis de l'épaisseur et de la valeur de v_s de la couche d'argile molle/vase, ainsi que vis-à-vis du contraste de rigidité qui existe entre cette couche et les matériaux situés en dessous.

A ce stade du projet, nous ne connaissons pas les caractéristiques des sols sur 30 m de profondeur.

Pour ce projet qui nécessite des préconisations vis-à-vis du risque sismique, nous proposons une classification provisoire des sols, par extrapolation des sondages peu profonds disponibles et de notre connaissance du secteur. Compte tenu de l'étendue du site les contextes sont variables en fonction des secteurs. Nous proposons de retenir les classes suivantes en fonction des secteurs :

- parking 1 amont : classe B en raison de l'incertitude de la position du toit du substratum dans le versant sud.
- Parking 2 aval : classe B ;
- Station d'épuration : classe A en raison de la faible profondeur du toit du substratum reconnu en divers sondages.

Ces classes devront toutefois être confirmées au stade ultérieur du projet (étude de projet G2-PRO puis exécution G3), à l'appui par exemple :

- de sondages profonds,
- et/ou d'une prospection géophysique permettant de déterminer les vitesses V_s (MASW, etc...).

Les valeurs de calcul de forces sismiques pour ce projet sont données à titre d'exemple dans ce tableau pour des catégories d'importances d'ouvrage II :

Classe A

classe de sol	A
zone sismique	4
classe d'ouvrage	II
agr	1.6
gi	1
ag	1.6
alpha	0.163
S	1.000
S _T	1.200
FH	0.098
FV	0.049

Classe B

classe de sol	B
zone sismique	4
classe d'ouvrage	II
agr	1.6
gi	1
ag	1.6
alpha	0.163
S	1.350
S _T	1.200
FH	0.132
FV	0.066

12.5 Risque de liquéfaction

En ce qui concerne le risque de liquéfaction, les éléments réglementaires sont les suivants :

- le projet est situé en zone de sismicité 3, 4 ou 5, le risque de liquéfaction doit donc être pris en considération ; pour plus de précisions, on se reportera au paragraphe « Fondations ».

Dans le cadre de l'analyse du risque de liquéfaction, la magnitude à retenir pour les études est donné dans le tableau suivant, en fonction de la zone de sismicité (en gras) :

Numéro de zone	Sismicité	Magnitude
1	Très faible	Sans objet
2	Faible	Sans objet
3	Modérée	5.5
4	Moyenne	6.0
5	forte	7.5

Compte tenu de la granulométrie hétérogène des formations en présence, de leur compacité et de l'absence de nappe à faible profondeur, le site n'est pas concerné par le risque liquéfaction.

13 ZONE D'INFLUENCE GEOTECHNIQUE DU PROJET (Z.I.G.)

Pour ce projet, et sur la base des informations actuellement en notre possession, on peut identifier les ouvrages ou aménagements suivants situés dans sa Zone d'Influence géotechnique (Z.I.G) :

- la route départementale n°954 à l'amont du site ;
- les aménagements actuels présents dans la partie intermédiaire du site (bâtiment de l'ancienne colonie dans le secteur du Foreston et les chalets implantés en périphérie) ;
- la ligne Erdf pour partie aérienne et pour partie enterrée qui traverse la partie amont du site ;
- les réservoirs existants implantés en divers secteurs amont du site et au niveau de la zone d'implantation pressentie pour la station d'épuration ;
- la voirie d'accès au site.

Il convient de noter que dans le cadre du projet d'aménagement du site certains ouvrages vont être démolis c'est le cas notamment du bâtiment de l'ancienne colonie (secteur du Foreston), des chalets ainsi que les réservoirs d'alimentation en eau potable et le réseau d'alimentation électrique enterré. Toutefois à ce stade des études nous ne connaissons pas le phasage des travaux (aménagements / démolition) c'est pour cela que nous avons identifié ces différents aménagements qui pourraient interférer avec les premiers travaux.

La voirie actuelle ne sera pas définitivement reconditionnée dans l'immédiat car elle sera utilisée pendant toute la période des travaux. En raison du trafic des engins la voirie risque d'être dégradée c'est pour cela qu'il est envisagé à ce stade une réhabilitation complète à la fin des travaux d'aménagements. Toutefois dans le cadre de cette étude nous avons étudié ces conditions d'utilisation et de réhabilitation pour permettre une viabilité sur la durée des travaux.

Le projet est étalé sur plusieurs années et va conduire à la création d'aménagements au fur et à mesure des années. Dans ce contexte la zone d'influence géotechnique est susceptible d'évoluer avec les nouveaux aménagements à créer en parallèle de l'avancement du projet. Au stade ultérieur du projet et notamment en fonction de l'évolution de ses caractéristiques, la Z.I.G. devra être actualisée et la conception géotechnique du projet devra être adaptée en conséquence.

14 ANALYSE ET RECOMMANDATIONS POUR LES FONDATIONS

14.1 Principes généraux de construction

La configuration pour le projet de la station d'épuration n'est pas encore définie au stade de l'étude. On peut supposer que la station d'épuration intégrera un ou plusieurs bassins de traitement. Nous retiendrons à ce stade un principe de fondation sur radier pour les bassins de traitement.

Des locaux techniques seront probablement associés au concept de traitement des effluents. Pour ces édifices probablement de faible dimension nous avons retenu le principe de fondations superficielles.

Compte tenu de l'insertion en déblai du projet et du niveau de mise hors gel des fondations, l'assise de celles-ci se fera dans la formation [2] de marne-schisteuse à schiste-marneux.

14.1.1 Vérification de la capacité portante-poinçonnement – Etat limite Ultime Fondamentale GEO

14.1.1.1 Démarche générale

Pour évaluer la capacité portante du terrain sous une fondation superficielle à l'ELU pour les situations durables et transitoires, l'inégalité suivante doit être vérifiée :

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

Avec :

- V_d : valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise par la fondation superficielle au terrain ;
- $R_0 = Aq_0$: valeur du poids du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux ;
- $R_{v;d} = \frac{R_{v;k}}{\gamma_{R;v}}$: valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle ;
 - o Avec $R_{v;k} = \frac{A' q_{net}}{\gamma_{R;d;v}}$ la valeur caractéristique de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle, avec :
 - A' la surface effective de la fondation prenant en compte les éventuelles excentricités des charges. Pour une charge centrée sur une semelle rectangulaire, $A' = B \times L$;
 - q_{net} contrainte du terrain situé sous la fondation.
- $(\gamma_{R;v})$: facteur partiel de résistance pour le calcul de la portance à l'ELU pour les situations durables et transitoires, qui vaut 1,4.
- $(\gamma_{R;d;v})$: coefficient de modèle associé à la méthode de calcul ; il est fonction de la méthode de calcul utilisée :
 - o Pressiomètres : $(\gamma_{R;d;v}) = 1.2$
 - o Pénétromètres : $(\gamma_{R;d;v}) = 1.2$
 - o Paramètres de cisaillement : $(\gamma_{R;d;v}) = 2.0$

14.1.1.2 Méthodes de calcul : pressiomètre

La méthode utilisée est la méthode pressiométrique décrite dans l'Annexe D de la norme NF P 94-261 de Juin 2013 « Justification des ouvrages géotechniques – Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles ».

La contrainte q_{net} du terrain sous la fondation est donnée par la relation suivante :

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

Avec :

- k_p = facteur de portance pressiométrique ;
- p_{le}^* = pression limite nette équivalente (MPa), définie comme la moyenne géométrique des pressions limites nettes sur une profondeur égale à h_r sous la base de la fondation, h_r étant fonction de la largeur de la fondation.
- i_δ = coefficient minorateur lié à l'inclinaison du chargement ; il vaut 1 pour une charge verticale ;
- i_β = coefficient de minorateur lié à la proximité d'une crête de talus ; il vaut 1 si la fondation est suffisamment éloignée d'un talus ($d > 8B$) ;

Dans le cas de la méthode de calcul pressiométrique, le coefficient de modèle est le suivant :

- $\gamma_{R;d,v} = 1.2$

14.1.2 Limitation de la charge transmise – Etat limite de Service GEO

14.1.2.1 Démarche générale

Pour évaluer la capacité portante du terrain sous une fondation superficielle à l'ELS pour les situations quasi-permanentes et durables, l'inégalité suivante doit être vérifiée :

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

Avec :

- V_d : valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise par la fondation superficielle au terrain ;
- $R_0 = Aq_0$: valeur du poids du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux ;
- $R_{v;d} = \frac{R_{v;k}}{\gamma_{R;d,v}}$: valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle ;

Avec $R_{v;k} = \frac{A' q_{net}}{\gamma_{R;d,v}}$ la valeur caractéristique de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle, avec :

- A' la surface effective de la fondation prenant en compte les éventuelles excentricités des charges. Pour une charge centrée sur une semelle rectangulaire, $A' = B \times L$;
 - q_{net} contrainte du terrain situé sous la fondation.
- $(\gamma_{R;d,v})$: facteurs partiels de résistance pour le calcul de la portance à l'ELU pour les situations durables et transitoires, qui vaut 2,3.
 - $(\gamma_{R;d,v})$: coefficient de modèle associée à la méthode de calcul ; il est fonction de la méthode de calcul utilisée :
 - Pressiomètres : $(\gamma_{R;d,v}) = 1.2$
 - Pénétrromètres : $(\gamma_{R;d,v}) = 1.2$

14.1.2.2 Méthodes de calcul : pressiomètre

La méthode utilisée est identique à celle décrite au paragraphe relatif à la vérification de l'ELU, mais en retenant $(\gamma_{R,v}) = 2.3$.

14.1.3 Vérification du tassement – Etat limite de Service GEO

Le tassement d'une fondation superficielle peut être évalué à partir des caractéristiques pressiométriques par la relation suivante :

$$s_f = s_c + s_d$$

Avec :

- s_f : tassement final (échéance 10 ans) ;
- s_c : tassement sphérique :

$$s_c = \frac{\alpha}{9E_c} (q' - \sigma'_{v0}) \lambda_c B$$

- s_d : tassement déviatorique :

$$s_d = \frac{2}{9E_d} (q' - \sigma'_{v0}) B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

- E_c et E_d les modules pressiométriques équivalents ;
- q' : la contrainte moyenne effective appliquée au sol par la fondation ;
- σ'_{v0} : la contrainte verticale effective au niveau de la fondation calculée dans la configuration avant travaux ;
- B_0 : largeur de référence égale à 0.60m ;
- B : largeur de la fondation ;
- α : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol ;
- λ_c et λ_d : coefficients de forme, fonction du rapport L/B.

Remarque :

- pour un sol homogène, on retiendra $E_c = E_d = E$
- pour un sol présentant une couche molle intercalaire, une approche spécifique est nécessaire

Le calcul du tassement sous radier peut-être suivant la formule suivante :

$$w = \int_0^h \frac{\alpha(z) \cdot p(z)}{E_M(z)}$$

Avec :

- $\alpha(z)$: coefficient rhéologique du sol à la profondeur z ;
- $p(z)$: surpression verticale permanente à la profondeur z ;
- $E_M(z)$: module pressiométrique à la profondeur z ;
- h : hauteur de la couche compressible.

14.2 Radier – Bassin de la station d'épuration

14.2.1 Conception

La réalisation du radier dans de bonnes conditions nécessitera la réalisation d'une couche de forme drainante sur 0.20 m d'épaisseur minimale, dont la fonction sera :

- d'assurer une assise homogène,
- de permettre une évacuation des éventuelles circulations d'eaux : elle sera constituée par une grave de type D2 ou D3 compactée, après intercalation d'un géotextile anti-poinçonnement,

Des purges et substitution supplémentaires par des matériaux de type couche de forme (D2 ou D3 au sens du GTR) seront localement nécessaires pour s'affranchir des éventuels terrains décomprimés qui seraient présents sous les fondations.

La radier devra toujours respecter la profondeur de mise hors-gel de 1.45 m par rapport au niveau du terrain fini (après aménagement) ; pour cela, il pourra être envisagé de créer des bèches périphériques au lieu d'un approfondissement généralisé du radier.

14.2.2 Pré-dimensionnement

Pour un radier ancré dans l'horizon [2] de marne-schisteuse à schiste-marneux, et soumises à des charges verticales, nous retiendrons la valeur de calcul de la contrainte nette suivante à l'ELU et à l'ELS :

$$Q_{v,dELU} = 1.64 \text{ MPa}$$

$$Q_{v,dELS} = 1.0 \text{ MPa}$$

On peut à ce stade estimer que les tassements absolus seront négligeable, de moins de 0,5 cm pour des charges limitées estimées à 60 kN/m², sous réserve d'un non remaniement des fonds de fouille.

Le module de réaction statique sous le radier peut être estimé à partir de la relation simplifiée suivante :

$$K_v = \sigma / w$$

Avec :

- σ : contrainte appliquée en sous-face du radier
- w : tassement

A titre indicatif, pour une descente de charge moyenne de 60 kPa, et un tassement théorique de 0.1 cm, on peut considérer un module de réaction statique de l'ordre de $k_v = 50 \text{ MPa / m}$.

Une estimation précise des modules de réaction devra être effectuée lorsque la descente de charge en sous-face du radier sera connue.

14.3 Semelles superficielles : filantes ou ponctuelles pour les locaux techniques

Nous avons retenu ce mode de fondations pour les édifices dédiés au fonctionnement de la station d'épuration et pour lesquels nous estimons des descentes de charge de faible ampleur. Nous avons fait l'hypothèse de 50 kN/ml pour des semelles filantes et 100 kN pour des appuis ponctuels.

14.3.1 Conception

Compte tenu de l'impact visuel lié à la construction de la station d'épuration cet ouvrage devra être enterré par rapport au niveau de la voirie. Dans ce contexte le niveau d'assise des fondations avec la contrainte de mise hors gel des fondations (mise hors-gel des fondations à 1.45 m de profondeur) conduira à une assise des fondations dans les formations marno-schisteuses à schisto-marneuse de bonne compacité.

Pour des raisons de stabilité, la largeur de ces semelles ne pourra être inférieure à 0,4 m pour des semelles filantes et 0,6 m pour des semelles ponctuelles ; elle devra en outre être suffisante pour limiter les contraintes sous celles-ci.

Des purges et substitution par du gros béton seront localement nécessaires pour s'affranchir des éventuels horizons de terrains décomprimés qui seraient présents sous les fondations.

14.3.2 Pré-dimensionnement

Pour des fondations superficielles ancrées dans les formations marno-schisteuses à schisto-marneuse [2] et soumises à des charges verticales et centrées, nous retiendrons la valeur de calcul de la contrainte nette suivante à l'ELU et à l'ELS :

$$Q_{v,dELU} = 1.64 \text{ MPa}$$

$$Q_{v,dELS} = 1.0 \text{ MPa}$$

En phase projet, lorsque la géométrie de la construction sera figée et que les descentes de charges seront connues, il sera nécessaire d'affiner les capacités portantes en fonction des caractéristiques géométriques des fondations et de calculer précisément les tassements, absolus et différentiels. On peut à ce stade estimer que les tassements absolus seront négligeables pour des charges limitées à 100 kN en ponctuel et 50 kN/ml en linéaire, sous réserve d'un non remaniement des fonds de fouille.

Dans le cas d'un dallage sur terre-plein, le tassement de celui-ci viendra s'ajouter aux tassements propres des fondations (cf paragraphe « dallages »). De la même façon, le tassement lié aux éventuels remblais d'aménagement périphériques viendra s'ajouter aux tassements propres des fondations.

14.3.3 Recommandations générales

Les éléments de bâtis présentant des caractéristiques différentes (géométrie, descentes de charges, horizon de fondation, etc...) devront être désolidarisés par un joint de dilatation compte tenu des risques de tassements différentiels.

A l'ouverture des fouilles, il sera nécessaire de procéder à un examen détaillé et d'engager si nécessaire les purges des éventuelles lentilles limoneuses ou argileuses de médiocre compacité, et tous les éventuels remblais résiduels.

Il faut également prendre en compte la nécessité de devoir mettre hors d'eau ces fouilles, qui pourraient être concernées par des circulations d'eaux de faible ou moyenne importance, en fonction de la date de réalisation des travaux.

Entre deux niveaux de fondations pour un même bâtiment ou entre les appuis les plus proches des bâtiments mitoyens, la règle des 3H/2V devra être respectée (3 horizontal / 2 vertical) ; cette recommandation s'applique aux phases provisoires de construction comme à la phase définitive. Le schéma explicatif est fourni ci-dessous :

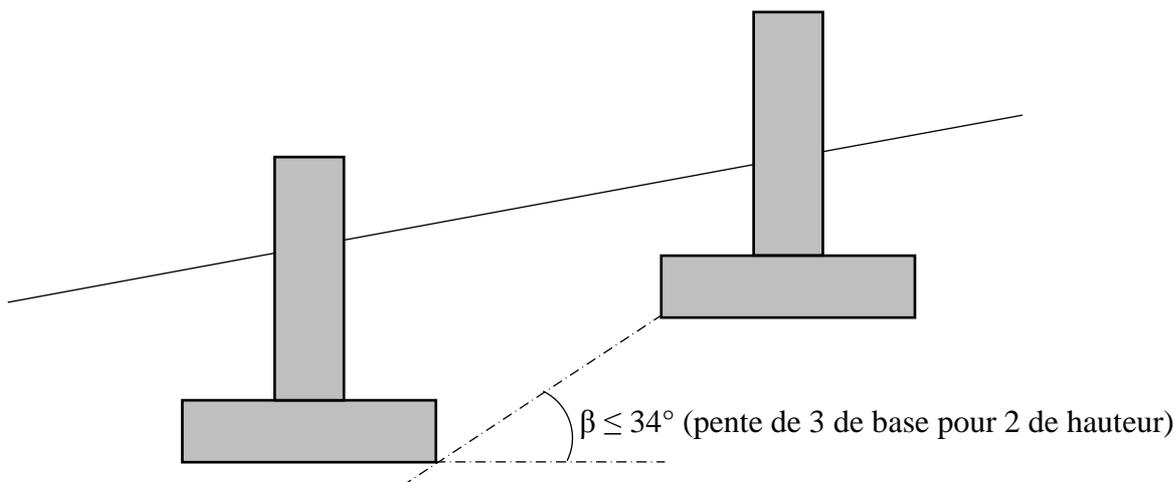


Figure 8.1 – Dispositions relatives à l'emplacement des fondations superficielles

Les fouilles devront impérativement être réalisées en période sèche et assainie,

Toute venue d'eau dans les fouilles et en fond d'excavation sera éliminée avant le coulage des fondations par drainage et pompage dans le cas des sols qui ne sont pas sensibles à l'eau.

Au droit des fonds de fouilles, il conviendra de purger les éventuelles poches médiocres ou détériorées par les engins de terrassement, et les remblais de faible compacité.

Les fonds de fouilles devront être recompactés avant la réalisation des fondations et dallages,

Un béton de propreté sera mis en œuvre immédiatement après l'ouverture des fouilles,

Pour éviter les points durs au niveau de l'assise des fondations, les blocs de gros diamètres seront éliminés et remplacés par du gros béton.

En cas de présence de formations de faible compacité en fond de fouille, un approfondissement avec substitution en gros béton devra être réalisé.

Un drainage périphérique des parties enterrées devra être mis en place, relié à gravitairement à un réseau d'évacuation.

Les voiles enterrés devront être dimensionnés comme des murs de soutènement par un bureau d'étude structure.

En phase Projet puis Exécution, il sera nécessaire de vérifier l'ensemble des Etats Limites susceptibles d'affecter les fondations de l'ouvrage : instabilité d'ensemble, défaut de capacité portante-rupture par poinçonnement rupture par glissement, rupture combinée dans le terrain et la fondation, rupture de la structure du fait des mouvements de la fondation, rotation-tassements ou déplacement excessifs, soulèvements excessifs sous l'effet du gonflement du sol-du gel ou d'autres causes, vibrations inadmissibles.

14.4 TRAITEMENT DU NIVEAU BAS : DALLAGE

14.4.1 Conception générale

Compte tenu du contexte géotechnique mis en évidence, et des caractéristiques du projet, on pourra retenir la réalisation d'un dallage sur terre-plein.

14.4.2 Dallages

14.4.2.1 Conception générale

Compte tenu du contexte géotechnique mis en évidence à ce stade des études les dallages pourront être sur réalisés sur terre-plein.

Leur conception devra respecter la norme NFP 11-213-3 de mars 2005 / DTU 13.3 « dallages – Conception, calcul et exécution – Cahier des Clauses Techniques des dallages de maisons individuelles ».

Après les terrassements nécessaires au dégagement de l'emprise pour l'insertion de la station d'épuration, les terrains présents seront les marnes-schisteuses à schisto-marneuses qui présentent une bonne homogénéité et une bonne compacité. L'assise des dallages sur cette formation se fera par l'intermédiaire de la mise en œuvre d'une couche de forme de 0.20 m d'épaisseur minimum, en matériaux de classe GTR D2 ou D3 ou équivalent, qui devront être **insensibles à l'eau**. Les éventuelles poches de matériaux meubles à caractères humides ou décomprimés par les terrassements seront éliminées et substituées par des matériaux d'apport de type D2 ou D3 ou équivalent. Préalablement à la mise en œuvre de ces matériaux on effectuera un recompactage soigné du fond de forme.

14.4.2.2 Portances

Des essais à la plaque devront être réalisés pour vérifier la portance après décapage des terrains support de la couche de forme (qualité de l'arase) et valider ou adapter l'épaisseur de la couche de forme à constituer.

A l'issue de cette série d'essais à la plaque, si la portance des sols supports s'avérait mauvaise ($EV2 \leq 15-20$ MPa), il serait alors nécessaire de prévoir un reconditionnement du fond de forme (compactage), et de prévoir au besoin leur cloutage (incorporation de graves blocailleuses type 100-300

mm, par compactage jusqu'au refus), voire localement quelques purges (blocs, zones décomprimées, zones humides, etc...). Toutefois compte tenu de la nature des terrains en présence il s'avère peu probable de rencontrer cette situation.

Dans le cas de dallages faiblement chargés ($Q < 10$ kPa soit 1 tonne/m²), les critères de réception par essai à la plaque seront les suivants :

Fond de forme :	$EV2 \geq 15-20$ MPa.
Couche de remblai intermédiaire éventuelle:	$EV2 \geq 30$ MPa et $EV2/EV1 < 2.2$.
Couche de forme :	$EV2 \geq 30$ MPa et $EV2/EV1 < 2.2$.
	$Kw \geq 30$ MPa/m.

14.4.3 Modules Es

Pour le calcul des tassements du dallage conformément au DTU 13.3, on peut estimer les modules de sol à partir des modules pressiométriques E_m et du coefficient rhéologique des sols α par la relation suivante :

$$E_s = E_m / \alpha$$

En première approximation, les modules à retenir sont les suivantes :

Formation	Epaisseur moyenne (m)	Module E_m (MPa)	α	Module E_s (MPa)
Couche de forme et de réglage D2/D3	0,40			30
Formation [1] : limons à cailloutis	3.0	10	0.5	20
Formation [1a] : limons graveleux à blocs	7.0	15	0.5	30
Formation [2] : marno-schisteux à schisto-marneux (*)	8.5	70	0.5	140

Les hypothèses des épaisseurs des formations [1] et [1a] seront à confirmer au cas par cas lors de la réalisation des futurs aménagements (campagnes de sondages complémentaires).

(*) secteur de la station d'épuration.

14.4.4 Tassements

Avec l'hypothèse de dallages faiblement à moyennement chargés à 10 kPa on peut estimer que les tassements sous ceux-ci seront de l'ordre de 1 cm maximum.

Remarque importante : si des remblais sont mis en œuvre, les tassements engendrés par leur poids propre s'ajouteront à ceux dus à la charge d'exploitation des dallages.

14.4.5 Recommandations générales

L'ensemble des terrassements devra être réalisés conformément au Guide Technique pour la Réalisation des remblais et des couches de formes.

Le dallage devra être désolidarisé des fondations pour s'affranchir des risques de tassements différentiels.

Pour rattraper si nécessaire les niveaux (pente), on pourra prévoir un remblaiement en matériau d'apport type D31.

Les zones de faiblesse au niveau du fond de forme (poche décomprimée ou molle, matériaux humides, sols organiques, etc...) devront être impérativement purgés et substitués par un rattrapage en gros béton ; une substitution en matériaux d'apport de type remblai est aussi envisageable si les dimensions de la zone concernées sont suffisantes pour permettre une mise en œuvre et un compactage soignés. Ces mêmes recommandations s'appliquent en cas de point dur, tel que pointement rocheux, bloc, etc...

Les moyens de compactage et les épaisseurs de couche unitaire devront être adaptés à la granulométrie et à l'état hydrique des matériaux, aux moyens de compactage et aux conditions météorologiques.

L'épaisseur de la couche compactée ne devra pas dépasser les 2/3 du diamètre des plus gros éléments.

Un béton de propreté devra être immédiatement coulé, ou le coulage du dallage devra être réalisé à l'avancement, afin d'éviter que le fond de forme ne se dégrade.

On prévoira une planche d'essai au démarrage des travaux pour évaluer précisément les modalités de compactage.

15 MISE HORS D'EAU, DRAINAGE ET RABATTEMENT

Les parties enterrées des constructions devront faire l'objet de drainage, dont les exutoires gravitaires devront être connectés avec le dispositif de réinfiltration des eaux pluviales en aval du terrain (cf ci-dessous) :

- un drain devra être réalisé en périphérie des parties enterrées des ouvrages et bâtiments ;
- une ceinture en matériaux drainants devra être réalisée en périphérie dans le cas de sous-sol, celui-ci devra être totalement étanchéifié (murs et sol) par la mise en place d'une membrane étanche ;
- les eaux collectées seront acheminées vers un exutoire gravitaire.

A ce stade des études il n'a pas été repéré de venues d'eau dans les différents sondages. Il ne faut toutefois pas négliger l'éventualité d'arrivées d'eau au moment de la réalisation des terrassements notamment en fonction des périodes de travaux. Il sera alors nécessaire de mettre hors d'eau les fouilles (création de tranchée drainante en périphérie de la fouille, puits de collecte, mise en place de matériaux drainants en périphérie des constructions, aménagements de fossé en amont des constructions, etc.).

Compte-tenu de la pente importante dans laquelle s'inscrit le projet, en période pluvieuse des venues d'eau pourront être importantes et nécessiteront de mettre en place un dispositif de collecte en pied de talus amont avec exutoire gravitaire.

16 AVIS PRELIMINAIRE VIS-A-VIS DE LA STABILITE GENERALE DU SITE

Aucune instabilité majeure et active ne concerne le site étudié, avec une stabilité naturelle jugée bonne. Toutefois le secteur est concerné par la présence d'instabilités localisées superficielles et de phénomènes d'érosions.

Les problématiques d'instabilités superficielles concernent les secteurs nord-est et est du projet à la faveur des ravines schisteuses où l'activité des phénomènes d'érosion est parfois ponctuellement importante et peut s'accompagner de petits glissements superficiels.

Plus précisément, dans le secteur est de la zone d'étude, les ravines schisteuses situées en contrebas du projet d'implantation pressenti pour la station d'épuration sous soumis à une érosion plus ou moins prononcée. Pour tenir compte de ces phénomènes d'instabilité qui pourraient interférer avec les aménagements existants et ceux à créer, des bandes neutralisées ont été définies pour prévenir des risques d'érosion régressive. On retiendra la neutralisation d'une bande de 10 m en amont de la crête du versant est (zone d'implantation de la station d'épuration) où l'érosion est active et 5 m en tête des talus des secteurs jugés non actifs. Dans ces bandes neutralisées il est recommandé qu'aucun aménagement pérenne ne soit installé à l'exception éventuelle de voies de desserte d'ampleur limitée.

La conception géotechnique des différents aménagements prendra en compte ces contraintes.

Compte tenu, de la configuration générale du site au niveau duquel il faut s'attendre à des ruissellements importants, et des mesures de drainage à mettre en œuvre il faut envisager une gestion globale des eaux à l'échelle du site. Il convient de bien étudier la gestion des eaux de ruissellements et de drainage pour éviter la concentration des rejets vis-à-vis du contexte sensibles lié à la présence de versants à fortes pentes et de ravines.

17 DEFINITION DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

La réalisation des aménagements des parkings 1 et 2 ainsi que ceux nécessaires à l'implantation de la station d'épuration vont conduire à la réalisation d'ouvrages de soutènement pour insérer les différents ouvrages dans la pente des versants. Les paragraphes suivants définissent secteur par secteur la configuration et les conditions de réalisation de ces ouvrages. Nous avons par ailleurs étudié leur condition de stabilité par le biais des pré-dimensionnements présentés dans les chapitres suivants.

Parking 1 amont

Compte tenu des emprises du projet qui sont limitées au sud de la zone par les limites cadastrales, il sera nécessaire de créer un ouvrage de type soutènement pour soutenir le remblai destiné à créer l'extension des parkings en direction du sud.

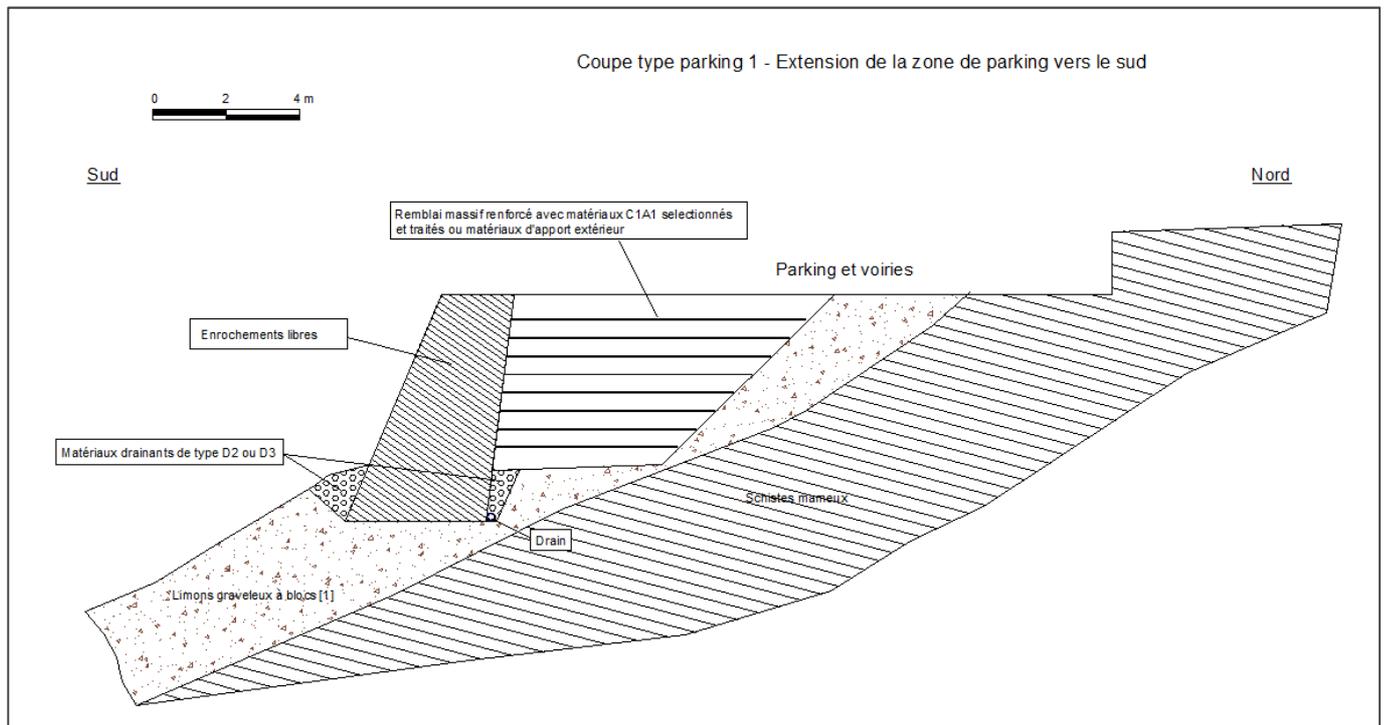
Il a été retenu un principe de soutènement par enrochements libres d'une hauteur de l'ordre de 5.0 m hors sol avec un ancrage dans le terrain de l'ordre de 1.5 m pour garantir la stabilité de ce soutènement. En outre l'assurance de la stabilité est aussi conditionnée par une implantation de l'enrochement en retrait dans la pente (insertion de l'enrochement dans le talus).

Pour réduire les poussées du remblai à constituer à l'arrière du soutènement qui viendront s'exercer sur les enrochements, et donc d'assurer la stabilité de l'ouvrage, on aura recours à la constitution d'un massif renforcé. En effet l'augmentation des caractéristiques géomécaniques des remblais par le biais de l'insertion de géogrilles de renfort par exemple permettra à la fois de limiter les efforts sur le soutènement et de garantir la stabilité des remblais à mettre en œuvre.

Cette configuration aura l'avantage de limiter l'ampleur des terrassements. Les remblais pourront être constitués avec les matériaux de classe GTR C1/A1 issus des déblais du site en les sélectionnant et en les traitant et sous condition d'un état hydrique adapté (moyen) au moment de la mise en œuvre. Si ces

matériaux étaient jugés impropres au moment de la réalisation des travaux il conviendrait alors d'utiliser des approvisionnements extérieurs de type D2 ou D3 ou équivalent.

Le profil type ci-après illustre la configuration du soutènement et du remblaiement pour ce secteur.



Parking 2 aval

La configuration du secteur nécessite de créer des ouvrages de soutènement pour permettre l'intégration des zones de parkings et des voiries dans la pente du versant. Il a été étudié une solution de soutènement par enrochements bétonnés sur la base des deux coupes de principe communiquées par le bureau d'études SAUNIER INFRA.

Coupe GG' : il s'agit de la partie nord de la zone de parking située en contrebas d'un versant avec une pente importante et au sein duquel des instabilités de terrains sont suspectées. L'insertion de la voirie et la création des ouvrages de soutènement associés impliquent des recommandations d'exécution et un phasage particulier visant à limiter l'impact des travaux sur la stabilité afin de garantir de manière pérenne la stabilité générale.

En raison de la faible largeur disponible pour dégager les emprises nécessaires à la création des soutènements par enrochements, il sera nécessaire de réaliser des talus provisoires avec des pentes raidies ceci afin de ne pas interférer avec le talus amont sensible aux instabilités. La réalisation de pentes de talus raidis à 1H/2V pour éviter que les terrassements en déblai soient trop proches du versant conduit à réaliser les terrassements par casiers successifs limitées à 5.0 / 6.0 m de longueur avec mise en œuvre à l'avancement des enrochements. Ce phasage pour la mise en œuvre des enrochements permettra de limiter la durée d'ouverture des fouilles. Dans ces conditions on retiendra de travailler par casiers successifs, leur longueur n'excédera pas 5 / 6 m. Le remblaiement à l'arrière des enrochements sera lui aussi réalisé à l'avancement dès l'édification des premiers rangs d'enrochements pour éviter tout déconfinement des talus. Si des instabilités apparaissaient au moment de la réalisation des terrassements en déblais il sera alors nécessaire de

prévoir un empierrement des talus. Nous recommandons que les hauteurs des terrassements dans cette configuration soient limitées à 5.0 m.

Toutes surcharges liées à la circulation d’engins ou à celle de stockage directement en crête de talus sera proscrite pendant les phases de terrassements.

Afin d’éviter le risque de poussées hydrostatique sur les ouvrages de soutènements en enrochements bétonnés le remblaiement à l’arrière se fera pour partie :

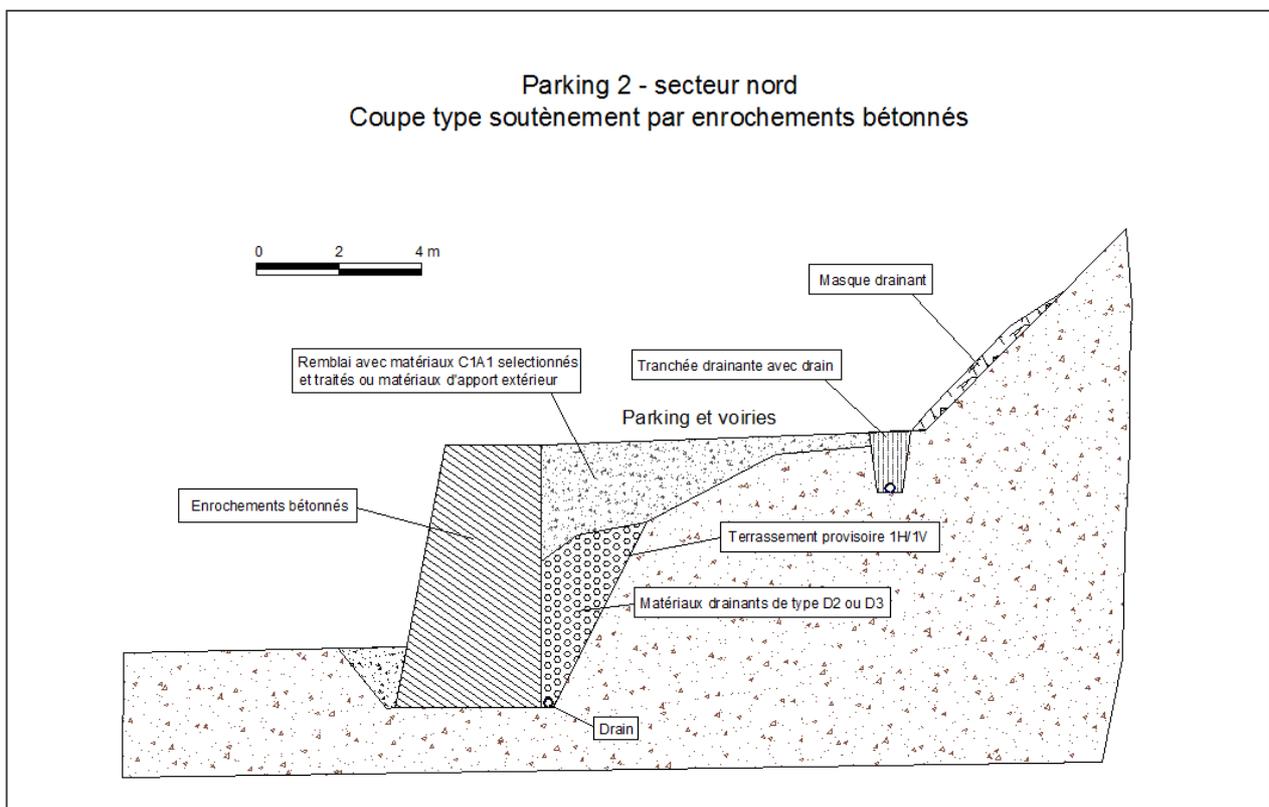
- avec des matériaux drainants d’apport de type D2 ou D3 mis en œuvre directement à l’arrière du parement pour bien collecter les venues d’eau souterraines. Elles seront collectées par un drain placé à la base de l’enrochement et évacuées en dehors de la zone d’influence.
- Avec les matériaux de classe GTR repris sur site après sélection et traitement ou avec des matériaux d’apport de type D2 ou D3 ou équivalent.

Afin d’éviter les risques d’infiltration d’eau en provenance de l’amont du versant dans les remblais il conviendra de mettre en œuvre une tranchée drainante (avec drain) implantée en pied du talus. Les eaux collectées seront dirigées de manière gravitaire en dehors de la zone sensible.

Ces ouvrages de drainage devront être pérennes, après les travaux, pour garantir le bon drainage des terrains situés à l’arrière des enrochements maçonnés et la stabilité à long terme du soutènement.

Dans ce secteur sensible où des instabilités pourraient concerner le versant amont nous recommandons le plaquage de masque drainant en matériaux rocheux sur le talus amont. En outre aucun terrassement en déblai ne devra être réalisé directement en pied du versant.

Le profil type ci-après illustre le principe de soutènement et de remblaiement au droit de cette zone.



Coupe HH' :

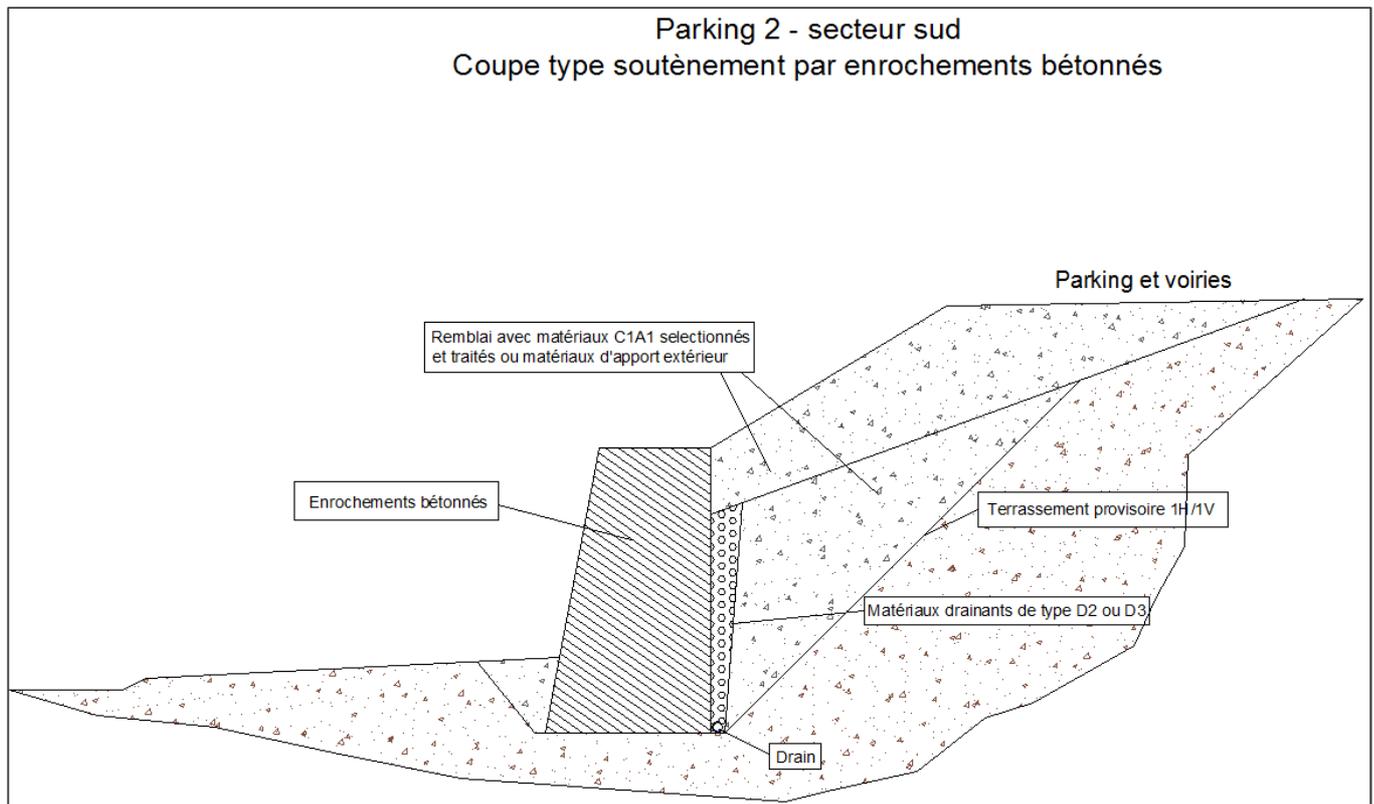
Les emprises côté amont permettent ici la réalisation des terrassements avec des pentes plus faibles que l'on pourra dresser à 1H/1V à conditions de limiter la durée des terrassements provisoires, et de réaliser à l'avancement la mise en œuvre des enrochements et le remblaiement à l'arrière.

Les principes de drainage à l'arrière des enrochements seront similaires à la coupe GG', c'est-à-dire la mise en œuvre de matériaux drainants et d'un drain pour collecter les eaux souterraines pouvant être piégées à l'arrière du soutènement.

Le remblaiement complémentaire à l'arrière des soutènements se fera soit avec les matériaux de classe GTR C1A1 repris sur site après sélection et traitement, soit avec des matériaux d'apport extérieur de type D2 ou D3 ou équivalent.

Toujours dans un souci d'éviter l'infiltration des eaux dans les terrains en remblais à l'arrière des soutènements nous recommandons d'étendre à cette zone le principe de tranchée drainante positionnée en pied de versant amont.

Le profil type ci-après illustre le principe de soutènement et de remblaiement au droit de cette zone.

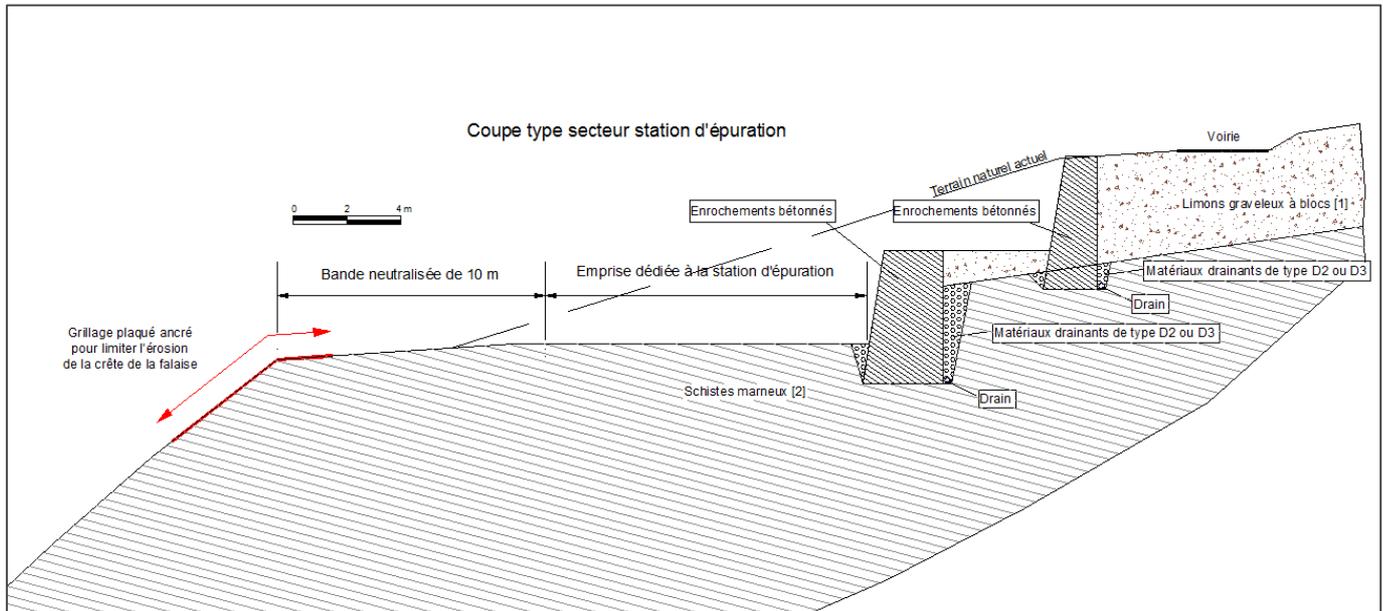
**Secteur de la station d'épuration**

Pour insérer la station d'épuration il sera nécessaire de créer une plate-forme ce qui implique de réaliser des terrassements en déblai. En raison de la contrainte liée à la conservation d'une bande neutralisée de 10 m entre la crête de falaise et les installations dédiées à la station d'épuration en raison des risques d'érosion régressive du versant et afin de ne pas entraîner d'instabilités sur celui-ci, il sera nécessaire pour dégager des emprises suffisantes pour l'implantation des ouvrages de créer des soutènements en pour soutenir les talus dégagés par les terrassements coté amont. Il a été retenu un principe

d'encrochements bétonnés, toutefois d'autres solutions sont envisageables pour soutenir les talus il pourrait s'agir de parois clouées en béton projeté qui auraient l'avantage d'optimiser les emprises.

Des aménagements de drainage devront être mis en œuvre en amont de la zone d'implantation de la station d'épuration pour éviter des ruissellements au niveau de la plate-forme des installations. Un fossé devra être aménagé en bordure de la voirie pour intercepter les flux provenant de l'amont.

Le profil type ci-après illustre le principe de soutènement au droit de cette zone.



Recommandations pour les fondations des enrochements

L'ancrage des enrochements bétonnés sera à la profondeur de hors gel et sera variable en fonction de l'altitude ; de 1.45 m à l'aval au droit de la station d'épuration à 1.5 m dans le secteur du parking 2 aval. L'assise des enrochements dans les formations limono-graveleuses avec ou sans blocs (formation [1] et [1a]) sera assurée par la mise en œuvre d'une couche de fondations constituée avec des matériaux granulaires de type 0/31.5 sur une épaisseur de 0.3 m. Lorsque l'assise des enrochements se fera dans la formation marno-schisteuses à schisto-marneuse [2] on pourra réduire l'épaisseur de la couche de fondation à 10 cm.

Au moment des terrassements dans le cas de présence de poches de sols décomprimées il conviendra de procéder à des purges et de substituer par des matériaux de type D2 ou D3 ou équivalent. Le fond de forme sera préalable recompacté avant la mise en œuvre des enrochements.

18 ANALYSE DE LA STABILITE DES TALUS DU PARKING 1 ET DU VERSANT DE LA STATION D'EPURATION

La stabilité au glissement circulaire (phase définitive) dans les zones du parking 1 amont et de la station d'épuration a été examinée.

Les vérifications de la stabilité portent sur les points suivants :

- stabilité relative aux remblais à créer pour le parking 1 amont ;

- stabilité relative à la zone de la station d'épuration avec l'examen de la stabilité de la falaise vis-à-vis du projet d'aménagement ;

Remarque : le secteur du projet se situant en zone de sismicité **4** (moyen), la stabilité des talus définitifs a aussi été vérifiée sous sollicitations sismiques.

18.1 Actions et situations

Pour les différents calculs de stabilité, nous avons pris en compte les actions suivantes :

- Action permanente :
 - o Poids propre des terrains ;
- Action variable :
 - o surcharge routières :
 - véhicules léger : 10 kPa ;
 - autocars et camions : 15 kPa.
- Action accidentelle :
 - o Séisme

18.2 Conditions de Calculs

Pour étudier la stabilité des talus et celles des soutènements (enrochements) nous avons utilisé le logiciels GEOSTAB.

La vérification de la stabilité des talus est effectuée en utilisant la méthode pseudo-statique, consistant à appliquer des efforts horizontaux et verticaux proportionnels au poids des terrains. Les coefficients sismiques sont présentés au paragraphe 8, pour la réglementation actuellement en vigueur.

Les calculs justificatifs seront conduits selon les préconisations de l'Eurocode 7 et en s'inspirant de la norme NF P 94-270 de juillet 2009. La stabilité générale de la digue est conduite selon l'approche 3 qui correspond à la combinaison « A2+M2+R3. Les calculs sont par conséquent conduits, en méthode partielle, en introduisant des pondérations (ou des coefficients de sécurité partiels) sur les actions et sur les effets des actions et aux paramètres de résistance du terrain et éventuellement de la structure en recherchant un coefficient de sécurité $\Gamma_{min} \geq 1,0$, sur des surfaces de rupture potentielles déterminées selon la règle dite « des 3H ». Les surfaces de rupture étudiées sont des cercles.

Les pondérations sont issues de la Norme NF P 94-270 et présentées ci-après :

	Action ou paramètre	Symbole	Approche 3 GEO	
			Phase définitive	Phase Sismique
A1/ A2	Surcharge permanente défavorable	γ_{Gsup}	1.0	1.0
	Surcharge variable défavorable	γ_{Qsup}	1.3	0(*)
M1/ M2	Poids volumique γ	γ_{γ}	1.0	1.0
	Angle de frottement $\tan \phi'$	$\gamma_{\phi'}$	1.25	1.25
	Cohésion c'	$\gamma_{c'}$	1.25	1.25
	Cohésion non drainée C_u	γ_{c_u}	1.4	1.4
R3	Résistance globale au cisaillement sur une surface de rupture	$\gamma_{R:e}$	1.0	1.0
	Modèle	$\gamma_{R:d}$	1.1	1.1

Figure 5 : tableau des coefficients de sécurité partiels

(*) D'après la note 3 du paragraphe 7.2.3. (4) de la norme NF P 94-270.

Les calculs de stabilité en phase définitive sont réalisés en considérant les paramètres géomécaniques à long terme :

- γ_h : poids volumique humide,
- c' : cohésion effective,
- ϕ' : angle de frottement effectif.

18.3 Prise en compte de la sismicité

La vérification de la stabilité des murs de soutènement est effectuée en utilisant la méthode pseudo-statique, consistant à appliquer des efforts horizontaux et verticaux proportionnels au poids des terrains. Les coefficients sismiques sont présentés au paragraphe 12, pour la réglementation actuellement en vigueur.

18.4 Coupes types étudiées

En fonction des secteurs nous avons étudié le pré-dimensionnement des ouvrages de soutènement nécessaires à l'intégration des voiries et zones de parkings dans les versants. En outre nous avons étudié la stabilité dans le secteur d'implantation de la station d'épuration en examinant plus particulièrement les conditions de stabilité générale vis-à-vis de la position de la falaise située juste en contrebas du futur ouvrage .

Parking 1 amont

Profils en remblai :

- Coupe AA': le profil de calcul de stabilité est établi sur la base de la coupe AA' du plan communiqué par SAUNIER INFRA. Elle modélise le cas du remblai à constituer pour étendre la zone de parking vers le sud. Pour cet aménagement nous avons étudié la stabilité générale.

Station d'épuration

- Profil STEP : il modélise le cas de l'étude de l'impact de l'ouvrage sur la stabilité de la falaise située en aval du projet d'aménagement. En outre la stabilité a été étudiée selon un profil qui prend en compte l'insertion de la station d'épuration en déblai dans le versant inscrite entre la crête de la falaise et la route interne au site.

18.5 Résultats des calculs de stabilité externe - GEOSTAB**Parking 1 amont**

Coupe AA'	F visé	F min	Figure
Stabilité à long terme	≥ 1.0	1.29	P1-1
Combinaison accidentelle – sous séisme pesant	≥ 1.0	1.08	P1-2
Combinaison accidentelle - sous séisme allégeant	≥ 1.0	1.07	P1-3

Pour le profil étudié, la stabilité générale est donc bien assurée $F_{\min} \geq 1.0$ en phase définitive et en combinaison accidentelle.

Station d'épuration

Coupe STEP	F visé	F min	Figure
Stabilité à long terme	≥ 1.0	1.20	STEP1
Combinaison accidentelle – sous séisme pesant	≥ 1.0	1.01	STEP2
Combinaison accidentelle - sous séisme allégeant	≥ 1.0	1.01	STEP3

Pour le profil étudié, la stabilité générale est donc bien assurée $F_{\min} \geq 1.0$ en phase définitive et en combinaison accidentelle.

Les résultats du calcul de stabilité montrent que la stabilité est assurée avec la neutralisation d'une bande de 10 m à partir de la crête du versant (ravines). Cet espace où aucun aménagement ne sera réalisé sera le garant de la stabilité dans ce secteur. Le versant (ravine) est le siège des phénomènes d'érosion qui ponctuellement peuvent engendrer des instabilités de plus grande ampleur. Pour limiter l'érosion en sommet de falaise et éviter un recul du versant en direction des aménagements à créer le front devra être protégé par la mise en œuvre d'un dispositif de protection des terrains constitué par un grillage plaqué ancré. Il recouvrira le front supérieur de la falaise sur une hauteur minimale de 5.0 m et sur la largeur du projet.

Les résultats des calculs de stabilité sont regroupés dans l'annexe 5.

19 PRE-DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

Les vérifications de la stabilité externe et générale des soutènements concernent :

- stabilité relative aux ouvrages de soutènement à créer pour le parking 1 et 2 ;
- stabilité relative à la zone de la station d'épuration comprenant l'examen de la stabilité de soutènements à mettre en œuvre pour dégager les emprises nécessaires à la création de l'ouvrage.

Les vérifications de la stabilité portent sur les points suivants :

- ✓ le calcul de la stabilité au glissement circulaire (phase définitive) ;
- ✓ le calcul de la stabilité externe pour les ouvrages de soutènement.

Remarque : le secteur du projet se situant en zone de sismicité 4 (moyen), la stabilité des talus a aussi été vérifiée sous sollicitations sismiques.

19.1 Actions et situations

Pour les différents calculs de stabilité, nous avons pris en compte les actions suivantes :

- Action permanente :
 - o Poids propre des terrains ;
- Action variable :
 - o surcharge routières :
 - véhicules léger : 10 kPa ;
 - autocars et camions : 15 kPa.
- Action accidentelle :
 - o Séisme

19.2 Conditions de Calculs

Pour étudier la stabilité des talus et celles des soutènements (enrochements) nous avons utilisé les logiciels GEOSTAB et GEOMUR.

La stabilité générale des talus et enrochements a été examinés avec le logiciel GEOSTAB. La stabilité externe des murs en enrochements a été étudiée avec le logiciel GEOMUR.

Logiciels de calcul

- Stabilité générale : Logiciel GEOSTAB

La vérification de la stabilité des talus est effectuée en utilisant la méthode pseudo-statique, consistant à appliquer des efforts horizontaux et verticaux proportionnels au poids des terrains. Les coefficients sismiques sont présentés au paragraphe 8, pour la réglementation actuellement en vigueur.

Les calculs justificatifs seront conduits selon les préconisations de l’Eurocode 7 et en s’inspirant de la norme NF P 94-270 de juillet 2009. La stabilité générale de la digue est conduite selon l’approche 3 qui correspond à la combinaison « A2+M2+R3. Les calculs sont par conséquent conduits, en méthode partielle, en introduisant des pondérations (ou des coefficients de sécurité partiels) sur les actions et sur les effets des actions et aux paramètres de résistance du terrain et éventuellement de la structure en recherchant un coefficient de sécurité $\Gamma_{min} \geq 1,0$, sur des surfaces de rupture potentielles déterminées selon la règle dite « des 3H ». Les surfaces de rupture étudiées sont des cercles.

- Stabilité externe : Logiciel GEOMUR

Les contraintes s’exerçant sous l’assise du massif sont évaluées avec le logiciel GEOMUR qui permet de calculer les efforts (poussées, poids, poussée d’Archimède) s’exerçant sur un mur de soutènement. Les poussées (forces) sont calculées par la méthode de Culmann en discrétisant l’écran et en recherchant l’inclinaison du coin maximisant la poussée. Les contraintes sont calculées par dérivation de diagramme de poussées, et n’ont aucune influence sur le calcul de stabilité ; la sortie des diagrammes de contraintes permet de comparer les valeurs obtenues à celles calculées habituellement. GEOMUR permet de prendre en compte un terre-plein en forme quelconque, plusieurs sols, une nappe partiellement rabattue, des forces et surcharges quelconques. Les calculs au séisme (lorsqu’ils sont nécessaires) sont effectués par rotation de la géométrie, conformément aux recommandations de l’AFPS.

Les pondérations sont issues de la Norme NF P 94-270 et présentées ci-après :

	Action ou paramètre	Symbole	Approche 3 GEO	
			Phase définitive	Phase Sismique
A1/ A2	Surcharge permanente défavorable	γ_{Gsup}	1.0	1.0
	Surcharge variable défavorable	γ_{Qsup}	1.3	0(*)
M1/ M2	Poids volumique γ	γ_{γ}	1.0	1.0

	Angle de frottement $\tan \phi'$	$\gamma_{\phi'}$	1.25	1.25
	Cohésion c'	$\gamma_{c'}$	1.25	1.25
	Cohésion non drainée C_u	γ_{C_u}	1.4	1.4
R3	Résistance globale au cisaillement sur une surface de rupture	$\gamma_{R:e}$	1.0	1.0
	Modèle	$\gamma_{R:d}$	1.1	1.1

Figure 6 : tableau des coefficients de sécurité partiels

(*) D'après la note 3 du paragraphe 7.2.3. (4) de la norme NF P 94-270.

Les calculs de stabilité en phase définitive sont réalisés en considérant les paramètres géomécaniques à long terme :

- γ_h : poids volumique humide,
- c' : cohésion effective,
- ϕ' : angle de frottement effectif.

19.3 Prise en compte de la sismicité

La vérification de la stabilité des murs de soutènement est effectuée en utilisant la méthode pseudo-statique, consistant à appliquer des efforts horizontaux et verticaux proportionnels au poids des terrains. Les coefficients sismiques sont présentés au paragraphe 12, pour la réglementation actuellement en vigueur.

19.4 Coupes types étudiées

En fonction des secteurs nous avons étudié le pré-dimensionnement des ouvrages de soutènement nécessaires à l'intégration des voiries et zones de parkings dans les versants. En outre nous avons étudié la stabilité dans le secteur d'implantation de la station d'épuration en examinant plus particulièrement les conditions de stabilité générale vis-à-vis de la position de la falaise située juste en contrebas du futur ouvrage .

Parking 2 aval

Soutènements pour la création des voiries et des zones de parkings

- Coupe GG' : elle modélise le cas du soutènement par enrochements bétonnés dans la partie nord de la zone de parking. Dans ce secteur des terrains instables ont été identifiés dans le versant amont situé au projet de parking (versant abrupt avec une pente de l'ordre de 40 à 45°).
- Coupe HH' : elle modélise le cas du soutènement par enrochements bétonnés dans la partie sud de la zone de parking. Dans ce secteur les parkings et voiries sont étagés sur 3 niveaux. La seconde plate-forme de parking étant calée à environ 8.0 m que la première plate-forme il est nécessaire de créer un ouvrage de soutènement. Il a été retenu un principe de

soutènement par enrochements bétonnés d’une hauteur libre de 5.0 m et surmonté par un talus à 3H/2V.

Entre la seconde plate-forme et la troisième plate-forme le dénivelé va conduire à créer un ouvrage de soutènement d’une hauteur de l’ordre de 1.5 m qui sera surmonté par un talus à 3H/2V. Les hauteurs de terrassements étant plus faibles ampleurs que dans le cas étudié cité précédemment, il n’a pas été jugé nécessaire de procéder à la vérification de la stabilité de cette configuration puisque son ampleur est moindre par rapport à la configuration précédente.

Station d’épuration

- **Profil STEP** : il modélise le cas du soutènement par enrochements bétonnés des talus coté amont (coté voirie) pour dégager les emprises nécessaires à l’insertion de la station d’épuration.

19.5 Vérifications de la stabilité externe des soutènements

Les résultats obtenus avec le logiciel GEOMUR pour les quatre profils étudiés sont synthétisés dans les tableaux ci-dessous et page suivante.

Facteurs de sécurité partiels	Critère Eurocodes 7	Statique	Sismique	
			Pesant	Allégeant
		Coefficient Surdimensionnement	Coefficient Surdimensionnement	Coefficient Surdimensionnement
Actions permanentes défavorables $\gamma_g = 1.350$ variables défavorables $\gamma_q = 1.500$ permanentes favorables $\gamma_g = 1.000$ variables favorables $\gamma_q = 0.000$ Résistances portance $\gamma_{R,v} = 1.400$ glissement $\gamma_{R,h} = 1.100$ résistance des terres $\gamma_{R,e} = 1.400$ Eau Etat limite considéré : ELS Fréquent Actions défavorables de l'eau $\gamma_{R,rs} = 1.000$	Approche 2 - Cas 1 : Poussée défavorable			
	Glissement ()	Rh = 421.818 kN Eh = 124.976 kN Rh/(Eh * gR;h) = 3.375	Rh = 451.179 kN Eh = 170.441 kN Rh/(Eh * gR;h) = 2.647	Rh = 395.884 kN Eh = 151.905 kN Rh/(Eh * gR;h) = 2.606
	Renversement ()	Mr,o = 1115.081 kN.m Mm,o = 300.968 kN.m Mm,o/Mr,o = 3.705	Mr,o = 1128.325 kN.m Mm,o = 481.251 kN.m Mm,o/Mr,o = 2.345	Mr,o = 977.751 kN.m Mm,o = 438.883 kN.m Mm,o/Mr,o = 2.228
	Poinçonnement ()	q'ref = 182.722 kPa q'lim = 852.832 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 3.334 Excen. = -0.027 m < 0.583 m	q'ref = 286.867 kPa q'lim = 809.037 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 2.014 Excen. = 0.465 m < 0.579 m	q'ref = 264.548 kPa q'lim = 807.059 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 2.179 Excen. = 0.529 m < 0.578 m
	Approche 2 - Cas 2 : Poussée favorable			
	Glissement ()	Rh = 411.724 kN Eh = 92.574 kN Rh/(Eh * gR;h) = 4.447	Rh = 432.616 kN Eh = 126.252 kN Rh/(Eh * gR;h) = 3.427	Rh = 378.700 kN Eh = 112.522 kN Rh/(Eh * gR;h) = 3.366
Renversement ()	Mr,o = 1063.511 kN.m Mm,o = 222.939 kN.m Mm,o/Mr,o = 4.770	Mr,o = 1042.220 kN.m Mm,o = 355.357 kN.m Mm,o/Mr,o = 2.933	Mr,o = 899.323 kN.m Mm,o = 323.963 kN.m Mm,o/Mr,o = 2.776	
Poinçonnement ()	q'ref = 191.306 kPa q'lim = 908.463 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 3.392 Excen. = -0.113 m < 0.583 m	q'ref = 257.471 kPa q'lim = 870.151 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 2.414 Excen. = 0.356 m < 0.579 m	q'ref = 237.336 kPa q'lim = 868.139 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 2.613 Excen. = 0.418 m < 0.578 m	

RESULTATS DE CALCULS INTERMEDIARES (METHODE CLASSIQUE)					
Statique		Sismique Pesant		Sismique Allégeant	
Excentricité = -0.124	id = 0.765	Excentricité = 0.383	id = 0.723	Excentricité = 0.450	id = 0.721
qmin = 104.259 kPa	qmax = 160.415 kPa	qmin = 51.208 kPa	qmax = 252.073 kPa	qmin = 29.751 kPa	qmax = 239.099 kPa
qref = 146.376 kPa	Vol. mur = 18.941 m²	qref = 201.857 kPa	Vol. mur = 18.941 m²	qref = 186.762 kPa	Vol. mur = 18.941 m²

Résultats des calculs de stabilité externe en situation statique et sismique – Parking 2 – Coupe GG'

Facteurs de sécurité partiels	Critère Eurocodes 7	Statique	Sismique		
			Pesant		Allégeant
			Coefficient Surdimensionnement	Coefficient Surdimensionnement	Coefficient Surdimensionnement
Actions permanentes défavorables $\gamma_g = 1.350$ variables défavorables $\gamma_q = 1.500$ permanentes favorables $\gamma_g = 1.000$ variables favorables $\gamma_q = 0.000$ Résistances portance $\gamma_{R,v} = 1.400$ glissement $\gamma_{R,h} = 1.100$ résistance des terres $\gamma_{R,e} = 1.400$ Eau Etat limite considéré : ELS Fréquent Actions défavorables de l'eau $\gamma_{R,rst} = 1.000$	Approche 2 - Cas 1 : Poussée défavorable	Glissement () Rh = 413.489 kN Eh = 132.858 kN Rh/(Eh * gR;h) = 3.112 Mr,o = 1079.241 kN.m Mm,o = 270.460 kN.m Mm,o/Mr,o = 3.990	Rh = 451.957 kN Eh = 203.948 kN Rh/(Eh * gR;h) = 2.216 Mr,o = 1167.962 kN.m Mm,o = 525.486 kN.m Mm,o/Mr,o = 2.223	Rh = 397.862 kN Eh = 183.672 kN Rh/(Eh * gR;h) = 2.166 Mr,o = 1021.937 kN.m Mm,o = 485.132 kN.m Mm,o/Mr,o = 2.107	
		Renversement () Poinçonnement () q'pref = 181.061 kPa q'lim = 826.126 kPa q'lim/(q'pref * gr,e) = 3.259 Excen. = -0.080 m < 0.583 m	q'pref = 279.116 kPa q'lim = 752.616 kPa q'lim/(q'pref * gr,e) = 1.926 Excen. = 0.460 m < 0.579 m	q'pref = 258.625 kPa q'lim = 748.387 kPa q'lim/(q'pref * gr,e) = 2.067 Excen. = 0.525 m < 0.578 m	
		Approche 2 - Cas 2 : Poussée favorable	Glissement () Rh = 402.555 kN Eh = 98.413 kN Rh/(Eh * gR;h) = 4.090 Mr,o = 1023.378 kN.m Mm,o = 200.340 kN.m Mm,o/Mr,o = 5.108	Rh = 429.426 kN Eh = 151.073 kN Rh/(Eh * gR;h) = 2.843 Mr,o = 1062.539 kN.m Mm,o = 388.038 kN.m Mm,o/Mr,o = 2.738	Rh = 376.793 kN Eh = 136.053 kN Rh/(Eh * gR;h) = 2.769 Mr,o = 924.803 kN.m Mm,o = 358.135 kN.m Mm,o/Mr,o = 2.582
	Renversement () Poinçonnement () q'pref = 186.832 kPa q'lim = 886.402 kPa q'lim/(q'pref * gr,e) = 3.389 Excen. = -0.155 m < 0.583 m	q'pref = 247.481 kPa q'lim = 821.110 kPa q'lim/(q'pref * gr,e) = 2.370 Excen. = 0.348 m < 0.579 m	q'pref = 228.978 kPa q'lim = 816.882 kPa q'lim/(q'pref * gr,e) = 2.548 Excen. = 0.411 m < 0.578 m		

RESULTATS DE CALCULS INTERMEDIAIRES (METHODE CLASSIQUE)					
Statique		Sismique Pesant		Sismique Allégeant	
Excentricité = -0.190	id = 0.739	Excentricité = 0.370	id = 0.669	Excentricité = 0.438	id = 0.665
qmin = 84.734 kPa	qmax = 166.385 kPa	qmin = 53.360 kPa	qmax = 242.612 kPa	qmin = 31.738 kPa	qmax = 231.643 kPa
qref = 145.973 kPa	Vol. mur = 16.699 m ²	qref = 195.299 kPa	Vol. mur = 16.699 m ²	qref = 181.667 kPa	Vol. mur = 16.699 m ²

Résultats des calculs de stabilité externe en situation statique et sismique – Parking 2 – Coupe HH'

Facteurs de sécurité partiels	Critère Eurocodes 7	Statique	Sismique		
			Pesant		Allégeant
			Coefficient Surdimensionnement	Coefficient Surdimensionnement	Coefficient Surdimensionnement
Actions permanentes défavorables $\gamma_g = 1.350$ variables défavorables $\gamma_q = 1.500$ permanentes favorables $\gamma_g = 1.000$ variables favorables $\gamma_q = 0.000$ Résistances portance $\gamma_{R,v} = 1.400$ glissement $\gamma_{R,h} = 1.100$ résistance des terres $\gamma_{R,e} = 1.400$ Eau Etat limite considéré : ELS Fréquent Actions défavorables de l'eau $\gamma_{R,rst} = 1.000$	Approche 2 - Cas 1 : Poussée défavorable	Glissement () Rh = 338.940 kN Eh = 4.515 kN Rh/(Eh * gR;h) = 75.062 Mr,o = 545.877 kN.m Mm,o = 8.627 kN.m Mm,o/Mr,o = 63.279	Rh = 333.414 kN Eh = 13.140 kN Rh/(Eh * gR;h) = 25.374 Mr,o = 518.594 kN.m Mm,o = 19.783 kN.m Mm,o/Mr,o = 26.214	Rh = 299.005 kN Eh = 9.983 kN Rh/(Eh * gR;h) = 29.952 Mr,o = 460.409 kN.m Mm,o = 14.953 kN.m Mm,o/Mr,o = 30.791	
		Renversement () Poinçonnement () q'pref = 171.863 kPa q'lim = 4923.461 kPa q'lim/(q'pref * gr,e) = 20.463 Excen. = -0.392 m < 0.500 m	q'pref = 152.410 kPa q'lim = 4791.841 kPa q'lim/(q'pref * gr,e) = 22.457 Excen. = -0.156 m < 0.498 m	q'pref = 135.708 kPa q'lim = 4824.771 kPa q'lim/(q'pref * gr,e) = 25.395 Excen. = -0.138 m < 0.497 m	
		Approche 2 - Cas 2 : Poussée favorable	Glissement () Rh = 330.424 kN Eh = 3.345 kN Rh/(Eh * gR;h) = 101.180 Mr,o = 544.176 kN.m Mm,o = 6.390 kN.m Mm,o/Mr,o = 85.160	Rh = 331.514 kN Eh = 9.734 kN Rh/(Eh * gR;h) = 34.059 Mr,o = 512.643 kN.m Mm,o = 13.718 kN.m Mm,o/Mr,o = 37.371	Rh = 297.533 kN Eh = 7.395 kN Rh/(Eh * gR;h) = 40.236 Mr,o = 455.836 kN.m Mm,o = 10.134 kN.m Mm,o/Mr,o = 44.982
	Renversement () Poinçonnement () q'pref = 172.136 kPa q'lim = 4943.159 kPa q'lim/(q'pref * gr,e) = 20.512 Excen. = -0.396 m < 0.500 m	q'pref = 152.798 kPa q'lim = 4644.535 kPa q'lim/(q'pref * gr,e) = 22.647 Excen. = -0.165 m < 0.498 m	q'pref = 136.062 kPa q'lim = 4809.291 kPa q'lim/(q'pref * gr,e) = 25.562 Excen. = -0.146 m < 0.497 m		

RESULTATS DE CALCULS INTERMEDIAIRES (METHODE CLASSIQUE)					
Statique		Sismique Pesant		Sismique Allégeant	
Excentricité = -0.565	id = 0.985	Excentricité = -0.314	id = 0.958	Excentricité = -0.294	id = 0.965
qmin = 0.000 kPa	qmax = 195.699 kPa	qmin = 36.050 kPa	qmax = 159.107 kPa	qmin = 36.058 kPa	qmax = 140.553 kPa
qref = 146.774 kPa	Vol. mur = 12.215 m ²	qref = 128.343 kPa	Vol. mur = 12.215 m ²	qref = 114.429 kPa	Vol. mur = 12.215 m ²

Résultats des calculs de stabilité externe en situation statique et sismique – Station d'épuration – soutènement amont 1

Facteurs de sécurité partiels	Critère Eurocodes 7	Statique	Sismique	
			Pesant	Allégeant
			Coefficient Surdimensionnement	Coefficient Surdimensionnement
Actions permanentes défavorables $\gamma_g = 1.350$ variables défavorables $\gamma_q = 1.500$ permanentes favorables $\gamma_g = 1.000$ variables favorables $\gamma_q = 0.000$ Résistances portance $\gamma_{R,v} = 1.400$ glissement $\gamma_{R,h} = 1.100$ résistance des terres $\gamma_{R,e} = 1.400$ Eau Etat limite considéré : ELS Fréquent Actions défavorables de l'eau $\gamma_{R,rt} = 1.000$	Approche 2 - Cas 1 : Poussée défavorable			
	Glissement ()	Rh = 260.181 kN Eh = 43.251 kN Rh/(Eh * gR;h) = 6.016	Rh = 261.820 kN Eh = 67.865 kN Rh/(Eh * gR;h) = 3.858	Rh = 236.026 kN Eh = 62.071 kN Rh/(Eh * gR;h) = 3.803
	Renversement ()	Mr,o = 323.617 kN.m Mm,o = 53.987 kN.m Mm,o/Mr,o = 5.994	Mr,o = 331.566 kN.m Mm,o = 93.907 kN.m Mm,o/Mr,o = 3.531	Mr,o = 298.490 kN.m Mm,o = 85.600 kN.m Mm,o/Mr,o = 3.487
	Poinçonnement ()	q'ref = 165.538 kPa q'lim = 3970.613 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 17.133 Excen. = -0.313 m < 0.358 m	q'ref = 134.307 kPa q'lim = 3600.710 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 19.150 Excen. = -0.028 m < 0.357 m	q'ref = 119.390 kPa q'lim = 3595.290 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 21.510 Excen. = -0.009 m < 0.356 m
	Approche 2 - Cas 2 : Poussée favorable			
	Glissement ()	Rh = 255.853 kN Eh = 32.038 kN Rh/(Eh * gR;h) = 7.986	Rh = 252.953 kN Eh = 50.270 kN Rh/(Eh * gR;h) = 5.032	Rh = 227.717 kN Eh = 45.978 kN Rh/(Eh * gR;h) = 4.953
Renversement ()	Mr,o = 313.383 kN.m Mm,o = 39.990 kN.m Mm,o/Mr,o = 7.837	Mr,o = 311.814 kN.m Mm,o = 68.624 kN.m Mm,o/Mr,o = 4.544	Mr,o = 280.089 kN.m Mm,o = 62.465 kN.m Mm,o/Mr,o = 4.484	
Poinçonnement ()	q'ref = 169.087 kPa q'lim = 4208.244 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 17.777 Excen. = -0.356 m < 0.358 m	q'ref = 140.206 kPa q'lim = 3896.822 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 19.853 Excen. = -0.088 m < 0.357 m	q'ref = 124.632 kPa q'lim = 3891.309 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 22.302 Excen. = -0.069 m < 0.356 m	

RESULTATS DE CALCULS INTERMEDIAIRES (METHODE CLASSIQUE)					
Statique		Sismique Pesant		Sismique Allégeant	
Excentricité = -0.572	id = 0.792	Excentricité = -0.252	id = 0.717	Excentricité = -0.230	id = 0.716
qmin = 0.000 kPa	qmax = 243.209 kPa	qmin = 28.240 kPa	qmax = 163.335 kPa	qmin = 30.902 kPa	qmax = 143.714 kPa
qref = 182.407 kPa	Vol. mur = 7.554 m²	qref = 129.561 kPa	Vol. mur = 7.554 m²	qref = 115.511 kPa	Vol. mur = 7.554 m²

Résultats des calculs de stabilité externe en situation statique et sismique – Station d'épuration – soutènement amont 2

Les résultats des calculs de stabilité sont regroupés dans l'annexe 6.

19.6 Vérification de la stabilité générale en situations durables et accidentelles – Logiciel GEOSTAB

Les résultats obtenus avec le logiciel GEOSTAB pour les quatre profils étudiés sont synthétisés dans les tableaux ci-dessous et page suivante.

Parking 2 aval

Coupe GG'	F visé	F min	Figure
Stabilité à long terme	≥ 1.0	1.62	P2-1
Combinaison accidentelle – sous séisme pesant	≥ 1.0	1.38	P2-2
Combinaison accidentelle - sous séisme allégeant	≥ 1.0	1.35	P2-3

Pour le profil étudié, la stabilité générale est donc bien assurée $F_{min} \geq 1.0$ en phase définitive et en combinaison accidentelle.

Coupe HH'	F visé	F min	Figure
Stabilité à long terme	≥ 1.0	1.27	P2-4
Combinaison accidentelle – sous séisme pesant	≥ 1.0	1.06	P2-5
Combinaison accidentelle - sous séisme allégeant	≥ 1.0	1.08	P2-6

Station d'épuration

Coupe STEP soutènement amont 1	F visé	F min	Figure
Stabilité à long terme	≥ 1.0	1.73	STEP1
Combinaison accidentelle – sous séisme pesant	≥ 1.0	1.50	STEP2
Combinaison accidentelle - sous séisme allégeant	≥ 1.0	1.52	STEP3
Coupe STEP soutènement amont 2	F visé	F min	Figure
Stabilité à long terme	≥ 1.0	1.69	STEP4
Combinaison accidentelle – sous séisme pesant	≥ 1.0	1.48	STEP5
Combinaison accidentelle - sous séisme allégeant	≥ 1.0	1.52	STEP6

Pour le profil étudié, la stabilité générale est donc bien assurée $F_{\min} \geq 1.0$ en phase définitive et en combinaison accidentelle.

Les résultats des calculs de stabilité sont regroupés dans l'annexe 7.

20 CONDITIONS DE REALISATION DES TERRASSEMENTS

20.1 Terrassements en déblai

Les terrassements en déblais seront d'ampleurs variables. En fonction de la hauteur du décaissement et de la nature des terrains la configuration sera adaptée pour assurer la stabilité des talus à long terme.

Pour tenir compte des différents cas de figures des terrassements en déblais, on retiendra la géométrie suivante pour les talus définitifs exécutés dans les différentes formations suivantes :

- limons à cailloutis [1] et limons graveleux à blocs (formation [1a]) :
 - pour des hauteurs de terrassements inférieures à 5.0 m les talus pourront être réalisés à 3H/2V (3 horizontal sur 2 vertical) sur la hauteur de décaissement.
 - Pour des hauteurs de terrassement supérieures à 5.0 m et ≤ 8.0 m on aura recours à la réalisation d'une risberme intermédiaire de 2.5 m de largeur implantée à mi-hauteur dans le déblai. Les talus seront dressés à 3H/2V (3 horizontal sur 2 vertical).
 - Les surfaces des talus seront rapidement végétalisés pour éviter leur érosion.
- Marnes schisteuses à schistes marneux :
 - pour des hauteurs de terrassements inférieures à 5.0 m les talus pourront être réalisés à 1H/1V (1 horizontal sur 1 vertical) sur la hauteur de décaissement. Si le degré d'altération est élevé ou que le pendage est défavorable la pente des talus sera réduite à 3H/2, à adapter selon la configuration locale.

Parking 1 – amont

Ce secteur présente une particularité en raison de la morphologie du toit du substratum rocheux plus ou moins altéré caractérisé par des schistes marneux qui forme une sorte de dôme dans la partie centrale de la zone de délaissé actuel. Le flanc sud-ouest dans la zone d'extension du projet de parking est pour sa part concerné par des formations limono-graveleuses à blocs (sondage FP11) en recouvrement du substratum sur une épaisseur supérieure à 3.0 m. Cette formation a aussi été repérée dans le tiers nord-est du délaissé actuel mais sur une épaisseur moindre (épaisseur de l'ordre de 1.6 / 1.7 m), elle est surmonté par des remblais schisteux.

D'après les plans du projet les terrassements en déblais seront de faible ampleur compte tenu de la topographie du secteur qui ne présente pas de variation prononcée.

Les terrassements en déblais vont concerner les formations de limons à cailloutis [1] en faible proportion, de limons graveleux à blocs [1a] et de schistes [2] pouvant être marneux. Les terrassements en déblais concerneront aussi localement des remblais constitués par des schistes. Les terrassements pourront être exécutés avec des moyens classiques mais de forte puissance dans la formation [1a] de limons graveleux à blocs en revanche l'utilisation de BRH sera nécessaire pour les formations schisteuses compactes [2]. La présence de gros blocs en surface des terrains dans le talus en extrémité sud-est du délaissé confirme la nécessité d'engins de forte puissance pour les terrassements.

Compte tenu de la sensibilité à l'eau des formations limoneuse [1] et [1a] nous recommandons que les terrassements soient réalisés dans de bonnes conditions météorologiques en favorisant la période estivale et le début de l'automne.

Parking 2 – aval

Les terrassements en déblais seront réalisés en général dans les formations de limons à cailloutis [1] et limons graveleux à blocs [1a]. Ces matériaux classes GTR C1A1 présentent une fraction grossière. A plus forte profondeur les terrassements pourront intéresser localement les formations de marnes schisteuses à schistes marneux [2].

A ce stade des études les formations rencontrées ont montré des teneurs en eau généralement faible au moment des investigations et prélèvements, elles sont dans un état hydrique sec pour la formation limoneuse de classe GTR C1A1 (identification sur les matériaux du sondage FP7). Ces formations sont sensibles à l'eau et peuvent présenter des variations de comportement en fonction de leur état

hydrique. Pour réaliser les terrassements dans de bonnes conditions, il conviendra de favoriser l'exécution des travaux en période sèche (période estivale et début d'automne) et de prévoir le cas échéant des mesures visant à limiter l'impact de mauvaises conditions météorologiques sur leur réalisation. Localement les terrassements pourraient découvrir des horizons avec une plus faible proportion d'éléments granulaires pouvant présenter des difficultés de tenue à long terme notamment vis-à-vis de l'érosion. Au droit de ces secteurs il sera procédé au besoin à une purge et la mise en place des masques en petits enrochements pour garantir la stabilité des talus.

La nature des formations de limons avec ou sans blocs [1] et [1a] rencontrée au droit des futurs secteurs en déblais ne posera pas de problèmes particuliers d'extraction dans la mesure où les terrassements seront réalisés avec des engins de fortes puissances. Cependant la présence de blocs de gros diamètres a été constatée au moment de la réalisation des fouilles à la pelle mécanique. Ces éléments, pouvant atteindre des tailles importantes (éléments de 400 mm de diamètre constatés dans certaines fouilles), ont pu être extraits avec un engin de moyenne puissance. Il convient de préciser que des blocs de diamètre supérieur à 400 mm peuvent être présents et qu'ils pourraient nécessiter l'emploi de BRH.

Dans le secteur nord de la zone d'aménagement du parking les terrassements en déblais pourraient rencontrer les formations de marnes schisteuses à schistes marneux. La présence de cette formation compacte nécessitera l'emploi d'engin de type BRH.

L'existence d'anciennes zones d'emprunt doit conduire à ne pas exclure que des remblais divers aient aussi pu être réalisés par le passé (purgés si nécessaire). En effet on peut supposer que dans les secteurs situés à l'aval du projet à proximité des zones construites les terrains ont pu être localement remaniés. Cette remarque s'applique aussi aux abords des zones de voiries.

Station d'épuration

L'insertion de la station d'épuration va nécessiter la réalisation de terrassements en déblais. Ils vont concerner les formations de limons à cailloutis [1] et les franges altérées du substratum. A ce stade des études ces matériaux de classe GTR A1 sont dans un état hydrique m (moyen). Ces matériaux sont sensibles à l'eau et nécessiteront de réaliser les terrassements dans de bonnes conditions météorologiques en période sèche (période estivale et début d'automne) et de prévoir le cas échéant des mesures visant à limiter l'impact de mauvaises conditions météorologiques sur leur réalisation (protection des talus, mis en œuvre de fossés périphériques, etc.). Les talus seront créés et seront rapidement végétalisés pour éviter leur érosion.

A plus forte profondeur les terrassements intéresseront les formations de marnes schisteuses à schistes marneux rencontrés dans les sondages FP1 et SP1 à partir de 1.5 m de profondeur. La présence de cette formation compacte nécessitera l'emploi d'engin de type BRH.

Dans ce secteur les terrassements en déblais pour la création de la station d'épuration vont conduire coté amont à la création de talus qui en raison des faibles emprises nécessiteront la création de soutènements.

Afin d'éviter l'érosion des talus nous recommandons qu'ils soient rapidement végétalisés après les opérations de terrassements.

20.2 Terrassements en remblai

En règle générale les pentes des talus en déblais seront limitées à 3H/2V. Certains remblais vont présenter des hauteurs importantes. Les conditions de réemploi des matériaux du site et leur mise en œuvre devront suivre les prescriptions décrites dans les chapitres suivants.

On privilégiera un démarrage des travaux en fin de saison printanière pour éviter la gestion de venues d'eau importantes liées à la fonte des neiges. Un démarrage en fin de cette saison aura permis un meilleur essorage des terrains dont l'état hydrique sera plus favorable notamment pour leur réemploi en remblai. Par ailleurs, les conditions de traficabilité seront aussi meilleures compte tenu de la nature limoneuse des terrains.

L'objectif des terrassements est de favoriser le réemploi en remblai des matériaux issus des déblais.

Les remblais issus des déblais seront principalement constitués par les formations de limons graveleux avec plus ou moins de blocs (formation [1a]) de classe GTR C1A1 dans un téta hydrique m à s au moment des prélèvements en octobre 2015. Ces déblais proviendront des secteurs du parking 1 amont pour faible proportion et pour majeure partie du parking 2 aval.

Au niveau des terrassements nécessaires à l'insertion de la station d'épuration les déblais seront constitués par des limons à cailloutis (formation [1]) de classe GTR A1.

En faible proportion les déblais proviendront des formations marno-schisteuses à schisto-marneuses (formation [2])

Les investigations réalisées ont montré une assez bonne homogénéité des formations rencontrées pour les formations constituées par les limons graveleux avec blocs (formation [1a]) de classe GTR C1A1. Ces matériaux présentent une fraction fine caractérisée par les limons et conduisent à des contraintes de mise en œuvre en relation avec leur état hydrique au moment de leur mise en œuvre (aération et/ou traitement pour diminution de leur teneur en eau). Selon leur état hydrique le réemploi de ces matériaux se fera dans les conditions suivantes :

- Etat hydrique ts : l'humidification de ces sols pour les ramener au moins à l'état s (sec) peut être envisagée avec l'appui d'une étude spécifique.
- Etat hydrique s : une humidification préalable des matériaux sera à entreprendre avant leur réemploi. Leur malaxage sera toutefois rendu difficile avec la présence de blocs. Si c'était le cas le matériau pourrait être humidifié par percolation (temps de percolation de plusieurs heures) après l'avoir préalablement scarifié.
- Etat hydrique m : dans cet état leur mise en remblai est envisageable sans opération particulière. La hauteur de remblai sera de 10 m maximum. Il convient de noter que ces sols sont très sensibles aux conditions atmosphériques qui très rapidement interrompre les travaux.
- Etat hydrique h : les déblais pourront être utilisés pour la constitution des remblais, sous réserve de réaliser les travaux de terrassement :
 - exclusivement sous conditions météorologiques favorables (évaporantes), en attachant une grande importance à une gestion des matériaux favorisant leur aération (extraction par couches minces, mises en dépôt provisoire si nécessaire) ;

- la réalisation d'un traitement à la chaux est aussi une solution, elle semble toutefois peu adaptée ici.
- Etat hydrique th : les matériaux seront inutilisables, il conviendra de réaliser un essorage préalable de ces matériaux avant leur réemploi en remblai et ils seront destinés exclusivement à la constitution des remblais paysagers.

Les formations de limons à cailloutis de classe GTR A1 (formation [1]) nécessitent de prendre des précautions pour leur utilisation en remblai. Le réemploi de ces matériaux pourrait s'avérer plus ou moins contraignant en fonction de leur état hydrique au moment des travaux (aération et/ou traitement pour diminution de leur teneur en eau). Selon leur état hydrique le réemploi de ces matériaux se fera dans les conditions suivantes :

- Etat hydrique ts : l'humidification de ces sols pour les ramener au moins à l'état s (sec) voire m (moyen) peut être envisagée avec l'appui d'une étude spécifique.
- Etat hydrique s : une humidification préalable des matériaux sera à entreprendre avant leur réemploi et en les régalant en couches minces.
- Etat hydrique m : dans cet état leur mise en remblai est envisageable sans opération particulière. La hauteur de remblai sera de 10 m maximum. Il convient de noter que ces sols sont très sensibles aux conditions atmosphériques qui très rapidement interrompre les travaux.
- Etat hydrique h : les déblais pourront être utilisés pour la constitution des remblais, sous réserve de réaliser les travaux de terrassement :
 - exclusivement sous conditions météorologiques favorables (évaporantes), en attachant une grande importance à une gestion des matériaux favorisant leur aération (extraction par couches minces, réduction de la teneur en eau par aération, remblaiement en couches minces) ;
 - la réalisation d'un avec un réactif adapté est aussi une solution, elle semble toutefois peu adaptée ici (faible volume à traiter).
- Etat hydrique th : les matériaux seront inutilisables, il conviendra de réaliser un essorage préalable de ces matériaux avant leur réemploi en remblai et ils seront destinés exclusivement à la constitution des remblais paysagers.

Si le bilan déblai / remblai est excédentaire nous recommandons que ces matériaux soient réemployés dans les remodelages paysagers compte tenu des contraintes de mise en oeuvre.

Les formations de marnes schisteuses à schistes marneux (formation [2]) présentent un caractère évolutif dont la mise en remblai comporte un risque qu'il convient d'apprécier préalablement. On retiendra notamment les méthodes d'extraction qui devront être appropriées notamment la fragmentation et la conception globale des remblais (couches drainantes, stabilisation des talus par imperméabilisation, etc.). Ces matériaux présenteront d'autant moins de risque d'évolution s'ils sont mieux fractionnés en visant des matériaux de granularité continue ou riche en fines. Nous recommandons la réalisation d'études spécifiques pour la mise en oeuvre de ces matériaux.

L'ensemble des terrassements sera réalisé selon les prescriptions du GTR (Guide Technique Réalisation des remblais et couches de formes de 1992).

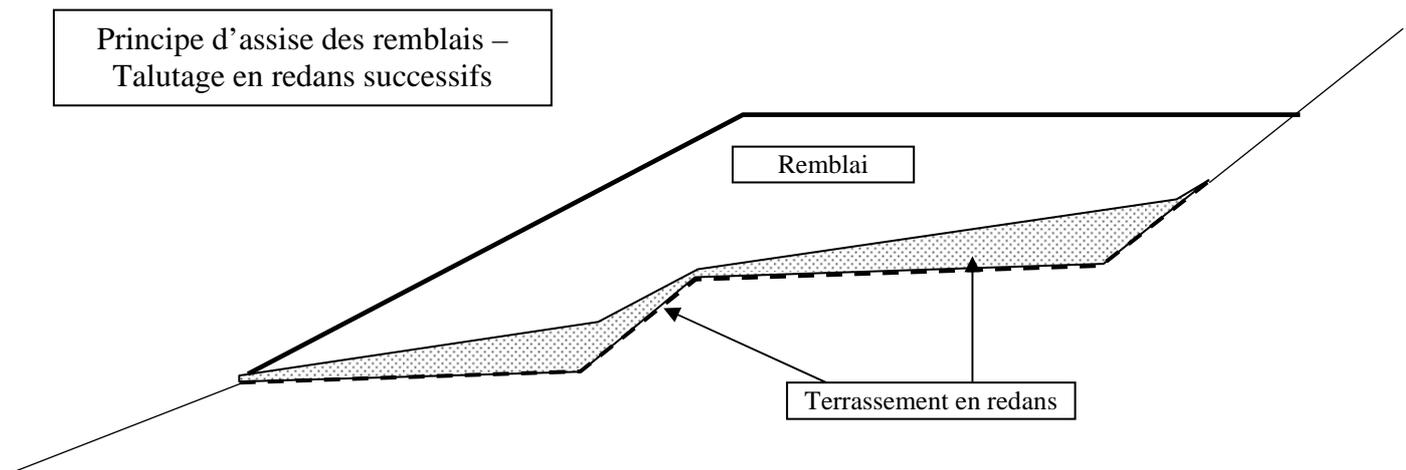
Si le bilan déblai/remblai s'avérait déficitaire en matériaux de remblai il conviendra d'avoir recours à l'apport de matériaux extérieurs en approvisionnant des matériaux conformes aux recommandations du guide GTR.

20.3 Assise des remblais

Les matériaux qui seront naturellement présents sous les futures assises des remblais sont en général de compacité moyenne à bonne. Dans de bonnes conditions météorologiques de travail et selon une période favorable on peut envisager, après décapage de l'épaisseur de terre végétale, d'asseoir les remblais directement sur les formations en place sous conditions de réalisation suivante :

- décapage de toute l'épaisseur de terre végétale (l'épaisseur de terre végétale constatée au droit des sondages est de 0.2 m maximum) mais peut-être localement plus épaisse.
- Terrassement en redans successifs permettant de garantir la stabilité de l'assise des remblais.
- Purges des poches de matériaux de médiocre qualité (poches argileuses ou matériaux essentiellement limoneux) et substitution par des matériaux de type D2 ou D3 d'apport soigneusement compacté.
- Compactage systématique des terrains après la réalisation du terrassement en déblai avec contrôle régulier de la portance au droit de l'assise afin de valider le montage du remblai.

Le profil ci-après illustre la configuration des terrassements en redans pour l'assise des remblais.



Dans le cas d'arrivée d'eau au moment de la réalisation des terrassements les flux devront être captés et évacués en dehors de la zone de travail. Si les écoulements s'avèrent pérennes on aura recours à la mise en place de drainage (drains, fossés ou tranchées par exemple) pour collecter et favoriser l'évacuation des flux à l'extérieur des zones de remblais.

20.4 Drainage des ouvrages

Compte tenu de la nature des matériaux situés sous les futurs remblais, et de l'absence de nappe jusqu'à une profondeur de l'ordre de 10.0 m (constat effectué au moment de la réalisation des sondages et à confirmer par des relevés ultérieurs) les terrassements ne devraient pas recouper de niveaux d'écoulements d'eau importants. Toutefois il ne faut pas exclure la présence de circulations d'eau diffuses au sein des formations limono-graveleuses (même si elles sont peu perméables) notamment à la faveur d'un horizon plus graveleux et après la fonte des neiges. Les terrassements en déblais pourront alors recouper ponctuellement des écoulements qui pourraient s'avérer plus ou moins

importants en fonction des saisons. On notera que ces venues d'eau pourraient se produire au démarrage des travaux si celui-ci est prévu au printemps.

Afin que ces venues d'eau n'entraînent pas d'instabilité dans les talus des éperons drainants seront créés dès lors que la hauteur des terrassements en déblais dépasse 5.0 m. Ces éperons drainants pénétreront les terrains en place sur 4.0 m de profondeur en base et sur une hauteur de 5.0 m. Ils seront remplis de matériaux grossiers de granulométrie minimale 100/200 mm.

Lorsque les hauteurs de talus en déblai seront importantes le risque de rencontrer des venues d'eau souterraines sera plus important. Des masques drainants seront aménagés dans les talus. Ils seront élaborés avec des matériaux rocheux d'apport extérieur.

Le ruissellement des eaux météoriques sur les talus est à prendre en considération. La création d'ouvrages latéraux de collecte (fossés) avec des exutoires gravitaires apparaît nécessaire pour éviter une stagnation des eaux de ruissellement qui entraînera une humidification des pieds de talus.

20.5 Gestion des eaux de ruissellements, eaux pluviales et de drainage

La gestion des eaux (ruissellements, eaux pluviales et drainage) est à étudier en détail pour l'ensemble du site.

En effet la configuration générale du site avec de fortes pentes est propice à des apports d'eau important. Dans le futur l'imperméabilisation des surfaces (notamment les zones de voiries et de stationnement) vont conduire à des apports d'eaux supplémentaires qui pourront être plus ou moins importants. En outre la création d'aménagements qui nécessitent des dispositifs de drainage va accroître les volumes à gérer. Il ne faut aussi négliger les volumes qui seront engendrés par la construction des bâtiments (eaux de toiture). On pourra légitimement penser que les volumes d'eaux seront importants et probablement relativement concentrés dans le secteur où les aménagements seront les plus denses c'est-à-dire dans le secteur du replat au niveau du Foreston.

Des aménagements spécifiques doivent être étudiés pour limiter l'ampleur des rejets et leur concentration dans le but de ne pas engendrer de problèmes d'instabilité dans les versants ou d'aggraver des situations déjà dégradées par la présence d'instabilités. On retiendra que le secteur est sensible vis-à-vis des écoulements des eaux et que la faible perméabilité des sols conduit à favoriser les ruissellements de surfaces.

Dans ce contexte il faut envisager une gestion globale des eaux à l'échelle du site en étudiant une conception des rejets des eaux de ruissellements, des eaux pluviales et des eaux de drainage pour éviter leur concentration.

21 REPRISE DE LA VOIRIE ACTUELLE

21.1 Etat des lieux de la voirie

Afin d'établir un état des lieux et définir une stratégie permettant de l'utiliser comme accès de chantier tout en maintenant son usage estival, 5 sondages carottés (SC101 à SC105) et 5 sondages au pénétromètre dynamique lourd (PD101 à PD 105) ont été réalisés pour :

- préciser la configuration des structures de voiries actuelles avec notamment les épaisseurs de la structure de chaussée ;

- évaluer la compacité des terrains sous les voiries jusqu'à une profondeur de 2.0 m.

Un sondage au pénétromètre dynamique lourd (sondage PD4) a été réalisé spécifiquement au niveau du virage situé à proximité du talweg où la voirie tend à légèrement s'affaisser (vers la cote 946.0 m NGF). Ce sondage est destiné à évaluer la compacité des terrains au droit de ce secteur et de définir la solution de renforcement de la voirie ou de soutènement à mettre en œuvre pour stabiliser l'affaissement et éviter les risques d'évolution en phases travaux notamment.

Les sondages carottés SC101 à SC105 ont permis les constatations suivantes :

- l'épaisseur des enrobés est comprise entre 5 et 7 cm ;
- l'épaisseur de la couche de forme est comprise entre 0.05 et 0.35 m.

Les terrains d'assises des structures de voiries sont constitués, en fonction des secteurs, par les formations de limons à cailloutis ou des formations issues de l'altération des schistes marneux.

D'après l'examen des carottes et de la configuration du site, l'épaisseur variable de la couche de forme a été conditionnée par la compacité des terrains et la pente du profil de la voirie. En effet au droit des zones où la voirie est assise sur les terrains compacts, qu'ils soient de nature limoneuses ou marnoschisteuses, la couche de forme est généralement moins épaisse. Cette épaisseur est aussi moindre malgré la présence de limons, toutefois compacts, où la pente de la voirie est la plus faible (secteurs des sondages SC101 et PD101).

A partir des coupes des sondages carottés SC101 à SC105 on retiendra que la structure de la voirie n'est actuellement pas hors-gel.

Plusieurs zones d'affaissement ont été repérées sur la portion de la voirie situées entre le virage où ont été réalisés les sondages PD103, SC103, PD4 et le secteur des deux sondages PD105 et SC105.

Ces affaissements tendent à se manifester sur des secteurs où le bas côté de la voirie est le moins large et où les talus aval sont les plus abrupts. A ce stade on dénombre un secteur où l'affaissement est important (secteur des sondages PD103 et SC103). D'autres secteurs (3 à 4 secteurs) présentent aussi des affaissements mais ils sont de faible ampleur pour l'instant mais augmenteront avec le passage des poids-lourds et la densité du trafic.

Dans le virage qui domine le talweg (secteur des sondages PD103, SC103 et PD4) on remarque une amorce d'affaissement des terrains situés à l'extérieur du virage. En raison de la circulation à venir des poids-lourds qui entraînera des contraintes supplémentaires sur la voirie avec des efforts de freinage importants (courbe fermée) et le déport des véhicules vers l'extérieur pour franchir le virage les déformations vont s'accroître et pourront entraîner un affaissement important de la voirie accompagnées d'instabilités sur le talus dominant le talweg.

21.2 Solutions de traitement de la voirie

Pour tenir compte des contraintes liées :

- à l'utilisation de la voirie par les engins pendant les phases de travaux qui sont pressenties sur une durée de 5 ans ;
- au maintien de sa traficabilité pour la période estivale durant la période des travaux ;

nous avons envisagé les deux scénarios possibles décrits ci-après, pour assurer la viabilité de la voirie pendant les travaux.

Solution 1

La voirie est laissée dans son état actuel avec quelques reprises et renforcements des dégradations existantes pour renforcer les points sensibles sujets à une augmentation des dégradations avant le démarrage des travaux. Avec cette solution il faudra envisager de procéder à un entretien et des réparations répétées et régulières de la voirie. Les dégradations risquent d'être plus importantes au démarrage des travaux à la période printanière où les écoulements d'eau sont les plus importants. A cette période on peut pressentir que les structures de voiries vont être sollicitées et se déformer plus rapidement, ce risque est à prendre en compte. On retiendra aussi que l'augmentation des déformations localisées de la voirie dans les zones où les terrains d'assise sont les moins compacts va s'accroître dans le temps et conduire à des renforcements importants de la voirie. Par ailleurs, en fonction des dégradations que la voirie aura subi pendant une saison de travaux, il n'est pas exclue une remise en état importante de l'enrobé à l'automne. En effet la fissuration de la voirie nécessitera une réfection pour éviter les infiltrations d'eau dans les structures pendant l'hiver et parer aux actions néfastes du gel / dégel.

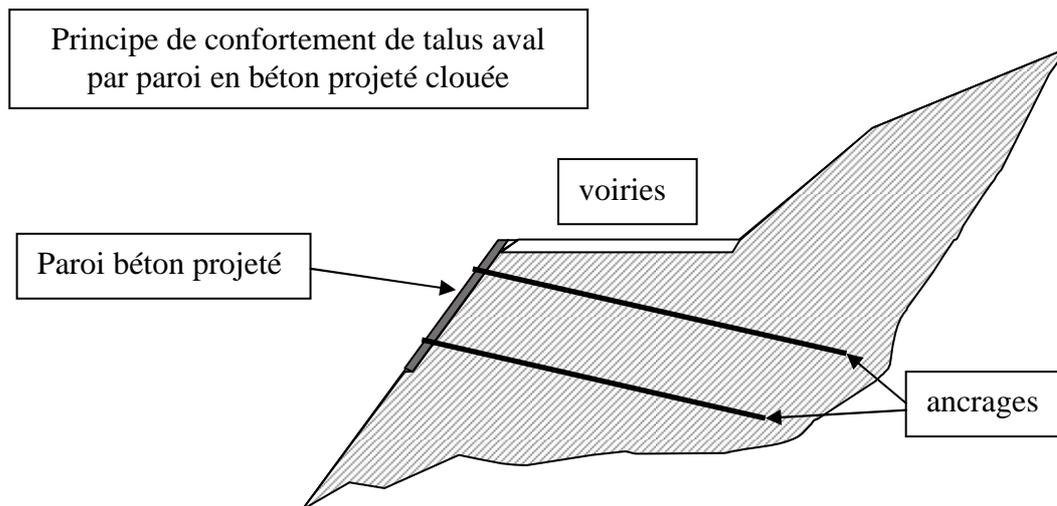
Des aménagements pourraient être réalisés ponctuellement pour améliorer la circulation des camions et engins : élargissements localisés par rabottage de talus amont (avec soutènement) et élargissement de virage.

Solution 2

La structure de la voirie est reconditionnée dès le début des travaux. Afin d'assurer la traficabilité des engins et camions sans risque de dégradations pendant toute la durée des travaux celle-ci est dimensionnée et reconditionnée avant le démarrage des travaux pour correspondre aux contraintes du trafic. Dans ce contexte l'épaisseur de l'ancienne structure doit être augmentée pour supporter le trafic des engins et des poids lourds. Le trafic de ces derniers va conduire à une dégradation inévitable de l'enrobé pendant la durée des travaux en relation avec la configuration de la voirie (pente importante et virages fermés). Pour tenir compte d'une réfection de l'enrobé en fin de travaux son épaisseur pourrait être limitée pour la durée des différentes phases d'aménagements du site. Cette solution aura l'avantage d'assurer une viabilité de la voirie sur le long terme sans avoir à procéder à des reprises qui pourraient conduire à des interruptions d'accès au site comme dans le cas de la solution 1. Le reconditionnement de la voirie implique de créer une structure de chaussée adaptée aux surcharges apportées par les engins et les poids lourds, donc une épaisseur de la structure plus importante par rapport à celle existante. Dans ce contexte, dans le cas du rechargement de la structure existante la voirie se trouvera en surélévation par rapport au terrain naturel ce qui compte tenu de la faible largeur de la voirie paraît difficilement envisageable. Pour que la voirie après reconditionnement de sa structure soit sensiblement au même niveau que le terrain naturel ou en très légère surélévation pour éviter les ruissellements sur celle-ci, la structure devra être reprise dans son intégralité avec des décaissements proportionnels à l'épaisseur des structures à constituer.

Il conviendra de tenir compte aussi des zones d'affaissement pour lesquelles il faut envisager, quelque soit la solution retenue, des confortements des talus aval à la voirie pour assurer la stabilité à long terme et pendant toute la durée des travaux. Dès à présent la zone repérée vers les sondages PD104 / SC104 sera à traiter en priorité. Aussi de manière préventive et pour prévenir du risque avéré de dégradation de la voirie par le trafic des poids-lourds, il convient d'anticiper le confortement de 3 à 4 zones supplémentaires avant le démarrage des travaux afin d'éviter des confortements de plus grande ampleur si les voiries se trouveraient dégradées par le trafic. En outre, l'exécution de travaux de confortement des talus réalisée en urgence obligerait d'interrompre le trafic et d'arrêter temporairement le chantier.

Les solutions de traitement de ces secteurs sont limitées par la configuration des lieux. En effet, la présence de talus relativement abrupts en aval de la voirie et sur des longueurs importantes ne permet pas d'envisager la mise en œuvre d'enrochements comme solution confortative (problématique de stabilité de la fondation du soutènement dans la pente). La solution la mieux adaptée consisterait à la réalisation de parois en béton projeté clouée à l'aplomb des zones d'affaissement. La hauteur des parois pourraient être de l'ordre de 3.0 m et s'étendre sur une dizaine de mètres de longueur.



Dans le virage qui domine le talweg (secteur des sondages PD103, SC103 et PD4) il sera nécessaire de mettre en œuvre un confortement du talus aval et de créer une structure de voirie éventuellement renforcée. Dans ce virage le soutènement des talus pourra être constitué par un enrochement. Compte tenu de la hauteur et des efforts qui seront reportés par le biais du trafic des poids-lourds et des engins attendus les enrochements devront être bétonnés.

Ces travaux préventifs, pour garantir la circulation du chantier, sont impératifs car l'augmentation du trafic et des surcharges engendrées vont conduire inévitablement à des dégradations importantes qui seront plus complexes à traiter si des instabilités se sont déclarées dans les talus.

22 PST ET COUCHE DE FORME

Suivant les secteurs l'arase, après décapage de la totalité de l'épaisseur de la structure de voirie, se situera dans les formations de limon à cailloutis [1], de limons graveleux à blocs [1a] ou de marnes-schisteuses ou schistes marneux [2] de compacité moyenne à bonne et présentant un état hydrique généralement sec (pour une période de travaux estivale). Il convient de préciser que les formations [1] de classe GTR A1 et [1a] de classe GTR C1A1, pourrait présenter des variations de comportement en fonction de leur état hydrique. Le comportement de ces formations pourrait donc changer rapidement de consistance pour de faibles variations de teneur en eau. Selon la période et les conditions météorologiques de réalisation des travaux l'état hydrique de ces formations pourraient donc évoluer.

Après suppression de la voirie existante dans les formations [1] et [1a] on peut s'attendre à une partie supérieure de terrassement de type PST2-AR1 dans des conditions météorologiques favorables d'exécution des travaux (pas de pluie ou humidité) et pour un état hydrique des matériaux m ou s

(moyen ou sec). Il convient toutefois de tenir compte de la sensibilité de cette formation à son état hydrique qui pourrait rapidement se dégrader (état hydrique h : humide) dans le cas de conditions météorologiques défavorables (pluie) et qui pourra redescendre en PST1-AR1.

L'objectif est d'obtenir une plate-forme de type PF2 avec une portance minimum $EV2 = 50$ MPa, pour la nouvelle voirie.

En fonction de la classe de PST et d'arase, la constitution des couches de forme sera la suivante :

- A partir d'une PST2-AR1, on retiendra :
 - o soit la mise en œuvre d'une couche de forme de 50 cm d'épaisseur,
 - o soit la mise en œuvre d'une couche de forme de 40 cm d'épaisseur, avec la mise en place d'un géotextile à l'interface PST / couche de forme.

- A partir d'une PST1-AR1, on retiendra :
 - o soit la mise en œuvre d'une couche de forme de 75 cm d'épaisseur,
 - o soit la mise en œuvre d'une couche de forme de 60 cm d'épaisseur, avec la mise en place d'un géotextile à l'interface PST / couche de forme.

La couche de forme sera constituée avec des matériaux granulaires de classe GTR D2 ou D3, ils seront soigneusement compactés.

Après le décapage de l'ancienne voirie il sera impérativement nécessaire de prévoir un reconditionnement du fond de forme (compactage).

La qualité de la plate-forme devra faire l'objet de contrôles par essais à la plaque selon les critères suivants :

- Arase AR1 : **$EV2 > 20$ MPa.**
- Plateforme PF2 : **$EV2 > 50$ MPa** et un rapport de compactage **$k=EV2/EV1 < 2.2$**

Dans le cas de la présence de formation [2] de marnes schisteuses à schistes marneux on peut s'attendre à une partie supérieure de terrassement de type PST6-AR3 si $EV2 \geq 120$ MPa ou PST6-AR4 si $EV2 \geq 200$ MPa. Dans ce contexte la nécessité d'une couche de forme ne s'impose que pour les exigences à court terme (nivellement et traficabilité), on aura alors recours à une couche de réglage.

Dans tous les cas l'étude des conditions de la mise hors gel devront être étudiées pour valider ou adapter les épaisseurs de couche de forme à constituer, en fonction de la structure de chaussée retenue.

23 OUVRAGE ENTERRE – SECTEUR PARKING 2

Au niveau de la future zone d'aménagements du parking 2 et de ses voiries il existe un ouvrage souterrain en maçonneries de pierres. Cet ouvrage débouche dans la pente du talus boisé vers la cote 923 m NGF (repérage sur le plan d'implantation des sondages). Depuis l'entrée de cette galerie souterraine on remarque que l'ouvrage remonte en direction de la pente. Au niveau du parement côté sud on observe trois voûtes correspondant à des amorces de galeries perpendiculaires à l'ouvrage principal. A quelques mètres de l'entrée la galerie est bouchée par des matériaux de comblement. La profondeur de cette galerie n'est pas connue mais à environ 17 m en amont on observe une dépression en surface des terrains qui pourrait soit correspondre à un effondrement de l'ouvrage soit à sa sortie.

Le site INFOTERRE qui répertorie les ouvrages souterrains et notamment ceux liée à l'activité humaine ne fait pas mention de cet ouvrage.

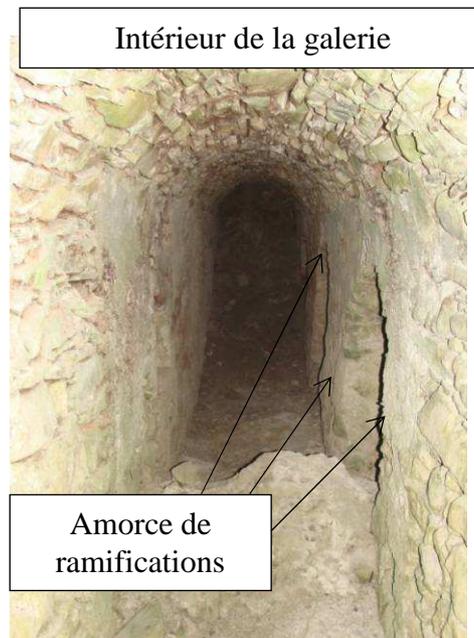
Cette galerie se trouve dans l'emprise des terrassements du projet d'aménagement du parking 2 et de ses voiries. Les terrassements vont donc rencontrer cet ouvrage souterrain qu'il sera nécessaire de supprimer dans sa totalité.

La géométrie de cet ouvrage n'étant pas connue (longueur et profondeur) il est nécessaire de procéder :

- à une enquête pour recueillir d'éventuelles informations (fonction de l'ouvrage notamment) ;
- à des sondages pour connaître son étendue, sa géométrie et de s'assurer qu'il n'existe pas de ramifications susceptibles d'occuper le sous-sol.

Dans le cadre de sa démolition on attachera une attention toute particulière à :

- purger intégralement les anciennes infrastructures ainsi que les remblais et sols remaniés,
- toute en limitant au maximum le remaniement des sols naturels situés sous les anciens aménagements, et qui seront mobilisés sous les futurs remblais ; des opérations de reconditionnement (compactage) sont à prévoir, avec apport de matériaux si nécessaire pour combler les purges.



24 ETUDES GEOTECHNIQUES ET HYDROGEOLOGIQUES COMPLEMENTAIRES, PRISE EN COMPTE DES ALEAS

Nous recommandons la réalisation d'un suivi piézométrique des deux appareils installés au droit de la zone du parking 2 (côté nord) et dans le secteur d'implantation de la station d'épuration afin de renseigner la présence éventuelle de niveau d'eau dans ces deux secteurs et d'en connaître leurs fluctuations. Ce suivi devra s'effectuer sur une durée minimum d'un an avec une fréquence mensuelle. Il est important de bien connaître le contexte hydrogéologique dans ces secteurs sensibles où la présence d'eau pourrait conduire à des contraintes supplémentaires notamment dans le cas de la réalisation des terrassements. En outre, il convient de préciser que le contexte particulier au droit de la zone pressentie pour l'implantation de la station d'épuration conduit à la vigilance dans le cas de la présence de circulations d'eau souterraine. En effet les conditions de stabilité de ce projet avec la présence d'une nappe ou de circulations d'eau pourraient remettre en question ce lieu d'implantation de l'ouvrage.

Pour la galerie située dans le secteur des aménagements du parking 2, des recherches de plans ou documents sont à engager pour renseigner sur la configuration de cet ouvrage, notamment sa géométrie et son ampleur. Des reconnaissances complémentaires sont nécessaires pour définir de manière précise la configuration et la géométrie de cet ouvrage (extension de l'ouvrage vers l'amont et ramifications éventuelles) et permettre aussi de définir le rôle de cet ouvrage (ouvrage de drainage ?).

Les futures constructions de bâtiments et d'aménagements connexes devront faire l'objet d'études géotechniques spécifiques, au besoin au cas par cas en fonction de la configuration des aménagements.

De la même manière, lorsque les différents aménagements seront précisément définis pour les VRD, la géométrie des terrassements, les drainages des eaux. Des études géotechniques spécifiques seront à engager.

25 RECOMMANDATIONS GENERALES

Les analyses et recommandations du présent rapport sont basées sur les résultats des sondages, dont l'emplacement est précisé sur le plan d'implantation fourni en Annexe 2. **Des variations entre ces sondages restent possibles.**

La remise de ce rapport et ses annexes correspond à l'achèvement de notre mission d'études géotechniques préalable phase principes généraux de construction G1_{PGC} et de conception phase avant-projet G2_{AVP} qui nous a été confiée.

Conformément à la nature de notre mission, notre rapport ne doit pas être utilisé pour établir une estimation du coût des ouvrages, qui entre dans le cadre d'une étude de projet de type G2_{PRO/ACT}.

Dans le cas où le projet ferait l'objet de modifications, ou si les hypothèses utilisées dans le cadre du présent rapport étaient remises en cause par des informations collectées durant les travaux, nous devons en être informés afin de modifier les solutions énoncées dans le présent rapport.

Conformément à la norme NFP 94-500, dont nous fournissons quelques extraits en annexe 1 pour faciliter la compréhension, ce projet nécessitera de respecter l'enchaînement des missions géotechniques avec la réalisation :

- des études de conception – Phase projet G2PRO puis G2ACT ;
- des études et suivis d'exécution G3 ;
- de la supervision G4 des études et suivis d'exécution (G3) ;
- des études spécifiques de diagnostic G5.

Nous sommes à la disposition des différents intervenants pour assurer une ou plusieurs de ces missions.

Notre mission ne porte pas sur l'analyse environnementale du site, ni sur les aspects pollution des sols.

Plus généralement, nous recommandons que les opérations de terrassement et de fondations fassent l'objet **d'un contrôle** par un ingénieur géotechnicien, afin de s'assurer que les dispositions constructives et les règles de l'art soient respectées.

**ANNEXE 1 : Missions géotechniques normalisées
Selon la norme NF P 94-500 de novembre 2013**

(3 pages)

ANNEXE EXTRAIT DE LA NORME FRANCAISE SUR LES MISSIONS D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE (NF P 94 500 de novembre 2013)

CLASSIFICATION DES MISSIONS D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE TYPES

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'avoisants 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'oeuvre 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 avoisants), 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 avoisants), 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 oeuvre 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'oeuvre 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.

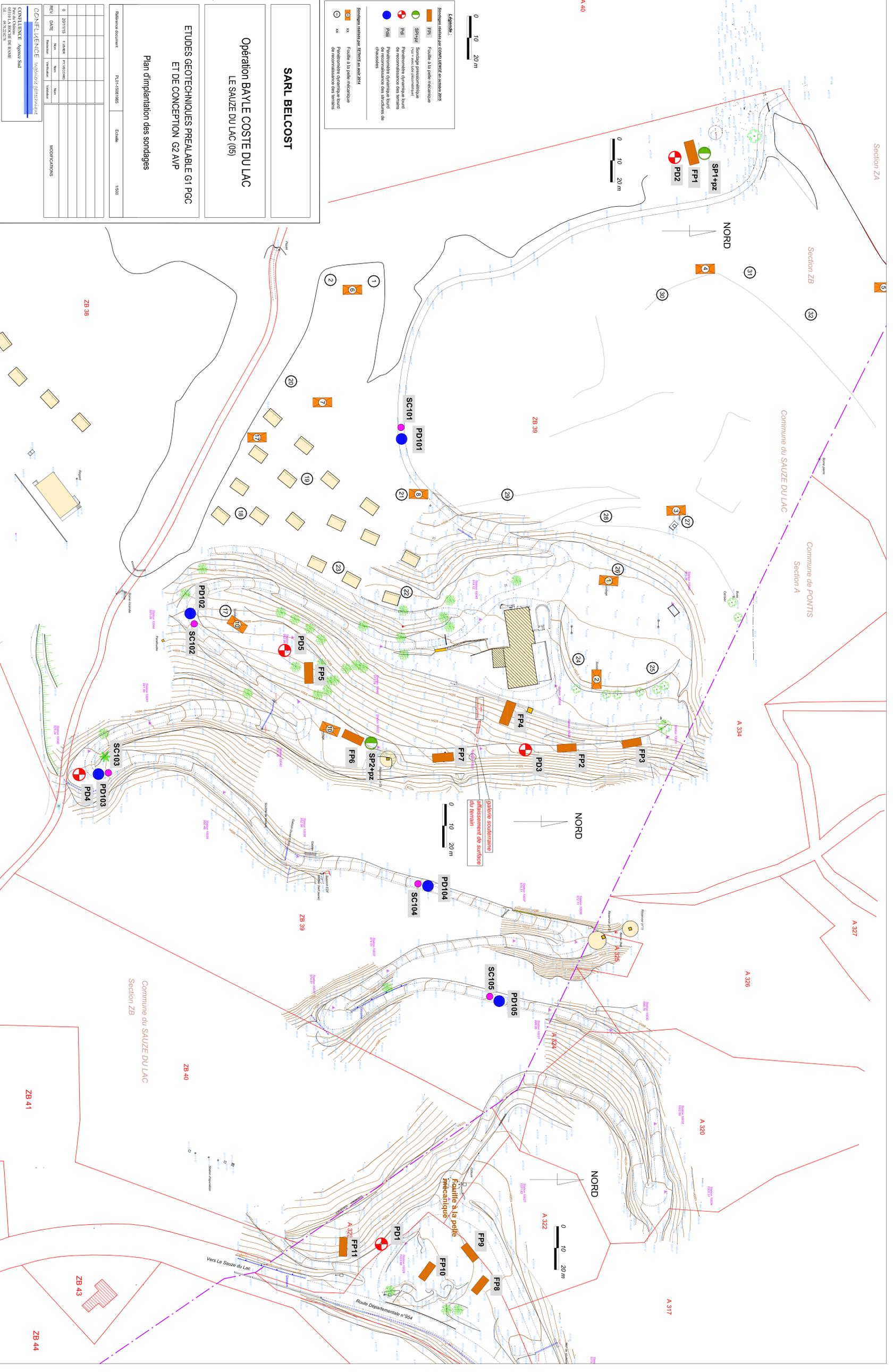
- Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre 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).

**SCHEMAS D'ENCHAINEMENT DES MISSIONS TYPES
D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE**

Enchaînement des missions G1 à G4	Phases de la maîtrise d'oeuvre	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)	AVP/APD	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)
	DCA/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)		A la charge de l'entreprise	A 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

ANNEXE 2 : Plan d'implantation des sondages à l'échelle 1/500

(1 page)



REF.	DATE	NOM	PRENOM	STATUT	INSCRIPTIONS
0	20/11/15	E. BAUER	P. REICHERD		

**ETUDES GEOTECHNIQUES PREALABLE G1 PGC
 ET DE CONCEPTION G2 AVP**
Plan d'implantation des sondages

Références documents : R101150811005
 Echelle : 1:500

SARL BELCOST
**Opération BAYLE COSTE DU LAC
 LE SAUZE DU LAC (05)**

- Legende :**
- Sondages réalisés au cours de l'étude en octobre 2015
 - FP1 Fouille à la pelle mécanique
 - SP1PZ Sondage pressiométrique
 - PD1 Penetration dynamique bord de reconnaissance des strates
 - PD2 Penetration dynamique bord de reconnaissance des strates caractéristiques
 - SC101
 - PD101
 - SC102
 - PD102
 - SC103
 - PD103
 - SC104
 - PD104
 - SC105
 - PD105
 - FP2
 - FP3
 - FP4
 - FP5
 - FP6
 - FP7
 - FP8
 - FP9
 - FP10
 - FP11
 - PD3
 - PD4
 - PD5
 - PD6
 - PD7
 - PD8
 - PD9
 - PD10
 - PD11
 - PD12
 - PD13
 - PD14
 - PD15
 - PD16
 - PD17
 - PD18
 - PD19
 - PD20
 - PD21
 - PD22
 - PD23
 - PD24
 - PD25
 - PD26
 - PD27
 - PD28
 - PD29
 - PD30
 - PD31
 - PD32
 - PD33
 - PD34
 - PD35
 - PD36
 - PD37
 - PD38
 - PD39
 - PD40
 - PD41
 - PD42
 - PD43
 - PD44
 - PD45
 - PD46
 - PD47
 - PD48
 - PD49
 - PD50
 - PD51
 - PD52
 - PD53
 - PD54
 - PD55
 - PD56
 - PD57
 - PD58
 - PD59
 - PD60
 - PD61
 - PD62
 - PD63
 - PD64
 - PD65
 - PD66
 - PD67
 - PD68
 - PD69
 - PD70
 - PD71
 - PD72
 - PD73
 - PD74
 - PD75
 - PD76
 - PD77
 - PD78
 - PD79
 - PD80
 - PD81
 - PD82
 - PD83
 - PD84
 - PD85
 - PD86
 - PD87
 - PD88
 - PD89
 - PD90
 - PD91
 - PD92
 - PD93
 - PD94
 - PD95
 - PD96
 - PD97
 - PD98
 - PD99
 - PD100

0 10 20 m
 0 10 20 m

0 10 20 m
 0 10 20 m
 0 10 20 m
 0 10 20 m
 0 10 20 m
 0 10 20 m

0 10 20 m
 0 10 20 m
 0 10 20 m
 0 10 20 m
 0 10 20 m
 0 10 20 m

Section ZA
 Section ZB
 Section ZC
 Commune du SAUZE DU LAC
 Commune de PONTIS
 Section A
 Section B
 Section C
 A 40
 A 334
 A 327
 A 326
 A 320
 A 317
 A 322
 A 324
 A 325
 A 328
 A 329
 A 330
 A 331
 A 332
 A 333
 A 334
 A 335
 A 336
 A 337
 A 338
 A 339
 A 340
 A 341
 A 342
 A 343
 A 344
 A 345
 A 346
 A 347
 A 348
 A 349
 A 350
 A 351
 A 352
 A 353
 A 354
 A 355
 A 356
 A 357
 A 358
 A 359
 A 360
 A 361
 A 362
 A 363
 A 364
 A 365
 A 366
 A 367
 A 368
 A 369
 A 370
 A 371
 A 372
 A 373
 A 374
 A 375
 A 376
 A 377
 A 378
 A 379
 A 380
 A 381
 A 382
 A 383
 A 384
 A 385
 A 386
 A 387
 A 388
 A 389
 A 390
 A 391
 A 392
 A 393
 A 394
 A 395
 A 396
 A 397
 A 398
 A 399
 A 400
 A 401
 A 402
 A 403
 A 404
 A 405
 A 406
 A 407
 A 408
 A 409
 A 410
 A 411
 A 412
 A 413
 A 414
 A 415
 A 416
 A 417
 A 418
 A 419
 A 420
 A 421
 A 422
 A 423
 A 424
 A 425
 A 426
 A 427
 A 428
 A 429
 A 430
 A 431
 A 432
 A 433
 A 434
 A 435
 A 436
 A 437
 A 438
 A 439
 A 440
 A 441
 A 442
 A 443
 A 444
 A 445
 A 446
 A 447
 A 448
 A 449
 A 450
 A 451
 A 452
 A 453
 A 454
 A 455
 A 456
 A 457
 A 458
 A 459
 A 460
 A 461
 A 462
 A 463
 A 464
 A 465
 A 466
 A 467
 A 468
 A 469
 A 470
 A 471
 A 472
 A 473
 A 474
 A 475
 A 476
 A 477
 A 478
 A 479
 A 480
 A 481
 A 482
 A 483
 A 484
 A 485
 A 486
 A 487
 A 488
 A 489
 A 490
 A 491
 A 492
 A 493
 A 494
 A 495
 A 496
 A 497
 A 498
 A 499
 A 500
 A 501
 A 502
 A 503
 A 504
 A 505
 A 506
 A 507
 A 508
 A 509
 A 510
 A 511
 A 512
 A 513
 A 514
 A 515
 A 516
 A 517
 A 518
 A 519
 A 520
 A 521
 A 522
 A 523
 A 524
 A 525
 A 526
 A 527
 A 528
 A 529
 A 530
 A 531
 A 532
 A 533
 A 534
 A 535
 A 536
 A 537
 A 538
 A 539
 A 540
 A 541
 A 542
 A 543
 A 544
 A 545
 A 546
 A 547
 A 548
 A 549
 A 550
 A 551
 A 552
 A 553
 A 554
 A 555
 A 556
 A 557
 A 558
 A 559
 A 560
 A 561
 A 562
 A 563
 A 564
 A 565
 A 566
 A 567
 A 568
 A 569
 A 570
 A 571
 A 572
 A 573
 A 574
 A 575
 A 576
 A 577
 A 578
 A 579
 A 580
 A 581
 A 582
 A 583
 A 584
 A 585
 A 586
 A 587
 A 588
 A 589
 A 590
 A 591
 A 592
 A 593
 A 594
 A 595
 A 596
 A 597
 A 598
 A 599
 A 600
 A 601
 A 602
 A 603
 A 604
 A 605
 A 606
 A 607
 A 608
 A 609
 A 610
 A 611
 A 612
 A 613
 A 614
 A 615
 A 616
 A 617
 A 618
 A 619
 A 620
 A 621
 A 622
 A 623
 A 624
 A 625
 A 626
 A 627
 A 628
 A 629
 A 630
 A 631
 A 632
 A 633
 A 634
 A 635
 A 636
 A 637
 A 638
 A 639
 A 640
 A 641
 A 642
 A 643
 A 644
 A 645
 A 646
 A 647
 A 648
 A 649
 A 650
 A 651
 A 652
 A 653
 A 654
 A 655
 A 656
 A 657
 A 658
 A 659
 A 660
 A 661
 A 662
 A 663
 A 664
 A 665
 A 666
 A 667
 A 668
 A 669
 A 670
 A 671
 A 672
 A 673
 A 674
 A 675
 A 676
 A 677
 A 678
 A 679
 A 680
 A 681
 A 682
 A 683
 A 684
 A 685
 A 686
 A 687
 A 688
 A 689
 A 690
 A 691
 A 692
 A 693
 A 694
 A 695
 A 696
 A 697
 A 698
 A 699
 A 700
 A 701
 A 702
 A 703
 A 704
 A 705
 A 706
 A 707
 A 708
 A 709
 A 710
 A 711
 A 712
 A 713
 A 714
 A 715
 A 716
 A 717
 A 718
 A 719
 A 720
 A 721
 A 722
 A 723
 A 724
 A 725
 A 726
 A 727
 A 728
 A 729
 A 730
 A 731
 A 732
 A 733
 A 734
 A 735
 A 736
 A 737
 A 738
 A 739
 A 740
 A 741
 A 742
 A 743
 A 744
 A 745
 A 746
 A 747
 A 748
 A 749
 A 750
 A 751
 A 752
 A 753
 A 754
 A 755
 A 756
 A 757
 A 758
 A 759
 A 760
 A 761
 A 762
 A 763
 A 764
 A 765
 A 766
 A 767
 A 768
 A 769
 A 770
 A 771
 A 772
 A 773
 A 774
 A 775
 A 776
 A 777
 A 778
 A 779
 A 780
 A 781
 A 782
 A 783
 A 784
 A 785
 A 786
 A 787
 A 788
 A 789
 A 790
 A 791
 A 792
 A 793
 A 794
 A 795
 A 796
 A 797
 A 798
 A 799
 A 800
 A 801
 A 802
 A 803
 A 804
 A 805
 A 806
 A 807
 A 808
 A 809
 A 810
 A 811
 A 812
 A 813
 A 814
 A 815
 A 816
 A 817
 A 818
 A 819
 A 820
 A 821
 A 822
 A 823
 A 824
 A 825
 A 826
 A 827
 A 828
 A 829
 A 830
 A 831
 A 832
 A 833
 A 834
 A 835
 A 836
 A 837
 A 838
 A 839
 A 840
 A 841
 A 842
 A 843
 A 844
 A 845
 A 846
 A 847
 A 848
 A 849
 A 850
 A 851
 A 852
 A 853
 A 854
 A 855
 A 856
 A 857
 A 858
 A 859
 A 860
 A 861
 A 862
 A 863
 A 864
 A 865
 A 866
 A 867
 A 868
 A 869
 A 870
 A 871
 A 872
 A 873
 A 874
 A 875
 A 876
 A 877
 A 878
 A 879
 A 880
 A 881
 A 882
 A 883
 A 884
 A 885
 A 886
 A 887
 A 888
 A 889
 A 890
 A 891
 A 892
 A 893
 A 894
 A 895
 A 896
 A 897
 A 898
 A 899
 A 900
 A 901
 A 902
 A 903
 A 904
 A 905
 A 906
 A 907
 A 908
 A 909
 A 910
 A 911
 A 912
 A 913
 A 914
 A 915
 A 916
 A 917
 A 918
 A 919
 A 920
 A 921
 A 922
 A 923
 A 924
 A 925
 A 926
 A 927
 A 928
 A 929
 A 930
 A 931
 A 932
 A 933
 A 934
 A 935
 A 936
 A 937
 A 938
 A 939
 A 940
 A 941
 A 942
 A 943
 A 944
 A 945
 A 946
 A 947
 A 948
 A 949
 A 950
 A 951
 A 952
 A 953
 A 954
 A 955
 A 956
 A 957
 A 958
 A 959
 A 960
 A 961
 A 962
 A 963
 A 964
 A 965
 A 966
 A 967
 A 968
 A 969
 A 970
 A 971
 A 972
 A 973
 A 974
 A 975
 A 976
 A 977
 A 978
 A 979
 A 980
 A 981
 A 982
 A 983
 A 984
 A 985
 A 986
 A 987
 A 988
 A 989
 A 990
 A 991
 A 992
 A 993
 A 994
 A 995
 A 996
 A 997
 A 998
 A 999
 A 1000

ANNEXE 3 : Résultats des sondages

(26 pages)

Lucéo - Parc du Château
05310 LA ROCHE DE RAME
Tél : 09 70 22 02 78 - sud@beconfluence.com

Date : 27/10/2015

Cote NGF : 873.93 m

X :

Matériel : Mini pelle KUBOTA KX080-3d - Godet 50 cm

Y :

1/50

Fouille à la pelle : FP1

EXGTE 3.18/GTE

Cote (m)	Profondeur (en m)	Lithologie	Eau	Echantillon	Wn [%]	Passant à 80 µm [%]	Passant à 2 mm [%]	Passant à 50 mm [%]	Dmax [mm]	VBS	Ip	IPi	Classification GTR	Tenue des parois
	0	Terre végétale avec racines d'arbres 0,10 m												
873	1	Limon marron clair sec à quelques cailloutis 1,50 m		0.8/1.0	13.9	87.6			31.5	1.11			A1m	Bonne
872	2	Marnes schisteuses se débitant en plaquettes (formation très compacte) 2,80 m		1.7/1.9	7.8									

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

Arrêt à 2.80 m

Observations : Pas d'eau ou d'humidité. Très difficile à creuser à partir de 2 m.

Lucéo - Parc du Château
05310 LA ROCHE DE RAME
Tél : 09 70 22 02 78 - sud@beconfluence.com

Date : 27/10/2015

Cote NGF : 922.00 m

X :

Matériel : Mini pelle KUBOTA KX080-3d - Godet 50 cm

Y :

1/50

Fouille à la pelle : FP2

EXGTE 3.18/GTE

Cote (m)	Profondeur (en m)	Lithologie	Eau	Echantillon	Wn [%]	Passant à 80 µm [%]	Passant à 2 mm [%]	Passant à 50 mm [%]	Dmax [mm]	VBS	Ip	IPi	Classification GTR	Tenue des parois
922	0	Terre végétale marron à racines d'arbres 0,10 m												Bonne
				0.6	5.7									
921	1	Limons marron clair avec quelques blocs (Dmax : 350 mm) Cailloux et galets (Dmax : 100 mm) Présence de plus de blocs à partir de 1.5 m												
				1.5/2.0	8.4	42.7			60	0.34		C1A1		
920	2	Marnes schisteuses grises noires se débitant en plaquettes 2,40 m												
		2,80 m												

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

Arrêt à 2.80 m

Observations : Pas d'eau ou d'humidité. Difficile à creuser à partir de 2 m.

Lucéo - Parc du Château
05310 LA ROCHE DE RAME
Tél : 09 70 22 02 78 - sud@beconfluence.com

Date : 27/10/2015

Cote NGF : 919.72 m

Matériel : Mini pelle KUBOTA KX080-3d - Godet 50 cm

X :
Y :

1/50

Fouille à la pelle : FP3

EXGTE 3.18/GTE

Cote (m)	Profondeur (en m)	Lithologie	Eau	Echantillon	Wn [%]	Passant à 80 µm [%]	Passant à 2 mm [%]	Passant à 50 mm [%]	Dmax [mm]	VBS	Ip	IPi	Classification GTR	Tenue des parois
	0	Terre végétale marron grise avec racines d'arbres												
	0,10 m													
919	1	Limon marron clair avec cailloux, galets et blocs arrondis et anguleux (Dmax : 150 mm)		1.0	6.1									
		et blocs arrondis et anguleux (Dmax : 400 mm)												
918	2	Difficile à creuser à partir de 1.5 m en raison de nombreux blocs anguleux dans la matrice limoneuse		2.0	7.2									
	2,70 m													
917		Marnes schisteuses grises se débitant en plaquettes												
	2,90 m													

Arrêt à 2.90 m

Observations : Pas d'eau ou d'humidité. Formations sèches.

Fouille à la pelle : FP4

Cote (m)	Profondeur (en m)	Lithologie	Eau	Echantillon	Wn [%]	Passant à 80 µm [%]	Passant à 2 mm [%]	Passant à 50 mm [%]	Dmax [mm]	VBS	Ip	IPi	Classification GTR	Tenue des parois
	0	Terre végétale marron avec racines d'arbres												
	0,15 m													
917	1	Limon marron clair avec quelques cailloux Galets et blocs plus ou moins arrondis et anguleux (Dmax : 250 mm)		1.0	7.2									
	1,20 m													
916	2	Limon marron avec cailloux et blocs anguleux et quelques galets Cailloux et blocs de schiste se débitant en plaquettes		2.0	11.3									
915	3	3,00 m												

Arrêt à 3.00 m

Observations : Pas d'eau.

CONFLUENCE Ingénierie géotechnique

Lucéo - Parc du Château
 05310 LA ROCHE DE RAME
 Tél : 09 70 22 02 78 - sud@beconfluence.com

Opération Bayle Coste du Lac
SARL BELCOST
LE SAUZE DU LAC (05)

Date : 27/10/2015

Cote NGF : 927.50 m

Matériel : Mini pelle KUBOTA KX080-3d - Godet 50 cm

X :
Y :

Fouille à la pelle : FP5

EXGTE 3.18/GTE

Cote (m)	Profondeur (en m)	Lithologie	Eau	Echantillon	Wn [%]	Passant à 80 µm [%]	Passant à 2 mm [%]	Passant à 50 mm [%]	Dmax [mm]	VBS	Ip	IPi	Classification GTR	Tenue des parois
927	0	Terre végétale marron avec racines 0,20 m												Bonne
	0,60 m	Limon marron clair à cailloutis		0.5	6.3									
926	1	Limon ocre marron à cailloutis 1,00 m		1.0/1.5	7.2	38.2		60	0.31			C1A1		
	2	Limon marron clair à cailloux, quelques galets et blocs anguleux ou plus ou moins arrondis (Dmax : 250 mm)		2.0	7.4									
	2,30 m													

Refus à 2.30 m sur gros blocs côté aval

Observations : Pas d'eau ou d'humidité. Difficile à creuser à partir de 1.0 m.

Lucéo - Parc du Château
05310 LA ROCHE DE RAME
Tél : 09 70 22 02 78 - sud@beconfluence.com

Date : 27/10/2015

Cote NGF : 931.20 m

X :

Matériel : Mini pelle KUBOTA KX080-3d - Godet 50 cm

Y :

1/50

Fouille à la pelle : FP6

EXGTE 3.18/GTE

Cote (m)	Profondeur (en m)	Lithologie	Eau	Echantillon	Wn [%]	Passant à 80 µm [%]	Passant à 2 mm [%]	Passant à 50 mm [%]	Dmax [mm]	VBS	Ip	IPi	Classification GTR	Tenue des parois
931	0	Terre végétale marron avec racines 0,20 m												Bonne
930	1	Limons marron clair à cailloutis quelques galets et quelques blocs arrondis et anguleux (Dmax 200 mm) 1,50 m		1.0	7.6									
	2	Limons marron clair à rares éléments granulaires 1,90 m		1.5/2.0	9.1	56.4		60	0.6			C1A1		
929		Limons marron à cailloutis, galets et blocs (éléments arrondis et anguleux) (Dmax : 280 mm) 2,80 m												

Arrêt à 2.80 m

Observations : Pas d'eau ou d'humidité. Difficile à creuser à partir de 2.20 m.

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

Lucéo - Parc du Château
05310 LA ROCHE DE RAME
Tél : 09 70 22 02 78 - sud@beconfluence.com

Date : 27/10/2015

Cote NGF : 928.00 m

X :

Matériel : Mini pelle KUBOTA KX080-3d - Godet 50 cm

Y :

1/50

Fouille à la pelle : FP7

EXGTE 3.18/GTE

Cote (m)	Profondeur (en m)	Lithologie	Eau	Echantillon	Wn [%]	Passant à 80 µm [%]	Passant à 2 mm [%]	Passant à 50 mm [%]	Dmax [mm]	VBS	Ip	IPI	Classification GTR	Tenue des parois
928	0	Terre végétale marron avec racines 0,20 m												
				0.5	6.8									
927	1	Limon marron gris à cailloutis galets et petits blocs (Dmax : 180 mm) Plus fortes proportions de blocs à partir de 1.5 m		1.0/1.6	7.5	54.6			60	0.47		28.3 (1.81)	C1A1S	Bonne
926	2	Blocs arrondis et anguleux (Dmax : 350 mm) 2,80 m		2.0	8.1									

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

Arrêt à 2.80 m

Observations : Pas d'eau ou d'humidité. Difficile à creuser à partir de 1.5 m.

Lucéo - Parc du Château
05310 LA ROCHE DE RAME
Tél : 09 70 22 02 78 - sud@beconfluence.com

Date : 27/10/2015

Cote NGF : 1021.61 m

Matériel : Mini pelle KUBOTA KX080-3d - Godet 50 cm

X :
Y :

1/50

Fouille à la pelle : FP8

EXGTE 3.18/GTE

Cote (m)	Profondeur (en m)	Lithologie	Eau	Echantillon	Wn [%]	Passant à 80 µm [%]	Passant à 2 mm [%]	Passant à 50 mm [%]	Dmax [mm]	VBS	Ip	IPi	Classification GTR	Tenue des parois
1021	0	Remblai Schistes altérés noirâtres en plaquettes 0,55 m		0.1/0.5	11.3	27.7			60	0.19			C1B5	Moyenne
	1			0.7/1.2	9.3	36.5		50	0.39			A1S à ts	Bonne	
1020		Limon beige marron légèrement argileux graveleux à blocs (Dmax : 200 mm) Un gros bloc arrondi 450 mm = moraines 2,20 m		2.0	10.6									
		Schistes noirâtres plus ou moins altérés se débitant en plaquettes légèrement humide 2,30 m												

Refus de pelle à 2.30 m

Observations : Légère humidité dans les schistes en remblais.

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

Lucéo - Parc du Château
05310 LA ROCHE DE RAME
Tél : 09 70 22 02 78 - sud@beconfluence.com

Date : 27/10/2015

Cote NGF : 1022.21 m

X :

Matériel : Mini pelle KUBOTA KX080-3d - Godet 50 cm

Y :

1/50

Fouille à la pelle : FP9

EXGTE 3.18/GTE

Cote (m)	Profondeur (en m)	Lithologie	Eau	Echantillon	Wn [%]	Passant à 80 µm [%]	Passant à 2 mm [%]	Passant à 50 mm [%]	Dmax [mm]	VBS	Ip	IPi	Classification GTR	Tenue des parois
1022	0	Schistes altérés marron gris noirâtres avec quelques blocs beiges devenant marnes schisteuses Débit en plaquettes 2,20 m												Bonne
	1			1.0	7.3									
1021	2													

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

Arrêt à 2.20 m difficile à creuser

Observations : Pas d'eau ou d'humidité.

Lucéo - Parc du Château
05310 LA ROCHE DE RAME
Tél : 09 70 22 02 78 - sud@beconfluence.com

Date : 27/10/2015

Cote NGF : 1023.48 m

X :

Matériel : Mini pelle KUBOTA KX080-3d - Godet 50 cm

Y :

1/50

Fouille à la pelle : FP10

EXGTE 3.18/GTE

Cote (m)	Profondeur (en m)	Lithologie	Eau	Echantillon	Wn [%]	Passant à 80 µm [%]	Passant à 2 mm [%]	Passant à 50 mm [%]	Dmax [mm]	VBS	Ip	IPi	Classification GTR	Tenue des parois
1023	0	Schistes marneux gris noirâtres à quelques traces beiges												Bonne
	1			1.0	6.1									
1022	1.80													

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

Arrêt à 1.80 m difficile à creuser

Observations : Pas d'eau ou d'humidité.

Lucéo - Parc du Château
05310 LA ROCHE DE RAME
Tél : 09 70 22 02 78 - sud@beconfluence.com

Date : 27/10/2015

Cote NGF : 1020.29 m

Matériel : Mini pelle KUBOTA KX080-3d - Godet 50 cm

X :
Y :

1/50

Fouille à la pelle : FP11

EXGTE 3.18/GTE

Cote (m)	Profondeur (en m)	Lithologie	Eau	Echantillon	Wn [%]	Passant à 80 µm [%]	Passant à 2 mm [%]	Passant à 50 mm [%]	Dmax [mm]	VBS	Ip	IPi	Classification GTR	Tenue des parois
1020	0	Terre végétale marron												Bonne
	0,20 m	Limons marron												
	0,50 m													Moyenne
1019	1	Limons beige caillouteux à blocs arrondis ou anguleux (Dmax : 250 mm) Présence d'un gros bloc (800 mm)		0.8/1.5	8.6	50			50	0.34			A1	
	2			2.0	9.1									
	2,30 m													

Refus à 2.30 m sur gros blocs

Observations : Pas d'eau ou d'humidité.

Lucéo - Parc du Château
05310 LA ROCHE DE RAME
Tél : 09 70 22 02 78 - sud@beconfluence.com

Date : 30/10/2015

Cote NGF : 873.78 m

X :

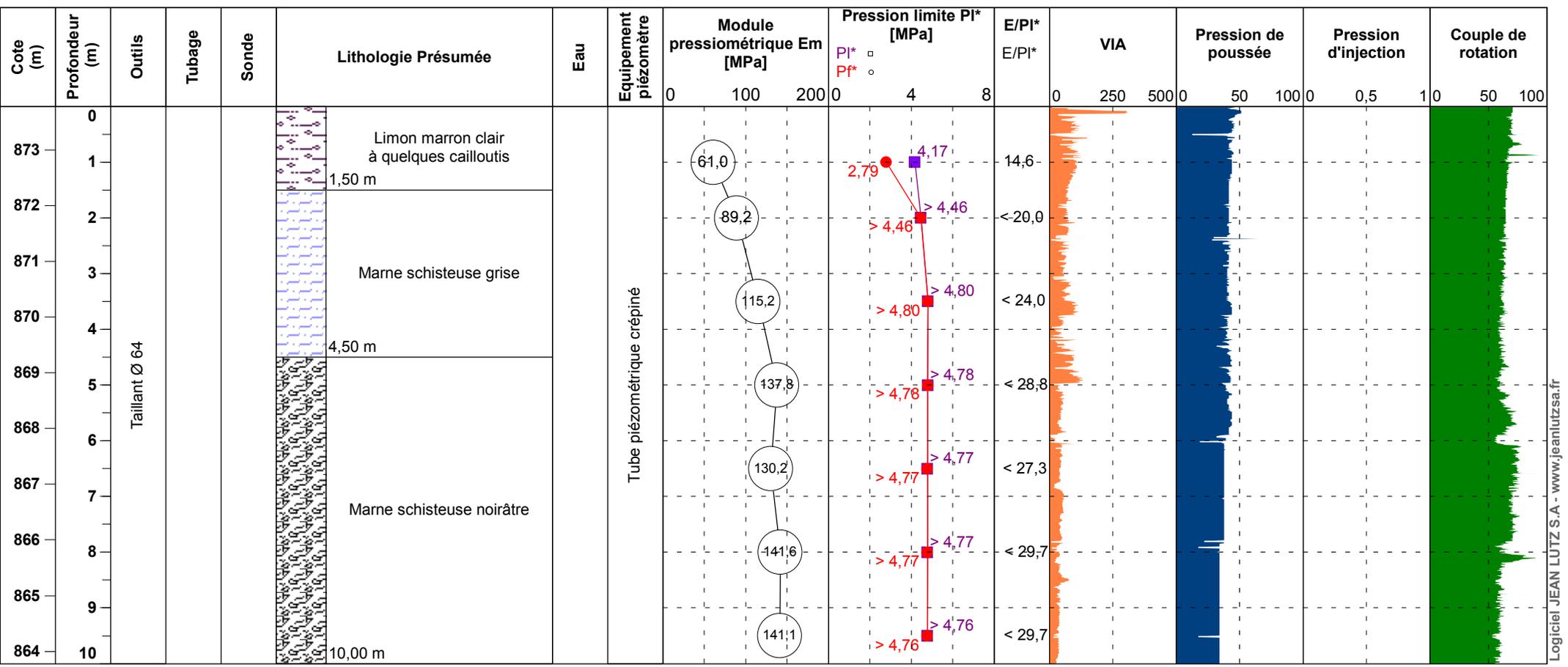
Machine : GEO 205

Y :

1/100

Sondage pressiométrique : SP1

EXGTE 3.18/GTE



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

Observations : Pas d'eau.

Lucéo - Parc du Château
05310 LA ROCHE DE RAME
Tél : 09 70 22 02 78 - sud@beconfluence.com

Date : 29/10/2015

Cote NGF : 930.75 m

X :

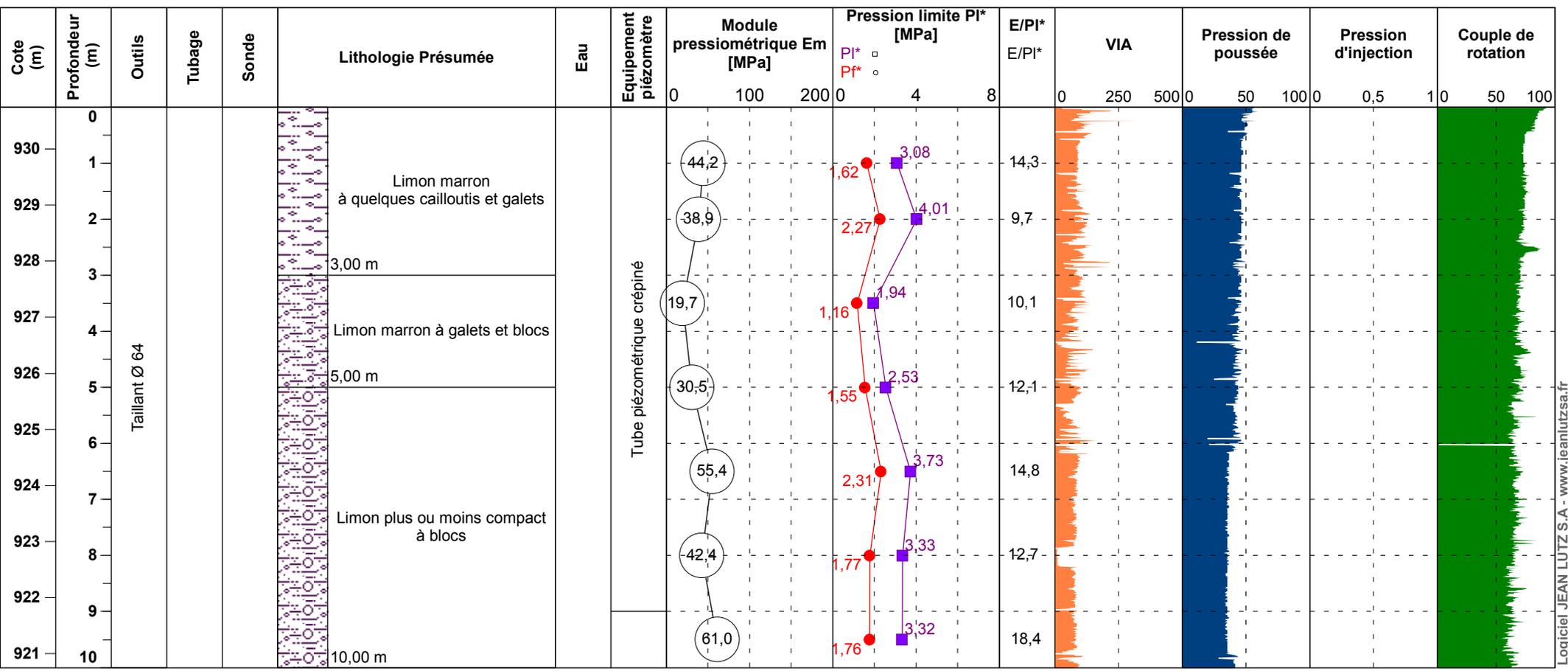
Machine : GEO 205

Y :

1/100

Sondage pressiométrique : SP2

EXGTE 3.18/GTE



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

Observations : Pas d'eau.

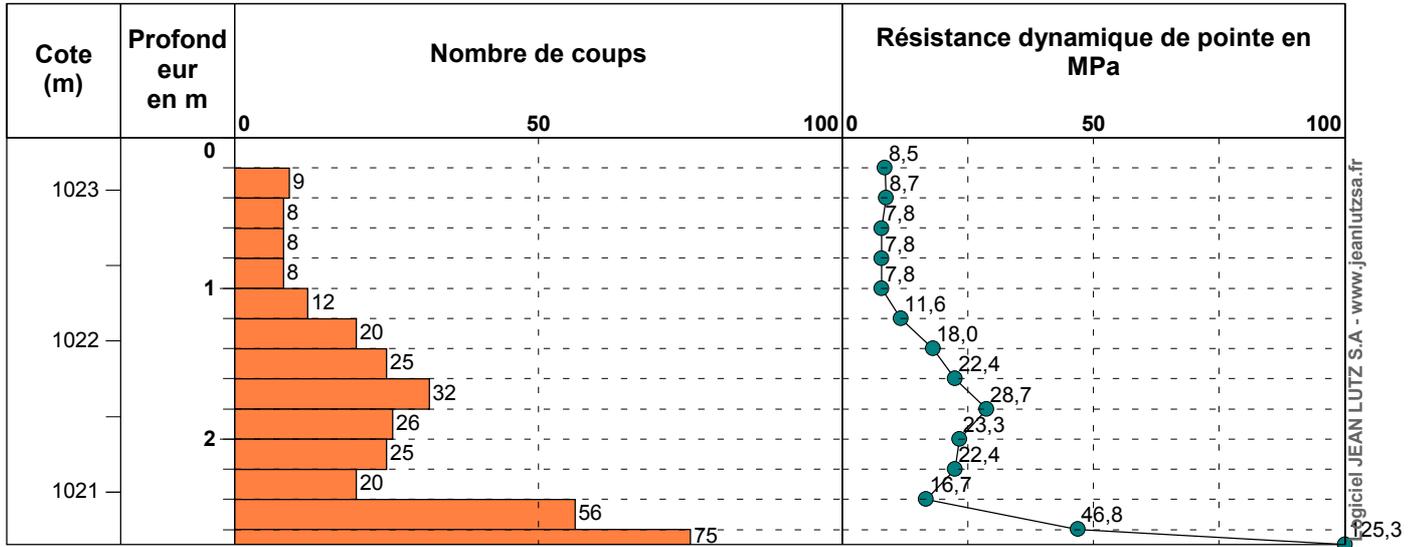
Lucéo - Parc du Château
05310 LA ROCHE DE RAME
Tél : 09 70 22 02 78 - sud@beconfluence.com

Date : 27/10/2015 Cote NGF : 1023.35 m X :
Masse du mouton : 63.5 kg Y :
Hauteur de chute : 0,75 m

1/50

Sondage au pénétromètre dynamique lourd : PD1

EXGTE B3.17.21/GTE



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

Refus à 2.7 m

Observations : Pas d'eau.

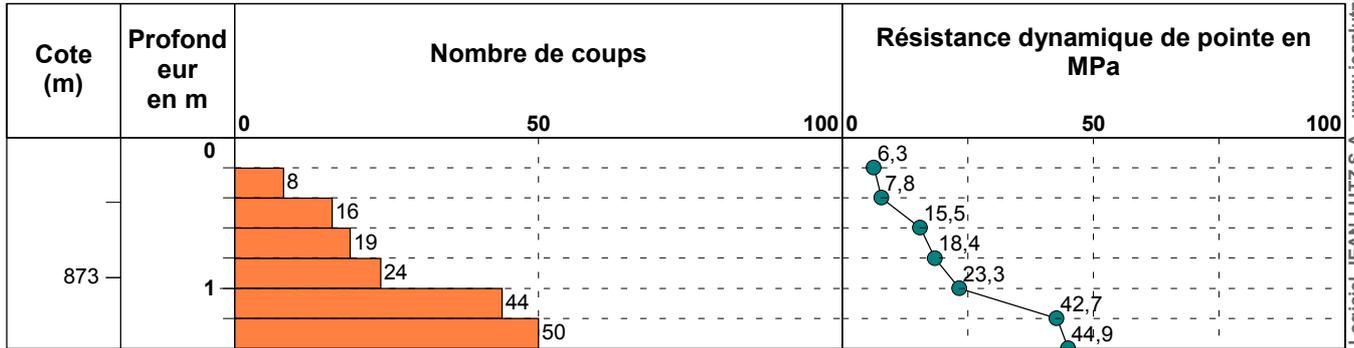
Lucéo - Parc du Château
05310 LA ROCHE DE RAME
Tél : 09 70 22 02 78 - sud@beconfluence.com

Date : 27/10/2015 Cote NGF : 873.93 m X :
Masse du mouton : 63.5 kg Y :
Hauteur de chute : 0,75 m

1/50

Sondage au pénétromètre dynamique lourd : PD2

EXGTE B3.17.21/GTE



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

Refus à 1.4 m

Observations : Pas d'eau.

Lucéo - Parc du Château
05310 LA ROCHE DE RAME
Tél : 09 70 22 02 78 - sud@beconfluence.com

Date : 27/10/2015

Cote NGF : 924.50 m

X :

Masse du mouton : 63.5 kg

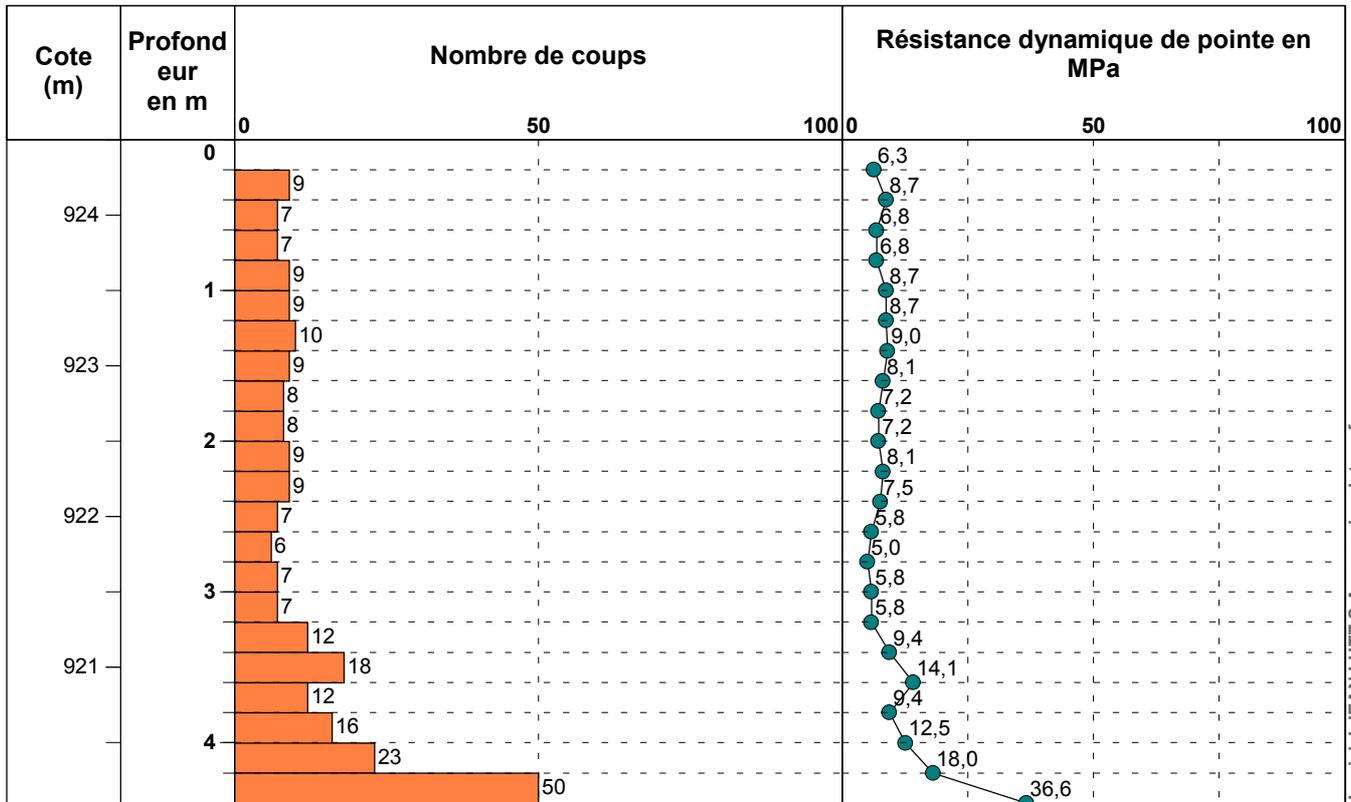
Y :

Hauteur de chute : 0,75 m

1/50

Sondage au pénétromètre dynamique lourd : PD3

EXGTE B3.17.21/GTE



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

Arrêt à 4.4 m

Observations : Pas d'eau.

Lucéo - Parc du Château
05310 LA ROCHE DE RAME
Tél : 09 70 22 02 78 - sud@beconfluence.com

Date : 27/10/2015

Cote NGF : 946.20 m

X :

Masse du mouton : 63.5 kg

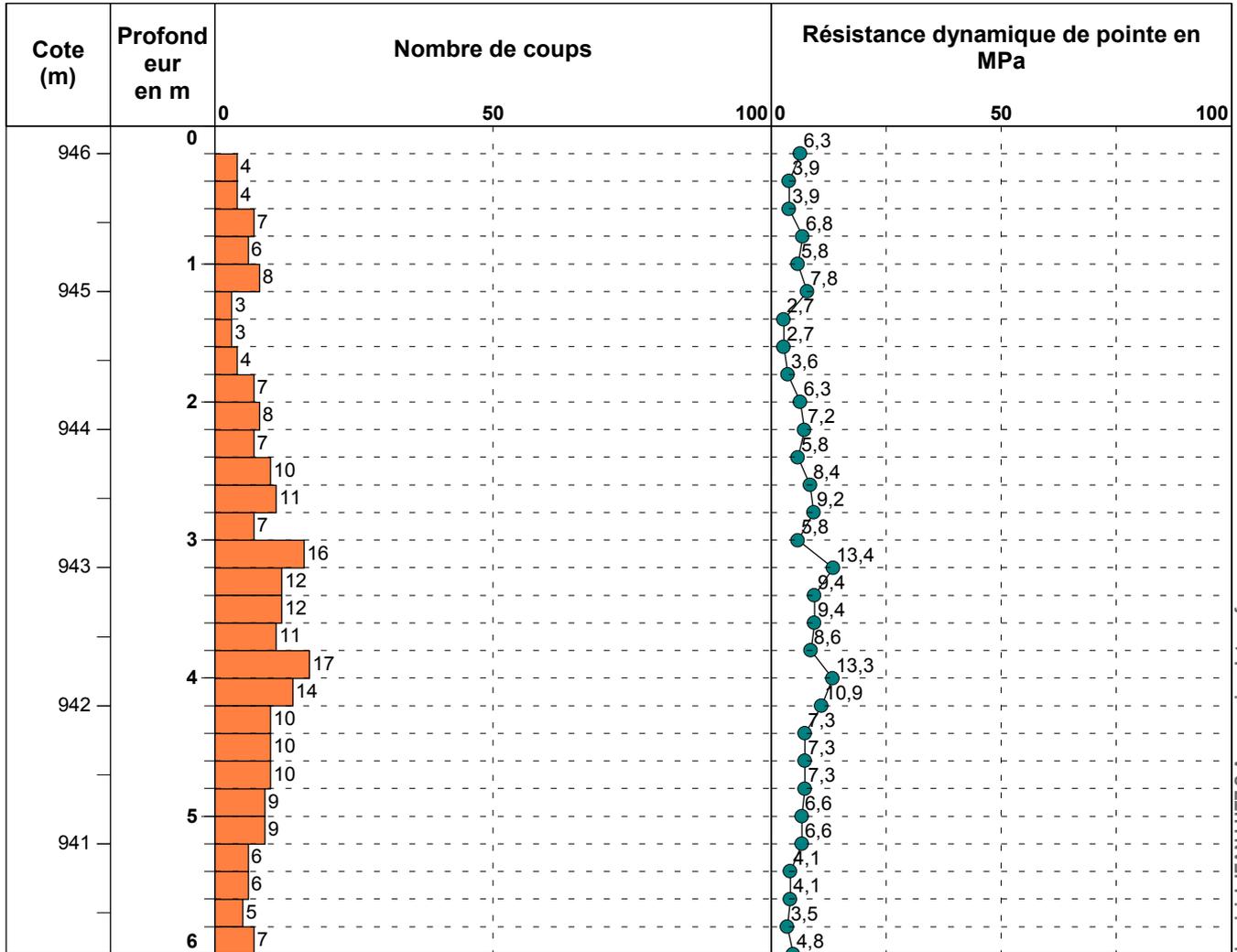
Y :

Hauteur de chute : 0,75 m

1/50

Sondage au pénétromètre dynamique lourd : PD4

EXGTE B3.17.21/GTE



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

Arrêt à 6 m

Observations : Pas d'eau.

Lucéo - Parc du Château
05310 LA ROCHE DE RAME
Tél : 09 70 22 02 78 - sud@beconfluence.com

Date : 28/10/2015

Cote NGF : 926.75 m

X :

Masse du mouton : 63.5 kg

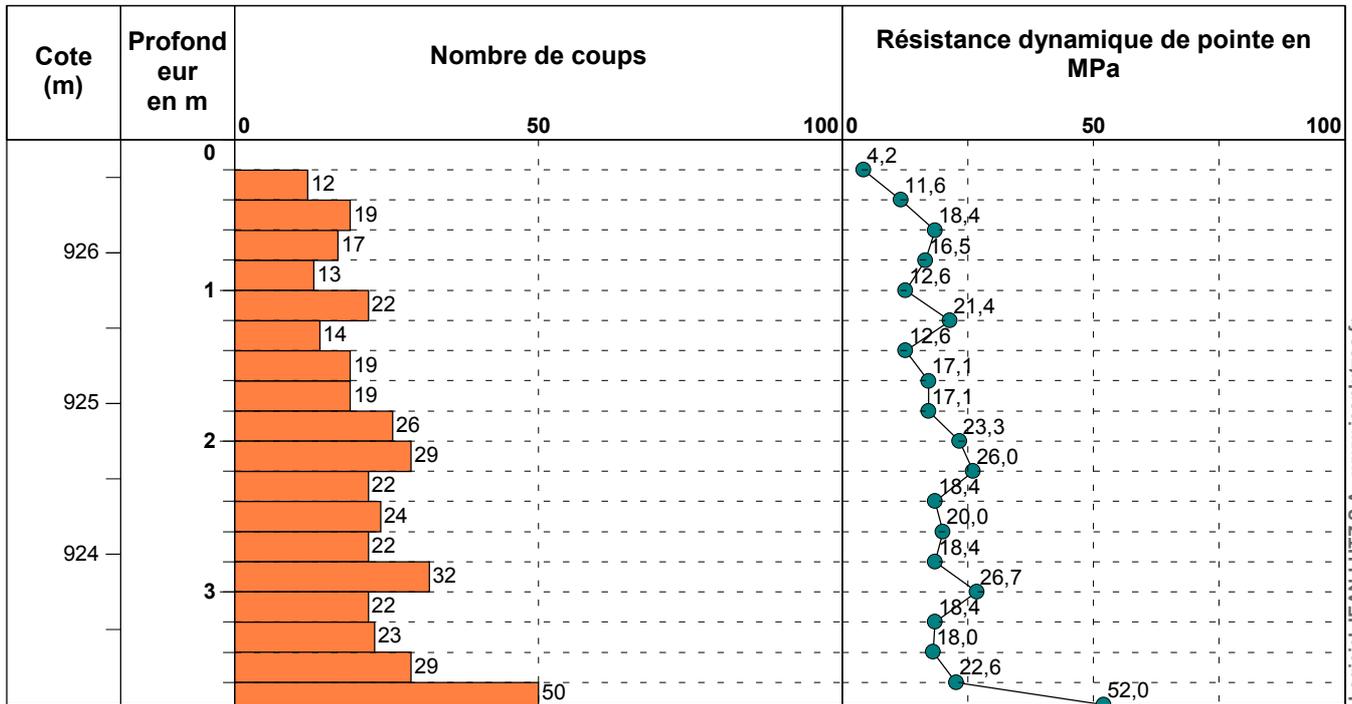
Y :

Hauteur de chute : 0,75 m

1/50

Sondage au pénétromètre dynamique lourd : PD5

EXGTE B3.17.21/GTE



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

Refus à 3.75 m

Observations : Pas d'eau à 3.65 m.

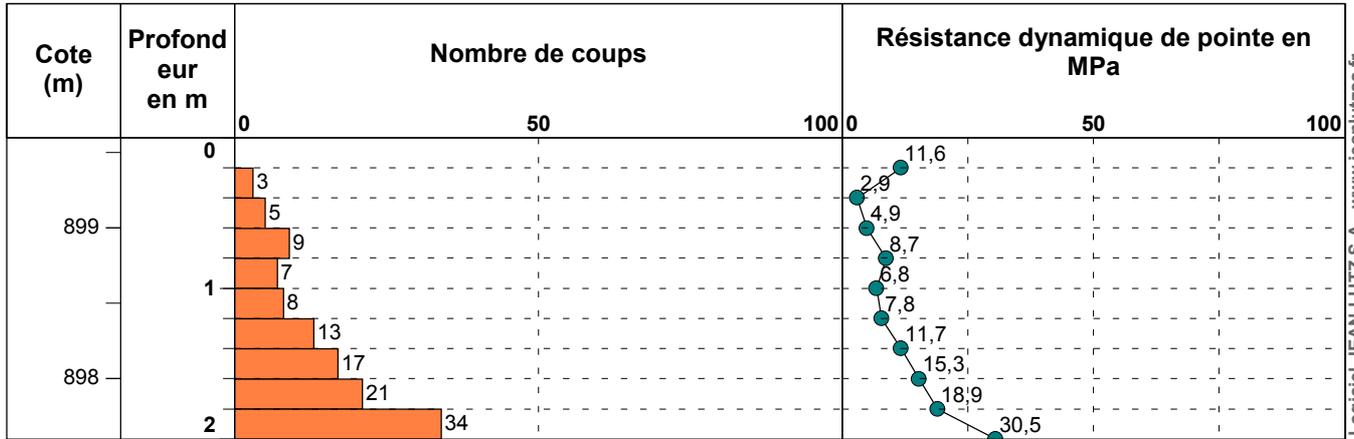
Lucéo - Parc du Château
05310 LA ROCHE DE RAME
Tél : 09 70 22 02 78 - sud@beconfluence.com

Date : 27/10/2015 Cote NGF : 899.60 m X :
Masse du mouton : 63.5 kg Y :
Hauteur de chute : 0,75 m

1/50

Sondage au pénétromètre dynamique lourd : PD101

EXGTE B3.17.21/GTE



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

Arrêt à 2.0 m

Observations : Pas d'eau.

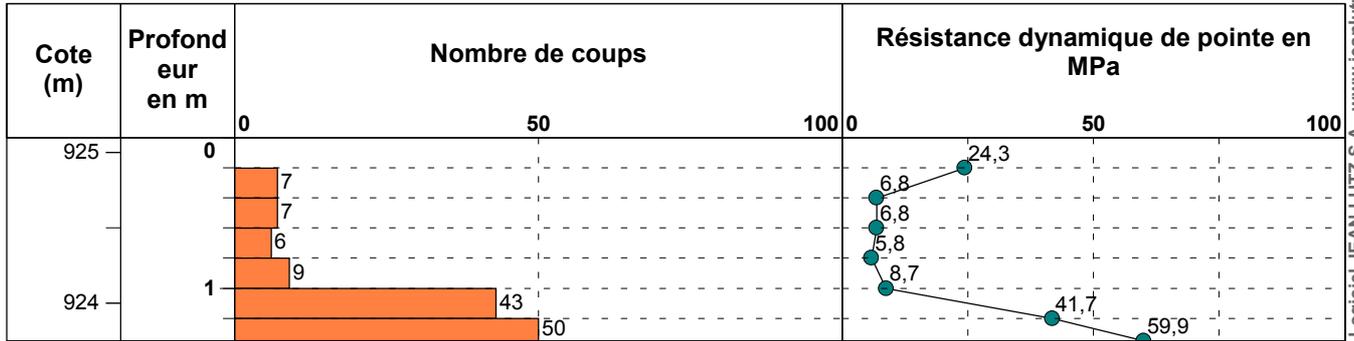
Lucéo - Parc du Château
05310 LA ROCHE DE RAME
Tél : 09 70 22 02 78 - sud@beconfluence.com

Date : 27/10/2015 Cote NGF : 925.10 m X :
Masse du mouton : 63.5 kg Y :
Hauteur de chute : 0,75 m

1/50

Sondage au pénétromètre dynamique lourd : PD102

EXGTE B3.17.21/GTE



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

Refus à 1.35 m

Observations : Pas d'eau.

Lucéo - Parc du Château
05310 LA ROCHE DE RAME
Tél : 09 70 22 02 78 - sud@beconfluence.com

Date : 27/10/2015

Cote NGF : 946.35 m

X :

Masse du mouton : 63.5 kg

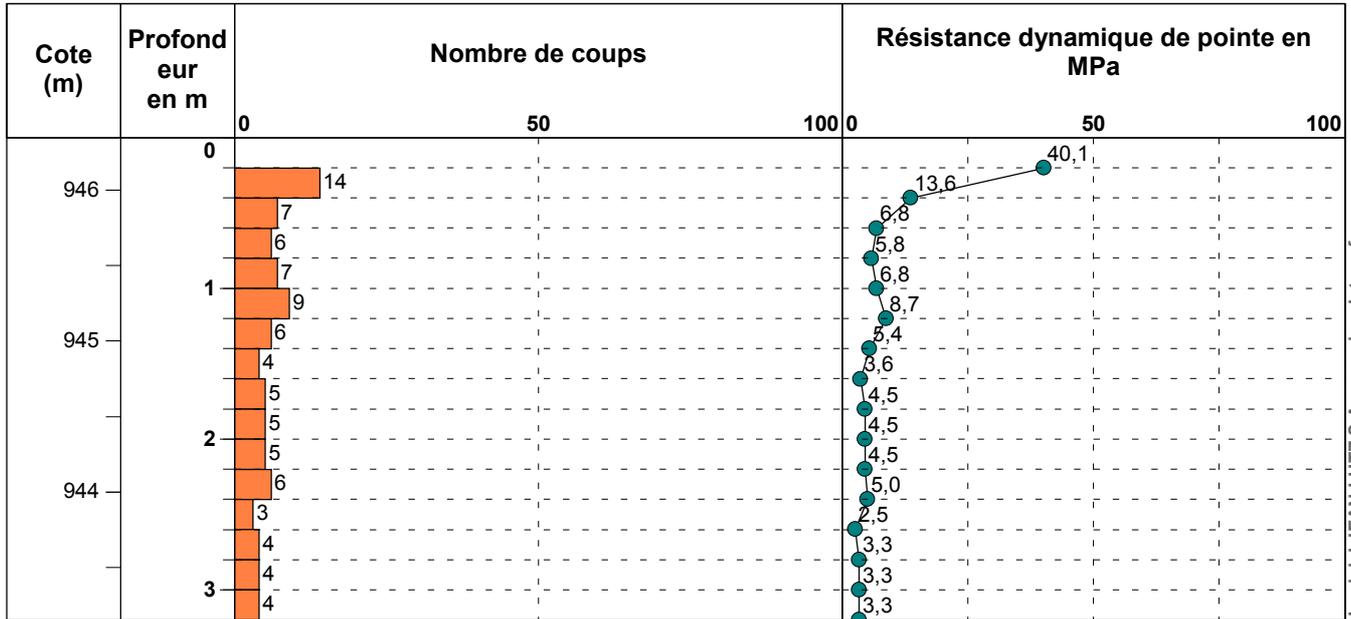
Y :

Hauteur de chute : 0,75 m

1/50

Sondage au pénétromètre dynamique lourd : PD103

EXGTE B3.17.21/GTE



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

Arrêt à 3.2 m

Observations : Pas d'eau.

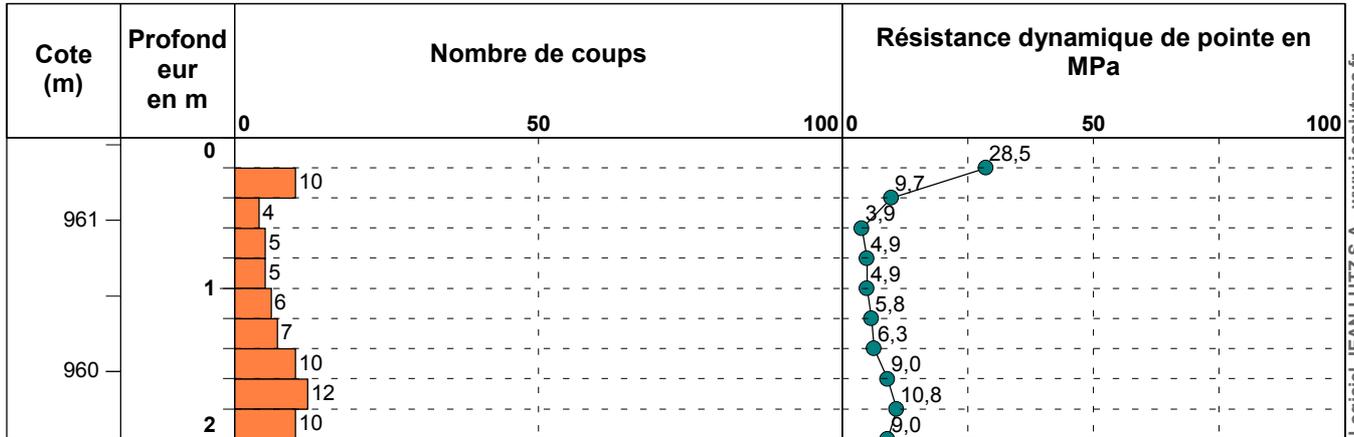
Lucéo - Parc du Château
05310 LA ROCHE DE RAME
Tél : 09 70 22 02 78 - sud@beconfluence.com

Date : 27/10/2015 Cote NGF : 961.55 m X :
Masse du mouton : 63.5 kg Y :
Hauteur de chute : 0,75 m

1/50

Sondage au pénétromètre dynamique lourd : PD104

EXGTE B3.17.21/GTE



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

Arrêt à 2.0 m

Observations : Pas d'eau.

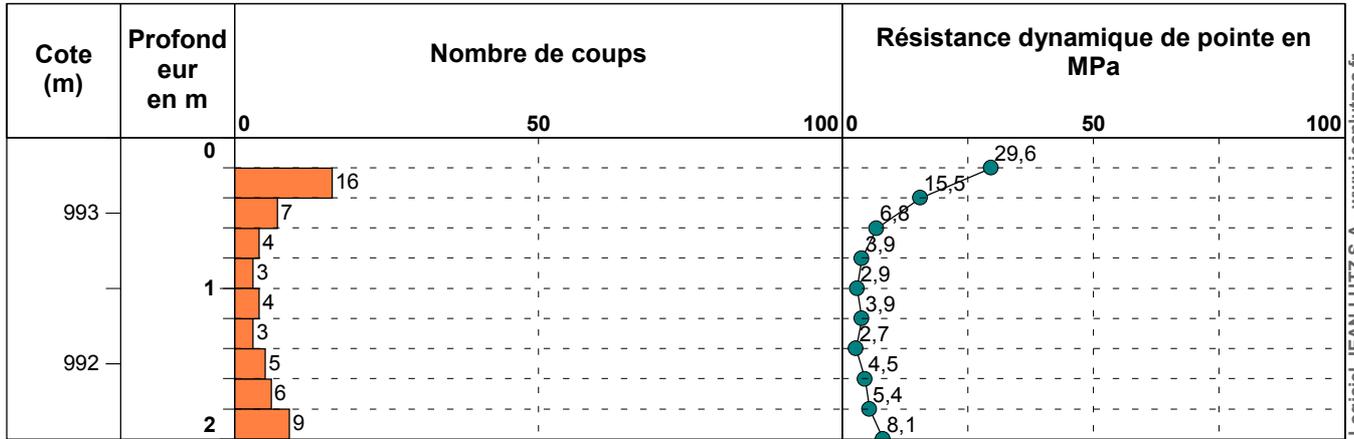
Lucéo - Parc du Château
05310 LA ROCHE DE RAME
Tél : 09 70 22 02 78 - sud@beconfluence.com

Date : 27/10/2015 Cote NGF : 993.50 m X :
Masse du mouton : 63.5 kg Y :
Hauteur de chute : 0,75 m

1/50

Sondage au pénétromètre dynamique lourd : PD105

EXGTE B3.17.21/GTE



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

Arrêt à 2.0 m

Observations : Pas d'eau.

CHANTIER : Opération BAYLE COSTE DU LAC
AFFAIRE : 1508198S

Description DE CAROTTES

Sondages **SC101 à SC105**

Dates de forage: 02/11/2015

Profondeur : 1 m

Prof.
(en m)

Descriptions des carottes

Sondage SC101

0.05	Enrobé
0.1	Concassé gris 0/50 mm
0.9	Limons marron à quelques cailloutis
1.0	Limons beige à rares cailloutis

Sondage SC102

0.05	Enrobé
0.4	Concassé gris 0/50 mm
1.0	Limons beige à quelques cailloutis

Observations :

CHANTIER : Opération BAYLE COSTE DU LAC
 AFFAIRE : 1508198S

Description DE CAROTTES

Sondages SC101 à SC105

Dates de forage: 02/11/2015

Profondeur : 1 m

Prof.
(en m)

Descriptions des carottes

Sondage SC103

0.06	Enrobé
0.3	Concassé gris 0/50 mm
1.0	Limon marron à quelques cailloutis

Sondage SC104

0.06	Enrobé
0.1	Concassé gris 0/50 mm
1.0	Marne beige grise

Observations :

CHANTIER : Opération BAYLE COSTE DU LAC
 AFFAIRE : 1508198S

Description DE CAROTTES

Sondages SC101 à SC105

Dates de forage: 02/11/2015

Profondeur : 1 m

Prof.
(en m)

Descriptions des carottes

Sondage SC105

0.05	Enrobé
0.3	Concassé gris 0/50 mm
1.0	Limon beige gris compact, induré à partir de 0.7 m

Observations :

ANNEXE 4 : Résultats des essais en laboratoire

(10 pages)

CHANTIER : Opération BAYLE COSTE DU LAC - LE SAUZE-DU-LAC (05)

PROJET : 1508198-S

REFERENCE : NT1-1508198-S

DATE : 13/11/2015

IDENTIFICATION GTR

REFERENCES ECHANTILLON : **FP1 0,8/1 m**

DESCRIPTION VISUELLE : Limon beige à quelques cailloutis

PRELEVEMENT :

Date :

Type : FP

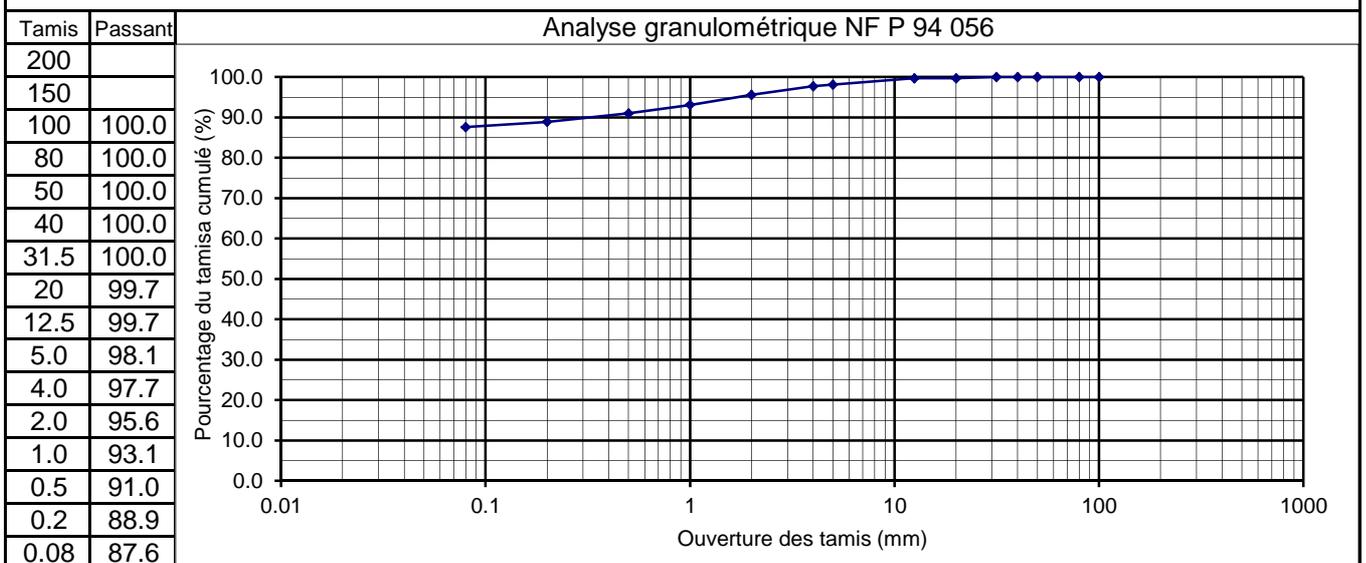
ESSAIS :

Date : 10/11/2015

Opérateurs : FM

NORME	ESSAI	RESULTAT	SPECIFICATION
NF P 94 050	Teneur en eau sur la fraction 0/20	13.9%	
NF P 94 053	Masse volumique humide		
NF P 94 068	Valeur au bleu : VBS	1.11	
NF P 94 051	Limites d'Atterberg : W_L / W_P		
NF P 94 051	Indice de plasticité : I_p		
NF P 94 056	Dmax	31,5 mm	
NF P 94 056	Passant à 0.08 mm sur la fraction 0/50	87.6%	
NF P 94 078	Indice Portant Immédiat : IPI (γ_d)	21,6 (1,55)	

CLASSIFICATION GTR : A1m



Observations :

CHANTIER : Opération BAYLE COSTE DU LAC - LE SAUZE-DU-LAC (05)
 PROJET : 1508198-S REFERENCE : NT1-1508198-S

DATE : 12/11/2015

IDENTIFICATION GTR

REFERENCES ECHANTILLON : **FP2 1,5/2 m**

DESCRIPTION VISUELLE : Limon brun à quelques cailloutis

PRELEVEMENT :

Date :

Type : FP

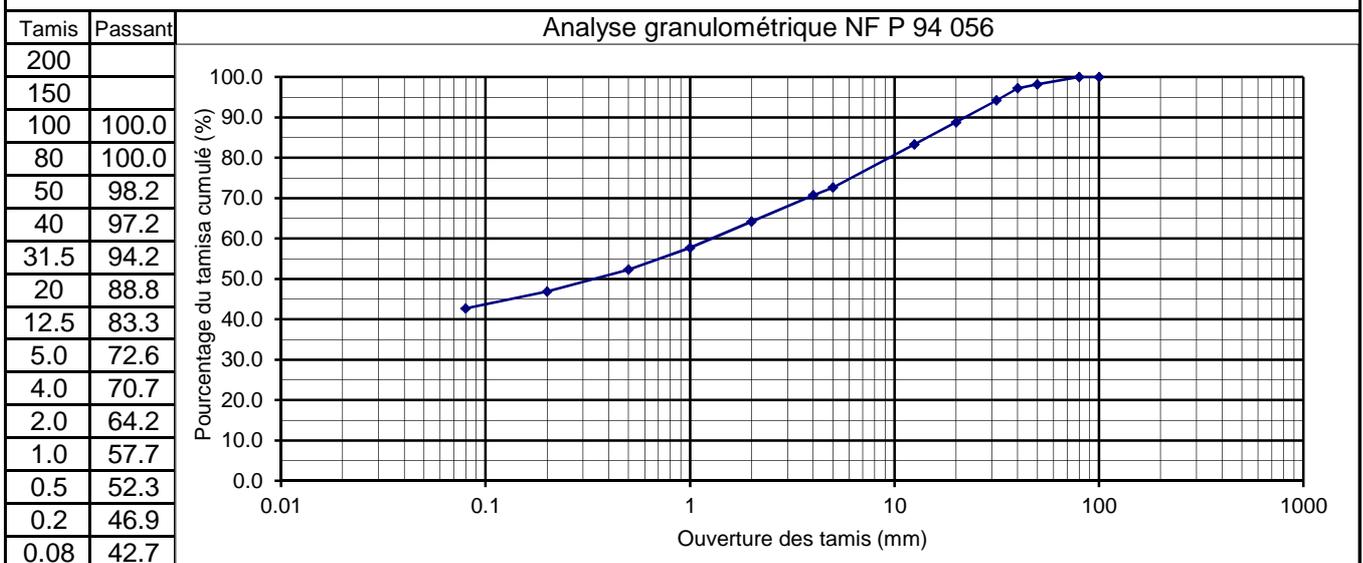
ESSAIS :

Date : 09/11/2015

Opérateurs : FM

NORME	ESSAI	RESULTAT	SPECIFICATION
NF P 94 050	Teneur en eau sur la fraction 0/20	8.4%	
NF P 94 053	Masse volumique humide		
NF P 94 068	Valeur au bleu : VBS	0.34	
NF P 94 051	Limites d'Atterberg : W_L / W_P		
NF P 94 051	Indice de plasticité : I_p		
NF P 94 056	Dmax	60 mm	
NF P 94 056	Passant à 0.08 mm sur la fraction 0/50	42.7%	
NF P 94 078	Indice Portant Immédiat : IPI (γ_d)		

CLASSIFICATION GTR : C1A1



Observations : matériaux écrêtés au moment des prélèvements

CHANTIER : Opération BAYLE COSTE DU LAC - LE SAUZE-DU-LAC (05)

PROJET : 1508198-S

REFERENCE : NT1-1508198-S

DATE : 13/11/2015

IDENTIFICATION GTR

REFERENCES ECHANTILLON : **FP5 1/1,5 m**

DESCRIPTION VISUELLE : Limon beige à quelques cailloutis

PRELEVEMENT :

Date :

Type : FP

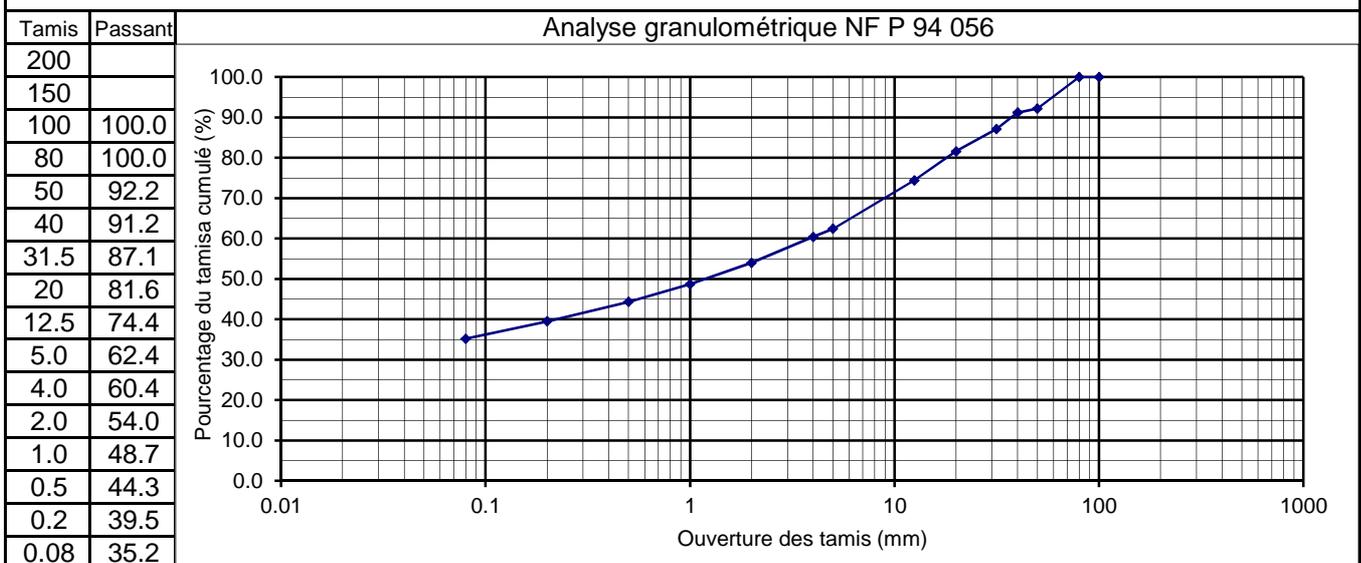
ESSAIS :

Date : 10/11/2015

Opérateurs : FM

NORME	ESSAI	RESULTAT	SPECIFICATION
NF P 94 050	Teneur en eau sur la fraction 0/20	7.2%	
NF P 94 053	Masse volumique humide		
NF P 94 068	Valeur au bleu : VBS	0.31	
NF P 94 051	Limites d'Atterberg : W_L / W_P		
NF P 94 051	Indice de plasticité : I_p		
NF P 94 056	Dmax	60 mm	
NF P 94 056	Passant à 0.08 mm sur la fraction 0/50	38.2%	
NF P 94 078	Indice Portant Immédiat : IPI (γ_d)		

CLASSIFICATION GTR : C1A1



Observations : matériaux écrêtés au moment des prélèvements

CHANTIER : Opération BAYLE COSTE DU LAC - LE SAUZE-DU-LAC (05)

PROJET : 1508198-S

REFERENCE : NT1-1508198-S

DATE : 12/11/2015

IDENTIFICATION GTR

REFERENCES ECHANTILLON : **FP6 1,5/2 m**

DESCRIPTION VISUELLE : Limon beige à quelques cailloutis

PRELEVEMENT :

Date :

Type : FP

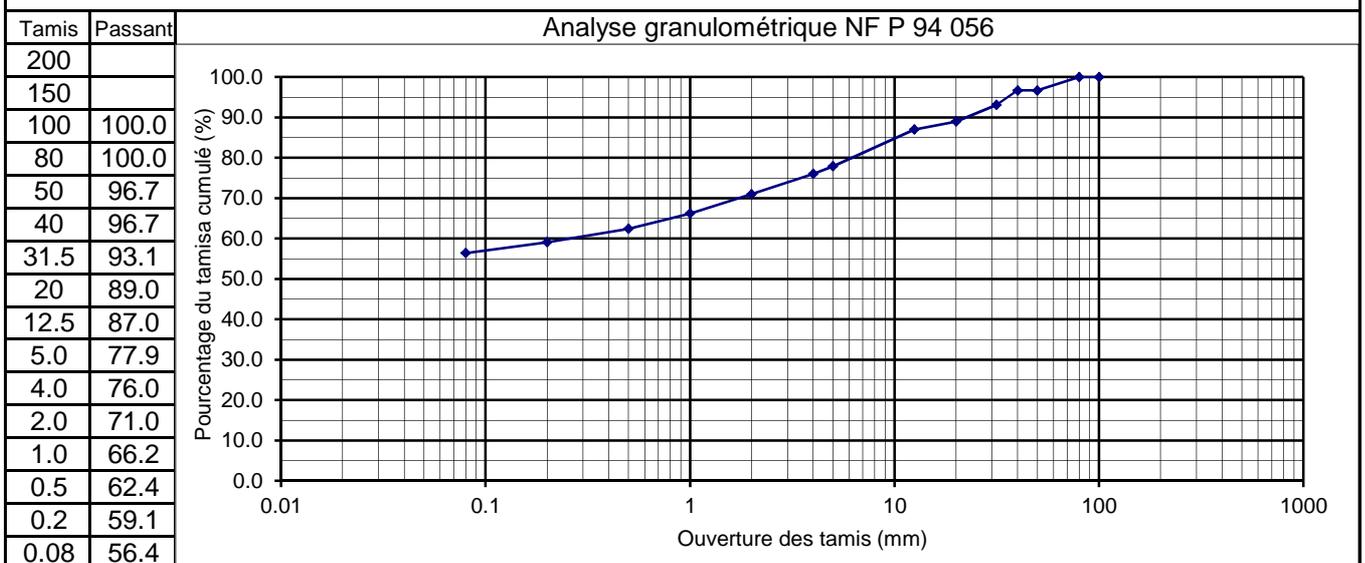
ESSAIS :

Date : 10/11/2015

Opérateurs : FM

NORME	ESSAI	RESULTAT	SPECIFICATION
NF P 94 050	Teneur en eau sur la fraction 0/20	9.1%	
NF P 94 053	Masse volumique humide		
NF P 94 068	Valeur au bleu : VBS	0.60	
NF P 94 051	Limites d'Atterberg : W_L / W_P		
NF P 94 051	Indice de plasticité : I_p		
NF P 94 056	Dmax	60 mm	
NF P 94 056	Passant à 0.08 mm sur la fraction 0/50	56.4%	
NF P 94 078	Indice Portant Immédiat : IPI (γ_d)		

CLASSIFICATION GTR : C1A1



Observations : matériaux écrêtés au moment des prélèvements

CHANTIER : Opération BAYLE COSTE DU LAC - LE SAUZE-DU-LAC (05)

PROJET : 1508198-S

REFERENCE : NT1-1508198-S

DATE : 12/11/2015

IDENTIFICATION GTR

REFERENCES ECHANTILLON : **FP7 1/1,6 m**

DESCRIPTION VISUELLE : Limon brun à quelques cailloutis

PRELEVEMENT :

Date :

Type : FP

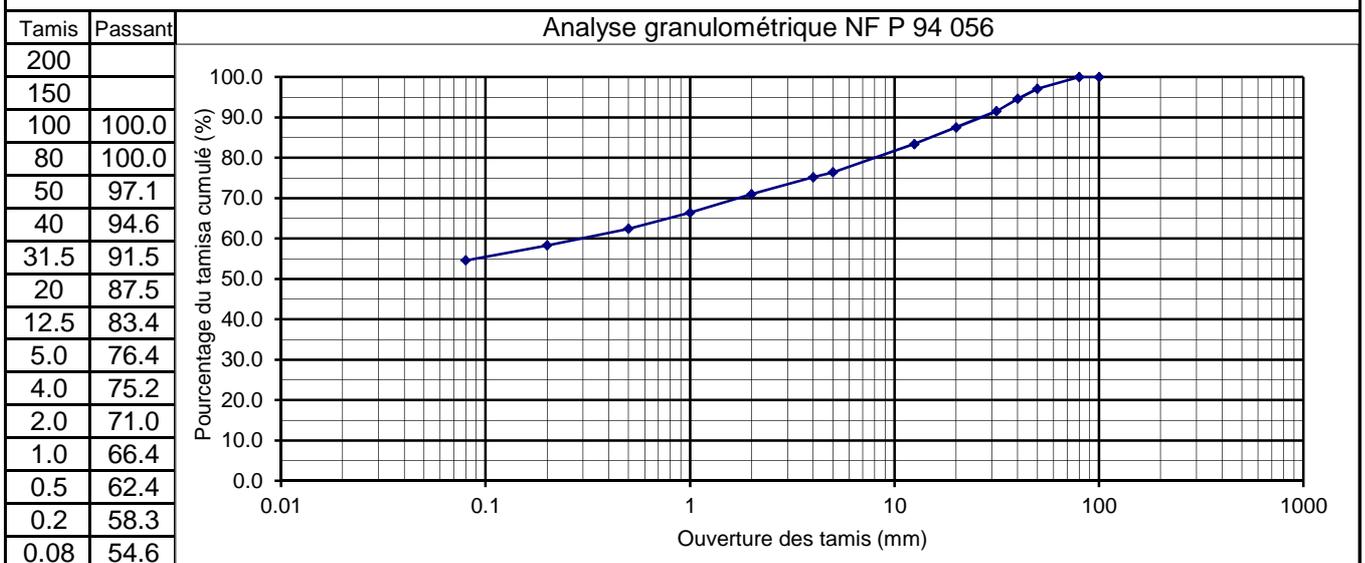
ESSAIS :

Date : 10/11/2015

Opérateurs : FM

NORME	ESSAI	RESULTAT	SPECIFICATION
NF P 94 050	Teneur en eau sur la fraction 0/20	7.5%	
NF P 94 053	Masse volumique humide		
NF P 94 068	Valeur au bleu : VBS	0.47	
NF P 94 051	Limites d'Atterberg : W_L / W_P		
NF P 94 051	Indice de plasticité : I_p		
NF P 94 056	Dmax	60 mm	
NF P 94 056	Passant à 0.08 mm sur la fraction 0/50	54.6%	
NF P 94 078	Indice Portant Immédiat : IPI (γ_d)	28,3 (1,81)	

CLASSIFICATION GTR : C1A1s



Observations : matériaux écrêtés au moment des prélèvements

CHANTIER : Opération BAYLE COSTE DU LAC - LE SAUZE-DU-LAC (05)

PROJET : 1508198-S

REFERENCE : NT1-1508198-S

DATE : 13/11/2015

IDENTIFICATION GTR

REFERENCES ECHANTILLON : **FP8 0,1/0,5 m**

DESCRIPTION VISUELLE : Shiste altéré

PRELEVEMENT :

Date :

Type : FP

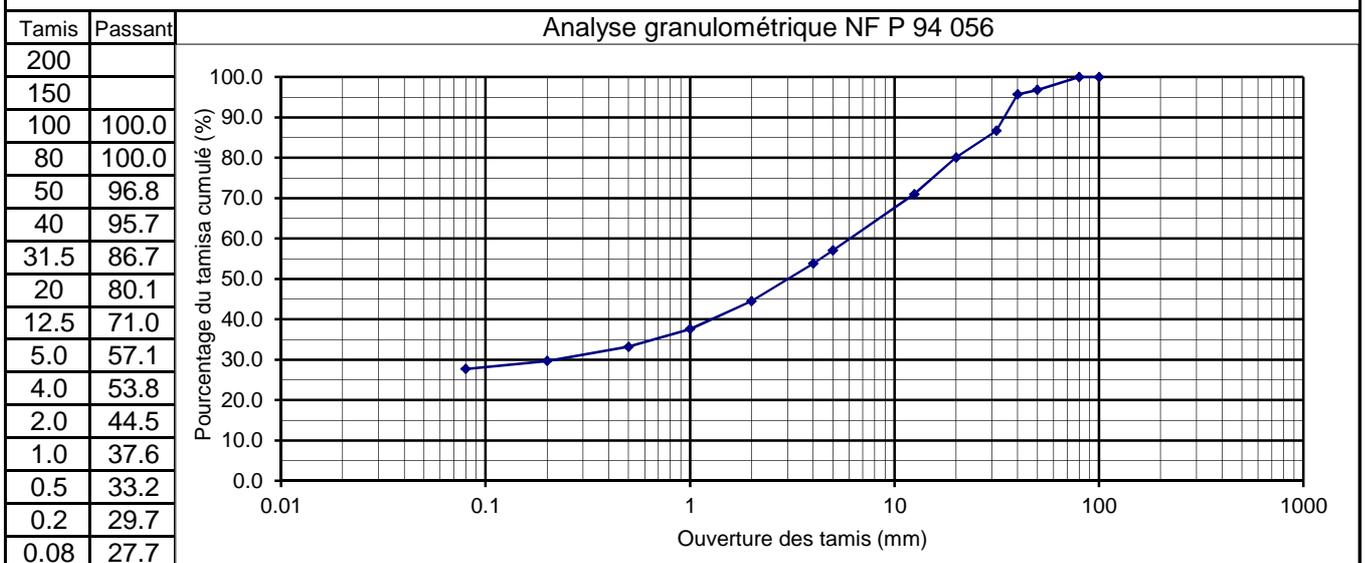
ESSAIS :

Date : 10/11/2015

Opérateurs : FM

NORME	ESSAI	RESULTAT	SPECIFICATION
NF P 94 050	Teneur en eau sur la fraction 0/20	11.3%	
NF P 94 053	Masse volumique humide		
NF P 94 068	Valeur au bleu : VBS	0.19	
NF P 94 051	Limites d'Atterberg : W_L / W_P		
NF P 94 051	Indice de plasticité : I_p		
NF P 94 056	Dmax	60 mm	
NF P 94 056	Passant à 0.08 mm sur la fraction 0/50	27.7%	
NF P 94 078	Indice Portant Immédiat : IPI (γ_d)		

CLASSIFICATION GTR : C1B5



Observations :

CHANTIER : Opération BAYLE COSTE DU LAC - LE SAUZE-DU-LAC (05)

PROJET : 1508198-S

REFERENCE : NT1-1508198-S

DATE : 13/11/2015

IDENTIFICATION GTR

REFERENCES ECHANTILLON : **FP8 0,7/1,2 m**

DESCRIPTION VISUELLE : Limon brun à quelques cailloutis

PRELEVEMENT :

Date :

Type : FP

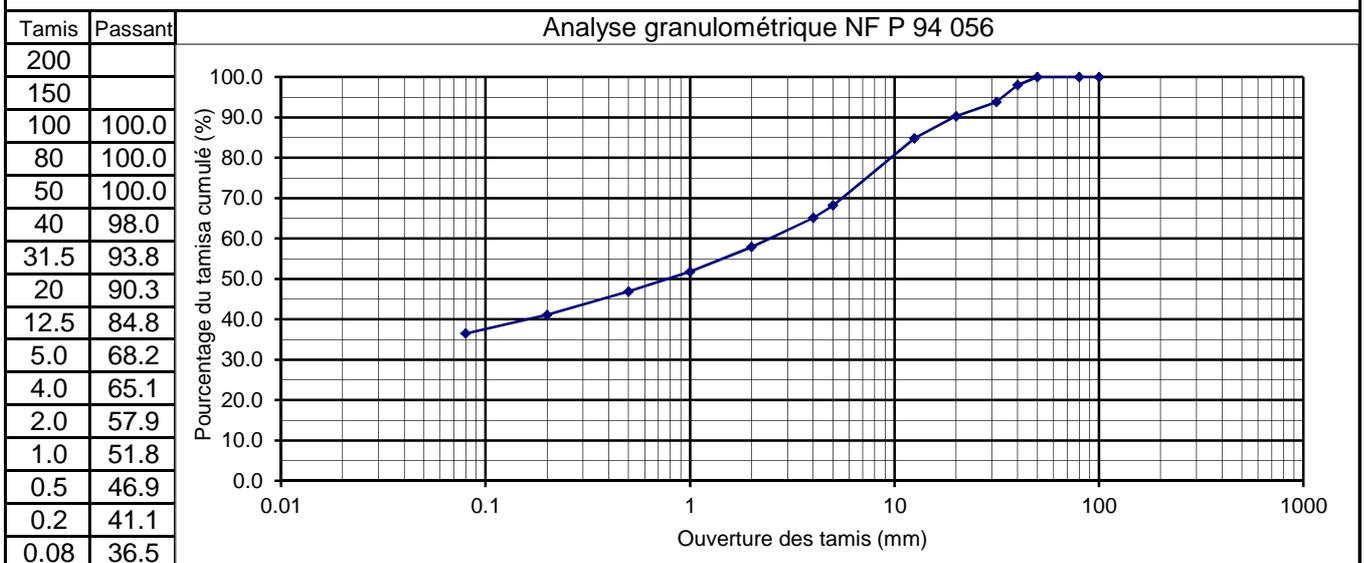
ESSAIS :

Date : 10/11/2015

Opérateurs : FM

NORME	ESSAI	RESULTAT	SPECIFICATION
NF P 94 050	Teneur en eau sur la fraction 0/20	9.3%	
NF P 94 053	Masse volumique humide		
NF P 94 068	Valeur au bleu : VBS	0.39	
NF P 94 051	Limites d'Atterberg : W_L / W_P		
NF P 94 051	Indice de plasticité : I_p		
NF P 94 056	Dmax	50 mm	
NF P 94 056	Passant à 0.08 mm sur la fraction 0/50	36.5%	
NF P 94 078	Indice Portant Immédiat : IPI (γ_d)	31,9 (2,02)	

CLASSIFICATION GTR : A1s à ts



Observations : matériaux écrêtés au moment des prélèvements

CHANTIER : Opération BAYLE COSTE DU LAC - LE SAUZE-DU-LAC (05)

PROJET : 1508198-S

REFERENCE : NT1-1508198-S

DATE : 12/11/2015

IDENTIFICATION GTR

REFERENCES ECHANTILLON : **FP11 0,8/1,5 m**

DESCRIPTION VISUELLE : Limon brun à quelques cailloutis

PRELEVEMENT :

Date :

Type : FP

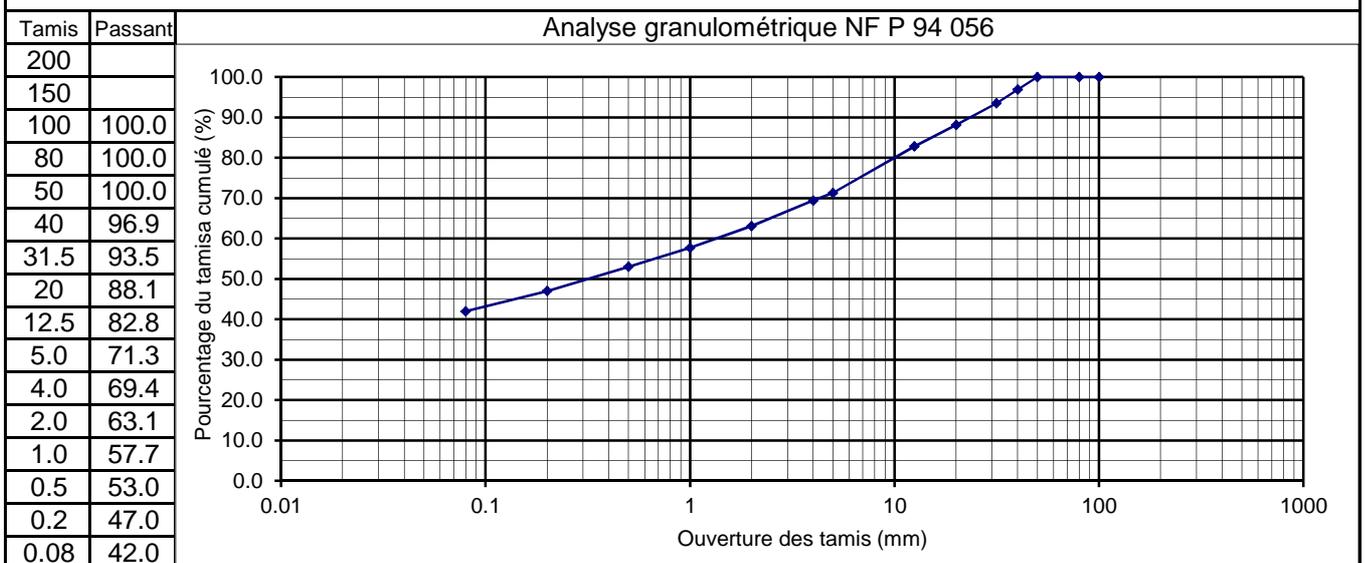
ESSAIS :

Date : 10/11/2015

Opérateurs : FM

NORME	ESSAI	RESULTAT	SPECIFICATION
NF P 94 050	Teneur en eau sur la fraction 0/20	8.6%	
NF P 94 053	Masse volumique humide		
NF P 94 068	Valeur au bleu : VBS	0.34	
NF P 94 051	Limites d'Atterberg : W_L / W_P		
NF P 94 051	Indice de plasticité : I_p		
NF P 94 056	Dmax	50 mm	
NF P 94 056	Passant à 0.08 mm sur la fraction 0/50	42.0%	
NF P 94 078	Indice Portant Immédiat : IPI (γ_d)		

CLASSIFICATION GTR : A1



Observations :

CHANTIER : Opération BAYLE COSTE DU LAC - LE SAUZE-DU-LAC (05)

AFFAIRE : 1508198-S

REFERENCE : PV1_1508198S

DATE: 17/11/2015

TENEUR EN EAU - NF P 94 050

PRELEVEMENT :

Date : 05/11/2015

Type : FP + Manuel

ESSAIS :

Date : 09/11/2015

Opérateurs : RJ /FM

REFERENCES ECHANTILLON : **FP1 -1.7 à -1,9 m**DESCRIPTION VISUELLE : **Marne schisteuse grise**TENEUR EN EAU : **W = 7.8 %**REFERENCES ECHANTILLON : **FP2 -0.6 m**DESCRIPTION VISUELLE : **Limon marron clair à cailloutis**TENEUR EN EAU : **W = 5.7 %**REFERENCES ECHANTILLON : **FP3 -1.0 m**DESCRIPTION VISUELLE : **Limon marron clair à cailloux**TENEUR EN EAU : **W = 6.1 %**REFERENCES ECHANTILLON : **FP3 -2.0 m**DESCRIPTION VISUELLE : **Limon marron clair à cailloux**TENEUR EN EAU : **W = 7.2 %**REFERENCES ECHANTILLON : **FP4 - 1.0 m**DESCRIPTION VISUELLE : **Limon marron clair à quelques cailloux**TENEUR EN EAU : **W = 7.2 %**REFERENCES ECHANTILLON : **FP4 -2m**DESCRIPTION VISUELLE : **Limon marron à cailloux**TENEUR EN EAU : **W = 11.3 %**REFERENCES ECHANTILLON : **FP5 -0.5 m**DESCRIPTION VISUELLE : **Limon marron clair à cailloutis**TENEUR EN EAU : **W = 6.3 %**REFERENCES ECHANTILLON : **FP5 -2.0 m**DESCRIPTION VISUELLE : **Limon marron à cailloux et galets**TENEUR EN EAU : **W = 7.4 %**REFERENCES ECHANTILLON : **FP6 -1.0 m**DESCRIPTION VISUELLE : **Limon marron clair à cailloutis**TENEUR EN EAU : **W = 7.6 %**REFERENCES ECHANTILLON : **FP7 -0.5 m**DESCRIPTION VISUELLE : **Limon marron gris à cailloutis**TENEUR EN EAU : **W = 6.8 %**REFERENCES ECHANTILLON : **FP7 -2.0 m**DESCRIPTION VISUELLE : **Limon marron gris à cailloutis**TENEUR EN EAU : **W = 8.1 %**

Observations :

CHANTIER : Opération BAYLE COSTE DU LAC - LE SAUZE-DU-LAC (05)

AFFAIRE : 1508198-S

REFERENCE : PV1_1508198S

DATE: 17/11/2015

TENEUR EN EAU - NF P 94 050

PRELEVEMENT :

Date : 05/11/2015

Type : FP + Manuel

ESSAIS :

Date : 09/11/2015

Opérateurs : RJ /FM

REFERENCES ECHANTILLON : **FP8 -2.0 m**DESCRIPTION VISUELLE : **Limon légèrement argileux beige marron à cailloutis**TENEUR EN EAU : **W = 10.6 %**REFERENCES ECHANTILLON : **FP9 -1.0 m**DESCRIPTION VISUELLE : **Schistes altérés marron gris noirâtre**TENEUR EN EAU : **W = 7.3 %**REFERENCES ECHANTILLON : **FP10 -1.0 m**DESCRIPTION VISUELLE : **Schistes marneux gris noirâtre**TENEUR EN EAU : **W = 6.1 %**REFERENCES ECHANTILLON : **FP11 -2.0 m**DESCRIPTION VISUELLE : **Limon marron clair à cailloux**TENEUR EN EAU : **W = 9.1 %**

REFERENCES ECHANTILLON :

DESCRIPTION VISUELLE :

TENEUR EN EAU :

REFERENCES ECHANTILLON :

DESCRIPTION VISUELLE :

TENEUR EN EAU :

REFERENCES ECHANTILLON :

DESCRIPTION VISUELLE :

TENEUR EN EAU :

REFERENCES ECHANTILLON :

DESCRIPTION VISUELLE :

TENEUR EN EAU :

REFERENCES ECHANTILLON :

DESCRIPTION VISUELLE :

TENEUR EN EAU :

REFERENCES ECHANTILLON :

DESCRIPTION VISUELLE :

TENEUR EN EAU :

REFERENCES ECHANTILLON :

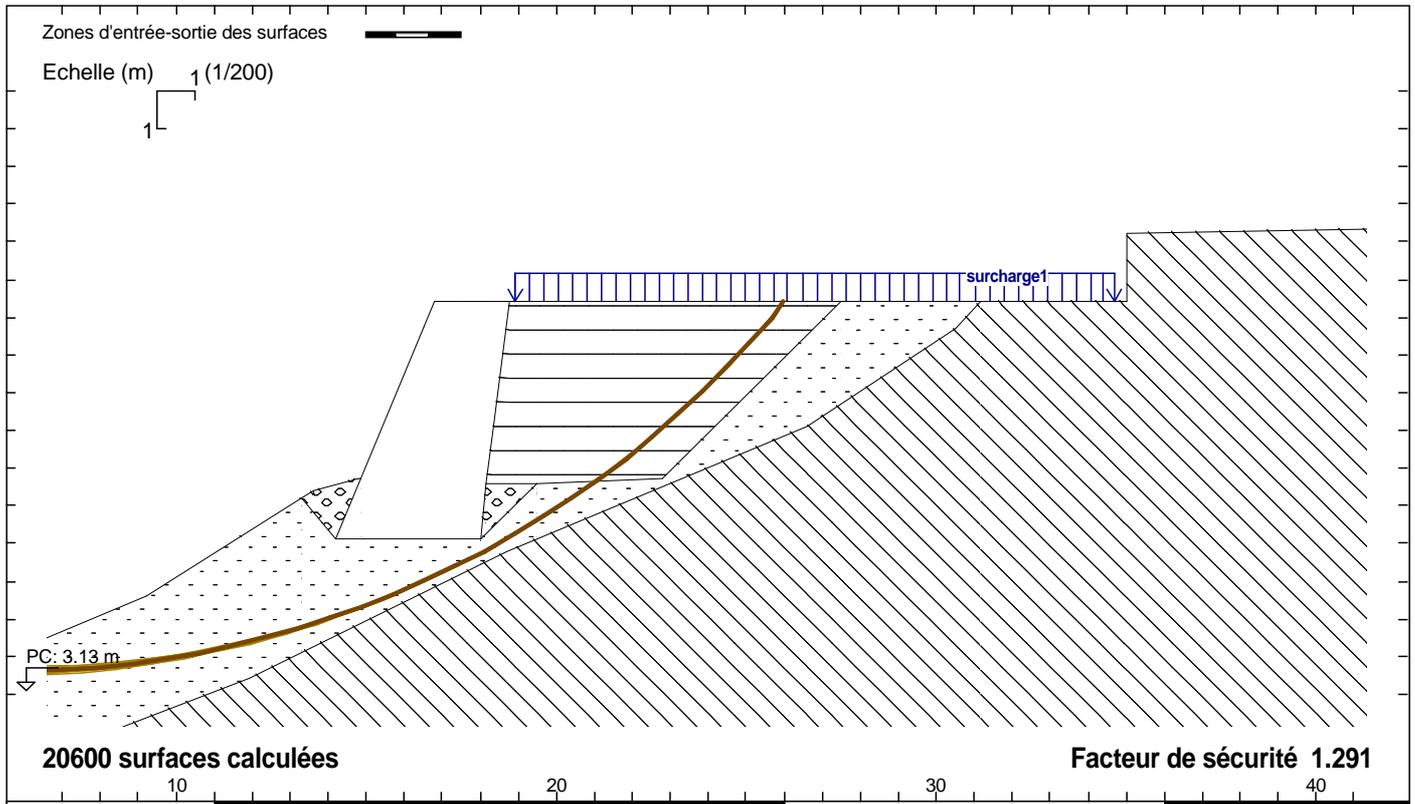
DESCRIPTION VISUELLE :

TENEUR EN EAU :

Observations :

ANNEXE 5 : Talus parking 1 et versant de la station d'épuration - Résultats des calculs de stabilité Logiciel GEOSTAB

(6 pages)




 GEOSTAB® v4.07 du 15/09/2014 développé par GEOS GEOS INGENIEURS CONSEILS, 310 av. Marie Curie, Bât. Europa 2 TEL: 04 50 95 38 14
 http://www.geos.fr E-mail: logiciels@geos.fr Archamps Technopole, 74160 ARCHAMPS - France FAX: 04 50 95 99 36

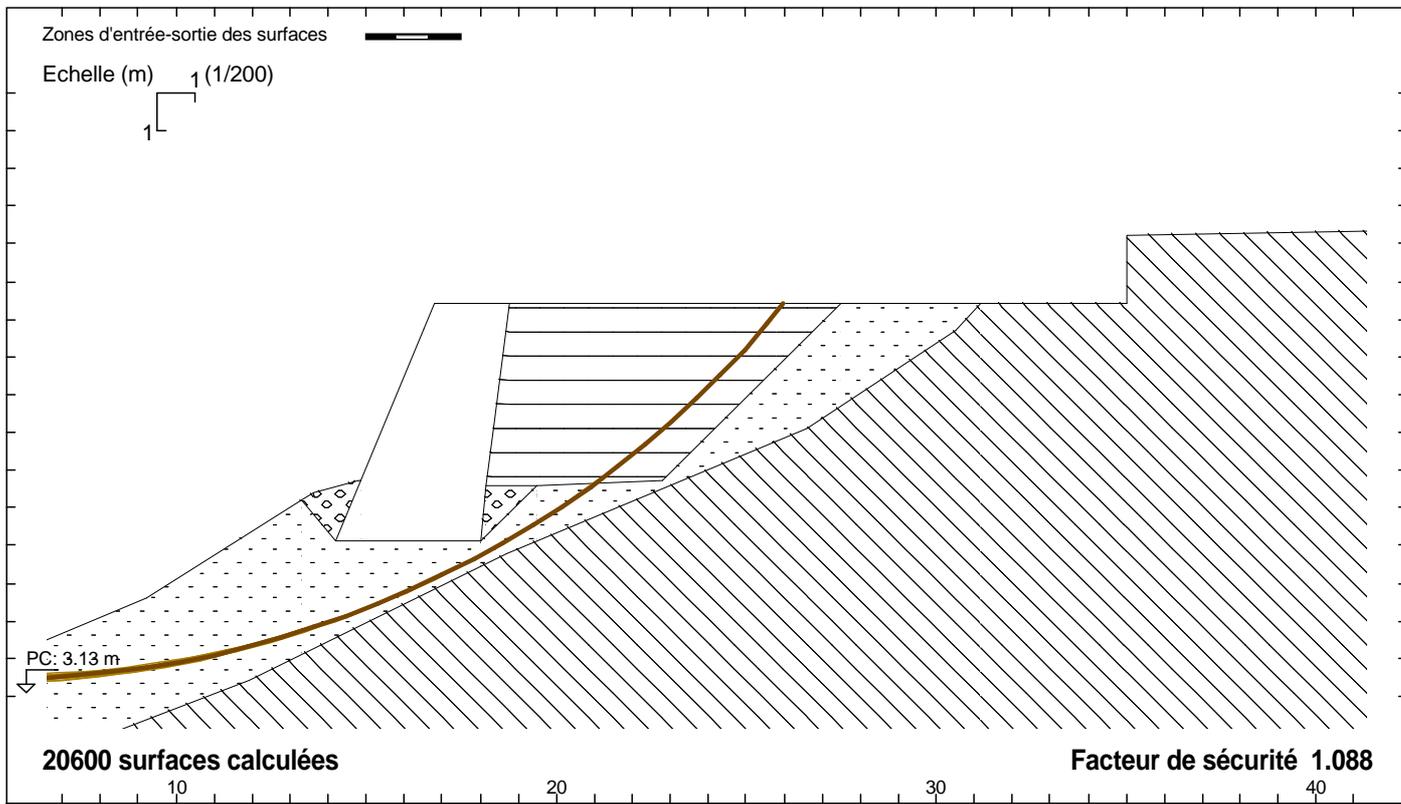
SOLS	(γ ; γ_{sat})	C	ϕ	qs
	1 (19.00; 19.00) * 1.00	3.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	2 (20.00; 20.00) * 1.00	15.00 / 1.25	45.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	3 (22.00; 22.00) * 1.00	10.00 / 1.25	40.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	4 (19.00; 19.00) * 1.00	10.00 / 1.25	40.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	5 (19.00; 19.00) * 1.00	0.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.10

Fichier "Parking1_remb lai-AA"
 Méthode de BISHOP modifiée
 EC7 Approche 3
 Action des terres γ_e : 1
 Résistance des terres $\gamma_{r,e}$: 1
 Coefficient de Méthode 1.1
 Unités : kN, m

Charges surfaciques et Forces linéaires				
qg	qd	F	Gamm	θ
1 15.0	15.0		*1.00	0.00

N°	Xc	Yc	R	Fs
1	5.6300	30.700	26.080	1.291
2	5.5600	30.780	26.190	1.291
3	5.4800	30.870	26.310	1.291
4	5.7100	30.610	25.970	1.291
5	5.4100	30.960	26.420	1.291
6	5.7800	30.520	25.850	1.291
7	5.3300	31.050	26.540	1.291
8	5.8600	30.440	25.740	1.291
9	5.2500	31.130	26.650	1.291
10	5.9300	30.350	25.630	1.291

1508198S_FV	30/11/15 18:36	Opération BAYLE COSTE DU LAC	Remblai - Cas 1	FIGURE
Parking 1 - Remblais AA'				P1-1
stabilité générale / mixte - situation durable				




 GEOSTAB® v4.07 du 15/09/2014 développé par GEOS
<http://www.geos.fr> E-mail: logiciels@geos.fr

GEOS INGENIEURS CONSEILS, 310 av. Marie Curie, Bât. Europa 2
 Archamps Technopole, 74160 ARCHAMPS - France

TEL: 04 50 95 38 14
 FAX: 04 50 95 99 36

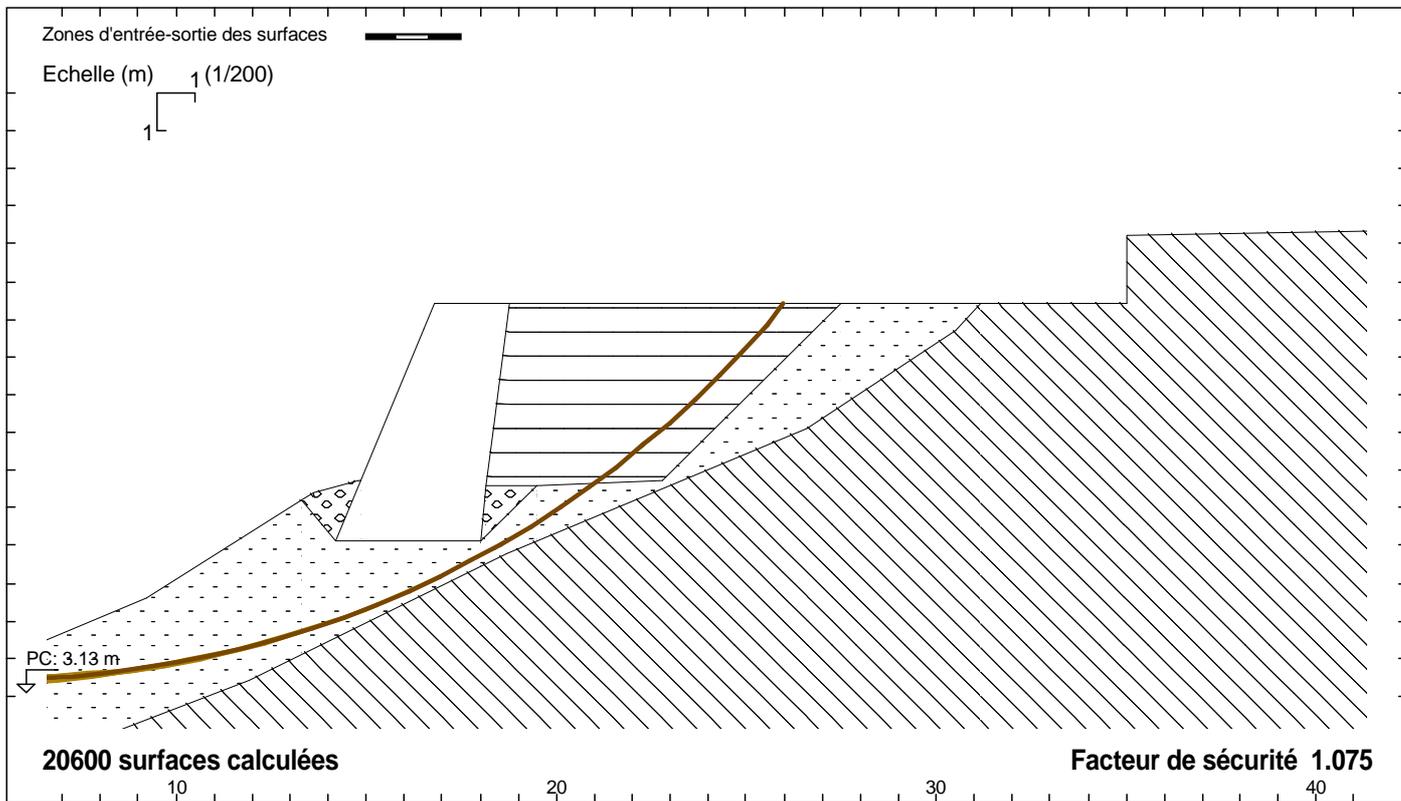
SOLS	(γ ; γ_{sat})	C	ϕ	qs
	1 (19.00; 19.00) * 1.00	3.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	2 (20.00; 20.00) * 1.00	15.00 / 1.25	45.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	3 (22.00; 22.00) * 1.00	10.00 / 1.25	40.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	4 (19.00; 19.00) * 1.00	10.00 / 1.25	40.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	5 (19.00; 19.00) * 1.00	0.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.10

Fichier "Parking1_remb lai-AA"
 Méthode de BISHOP modifiée
 EC7 Approche 3
 Action des terres γ_e : 1
 Résistance des terres $\gamma_{r,e}$: 1
 Coefficient de Méthode 1.1
 Unités : kN, m

SISMIQUE			σ_h	σ_v
σ_h	σ_v	Pcav	σ_h	σ_v
0.132	-0.066	0.0000		

N°	Xc	Yc	R	Fs
1	5.1800	31.220	26.760	1.088
2	5.1000	31.310	26.880	1.088
3	5.2500	31.130	26.650	1.088
4	5.0300	31.400	26.990	1.088
5	5.3300	31.050	26.540	1.088
6	4.9500	31.480	27.110	1.088
7	5.4100	30.960	26.420	1.088
8	4.8800	31.570	27.220	1.088
9	4.8000	31.660	27.330	1.088
10	5.4800	30.870	26.310	1.088

1508198S_FV	30/11/15 18:36	Opération BAYLE COSTE DU LAC	séisme - S+	FIGURE
Parking 1 - Remblais AA' Combinaison accidentelle - Séisme +				P1-2




 GEOSTAB® v4.07 du 15/09/2014 développé par GEOS GEOS INGENIEURS CONSEILS, 310 av. Marie Curie, Bât. Europa 2 TEL: 04 50 95 38 14
 http://www.geos.fr E-mail: logiciels@geos.fr Archamps Technopole, 74160 ARCHAMPS - France FAX: 04 50 95 99 36

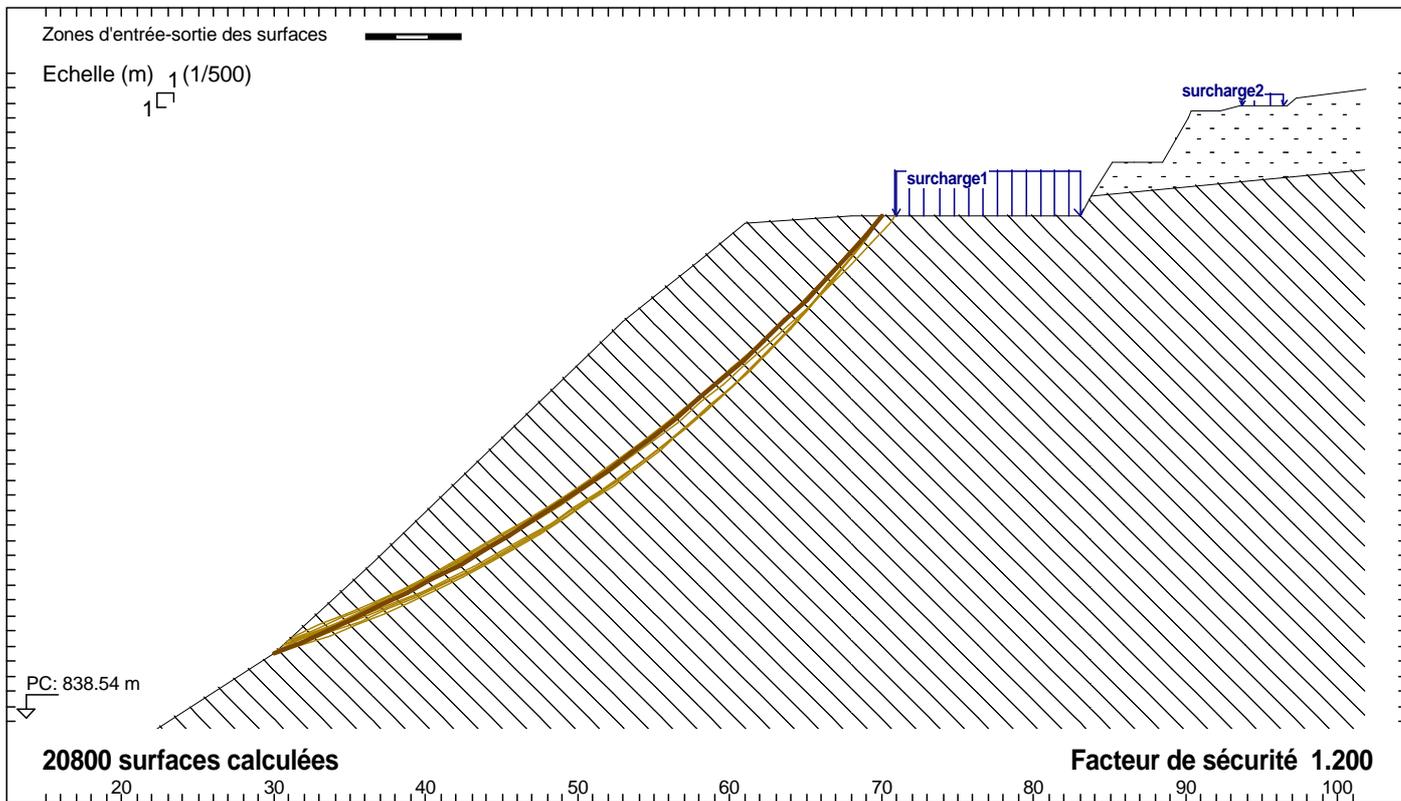
SOLS	(γ ; γ_{sat})	C	ϕ	qs
	1 (19.00; 19.00) * 1.00	3.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	2 (20.00; 20.00) * 1.00	15.00 / 1.25	45.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	3 (22.00; 22.00) * 1.00	10.00 / 1.25	40.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	4 (19.00; 19.00) * 1.00	10.00 / 1.25	40.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	5 (19.00; 19.00) * 1.00	0.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.10

Fichier "Parking1_remb lai-AA"
 Méthode de BISHOP modifiée
 EC7 Approche 3
 Action des terres γ_e : 1
 Résistance des terres $\gamma_{r,e}$: 1
 Coefficient de Méthode 1.1
 Unités : kN, m

SISMIQUE			$\sigma_v \uparrow$
σ_h	σ_v	Pcav	$\leftarrow \sigma_h$
0.132	0.066	0.0000	

N°	Xc	Yc	R	Fs
1	5.1000	31.310	26.880	1.075
2	5.0300	31.400	26.990	1.075
3	5.1800	31.220	26.760	1.075
4	4.9500	31.480	27.110	1.075
5	5.2500	31.130	26.650	1.075
6	4.8800	31.570	27.220	1.075
7	5.3300	31.050	26.540	1.075
8	4.8000	31.660	27.330	1.075
9	5.4100	30.960	26.420	1.075
10	4.7300	31.750	27.450	1.075

1508198S_FV	30/11/15 18:36	Opération BAYLE COSTE DU LAC	séisme - S-	FIGURE
Parking 1 - Remblais AA'				P1-3
Combinaison accidentelle - Séisme -				




 GEOSTAB® v4.07 du 15/09/2014 développé par GEOS GEOS INGENIEURS CONSEILS, 310 av. Marie Curie, Bât. Europa 2 TEL: 04 50 95 38 14
<http://www.geos.fr> E-mail: logiciels@geos.fr Archamps Technopole, 74160 ARCHAMPS - France FAX: 04 50 95 99 36

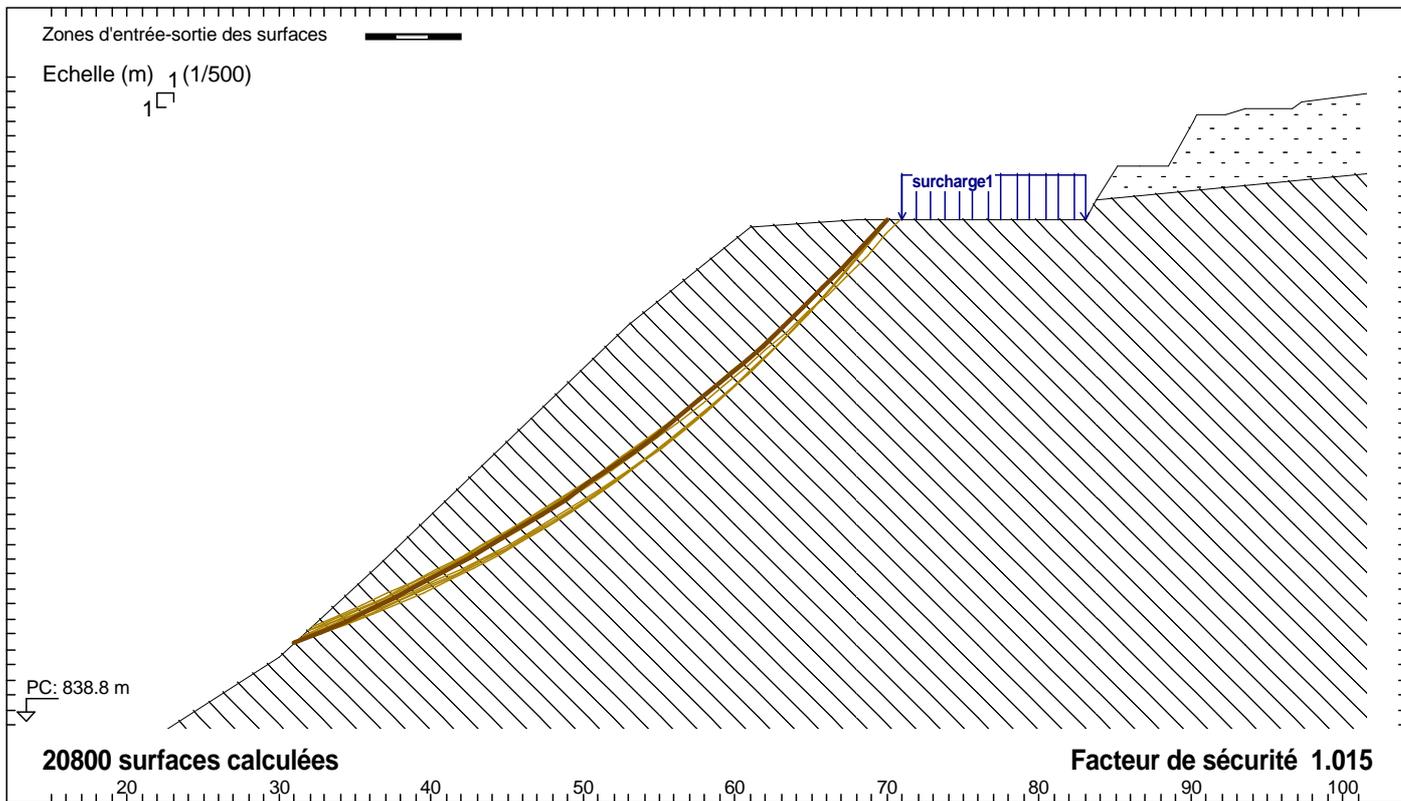
SOLS	(γ ; γ_{sat})	C	ϕ	qs
	1 (19.00; 19.00) * 1.00	3.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	2 (20.00; 20.00) * 1.00	15.00 / 1.25	45.00 / 1.25	0.000 / 1.10

Fichier "Profil-STEP-talus-aval"
 Méthode de BISHOP modifiée
 EC7 Approche 3
 Action des terres γ_e : 1
 Résistance des terres γ_r, e : 1
 Coefficient de Méthode 1.1
 Unités : kN, m

Charges surfaciques et Forces linéaires					
	qg	qd	F	Gamm	θ
1	60.0	60.0		*1.00	0.00
2	15.0	15.0		*1.00	0.00

N°	Xc	Yc	R	Fs
1	-7.8800	937.82	101.64	1.200
2	7.2700	916.93	76.870	1.203
3	-7.0700	937.21	100.63	1.203
4	-6.2600	936.61	99.620	1.207
5	7.9000	916.54	76.130	1.207
6	-5.4600	936.02	98.630	1.210
7	8.5400	916.12	75.360	1.210
8	-4.6600	935.43	97.640	1.214
9	9.1800	915.70	74.600	1.214
10	-10.230	943.53	107.82	1.216

1508198S_FV	30/11/15 18:35	Opération BAYLE COSTE - LE SAUZE DU LAC (05)	Phase n° 1 - Cas 1	FIGURE
Station d'épuration Stabilité générale / mixte - situation durable				STEP1




 GEOSTAB® v4.07 du 15/09/2014 développé par GEOS GEOS INGENIEURS CONSEILS, 310 av. Marie Curie, Bât. Europa 2 TEL: 04 50 95 38 14
 http://www.geos.fr E-mail: logiciels@geos.fr Archamps Technopole, 74160 ARCHAMPS - France FAX: 04 50 95 99 36

SOLS	(γ ; γ_{sat})	C	ϕ	qs
	1 (19.00; 19.00) * 1.00	3.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	2 (20.00; 20.00) * 1.00	15.00 / 1.25	45.00 / 1.25	0.000 / 1.10

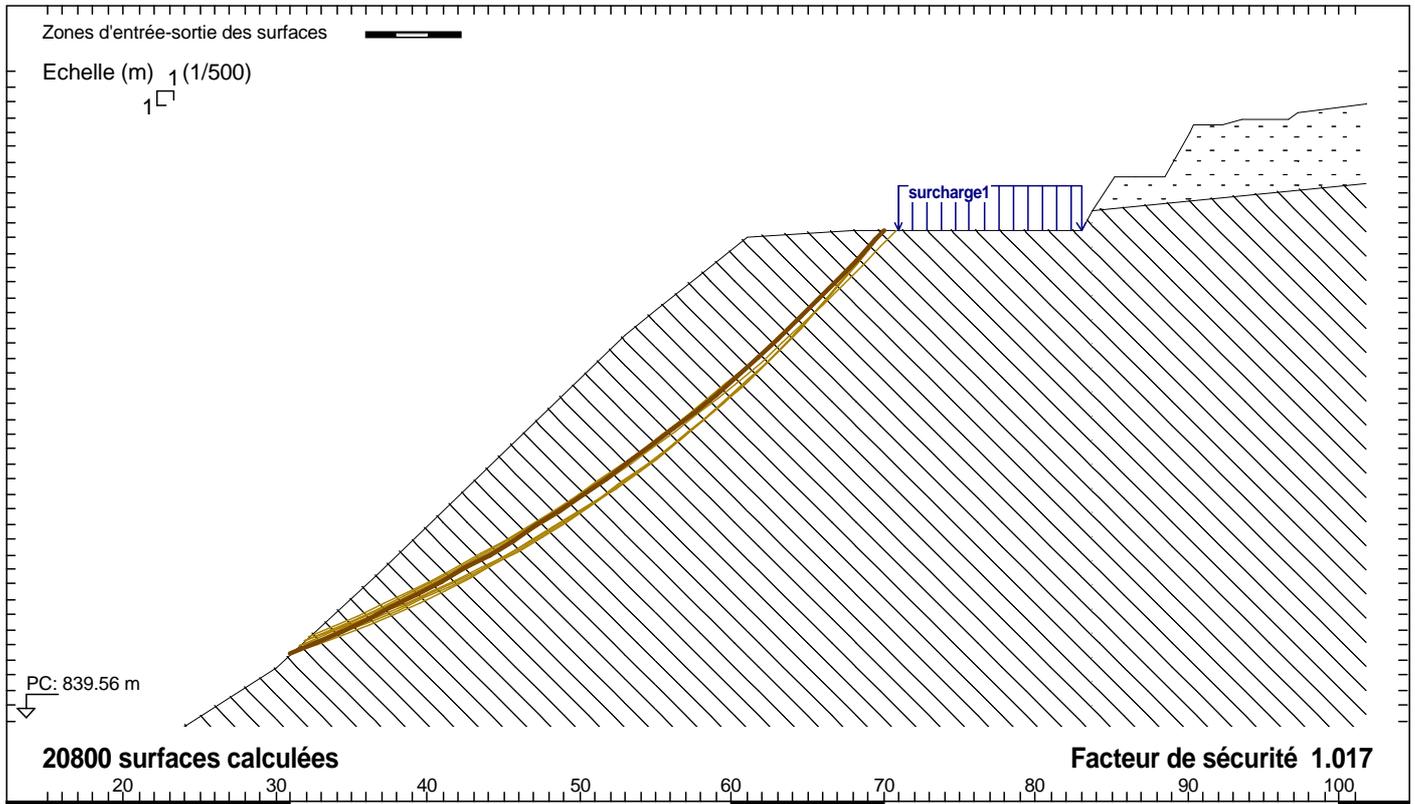
Fichier "Profil-STEP-talus-aval"
 Méthode de BISHOP modifiée
 EC7 Approche 3
 Action des terres γ_e : 1
 Résistance des terres $\gamma_{r,e}$: 1
 Coefficient de Méthode 1.1
 Unités : kN, m

SISMIQUE			σ_h
σ_h	σ_v	Pcav	σ_v
0.098	-0.049	0.0000	

Charges surfaciques et Forces linéaires					
	qg	qd	F	Gamm	θ
1	60.0	60.0	*1.00	0.00	

N°	Xc	Yc	R	Fs
1	-10.040	942.54	106.35	1.015
2	5.7100	920.66	80.320	1.018
3	-9.2100	941.91	105.32	1.018
4	-8.3900	941.29	104.30	1.021
5	6.3600	920.22	79.540	1.021
6	-7.5800	940.68	103.28	1.024
7	7.0100	919.79	78.760	1.024
8	-6.7600	940.06	102.26	1.027
9	7.6600	919.36	77.990	1.027
10	-12.720	948.79	113.16	1.028

1508198S_FV	30/11/15 18:35	Opération BAYLE COSTE - LE SAUZE DU LAC (05)	Phase n° 2 - S+	FIGURE
Stabilité STEP Combinaison accidentelle - Séisme +				STEP2



GEOSTAB® v4.07 du 15/09/2014 développé par GEOS
<http://www.geos.fr> E-mail: logiciels@geos.fr

GEOS INGENIEURS CONSEILS, 310 av. Marie Curie, Bât. Europa 2
 Archamps Technopole, 74160 ARCHAMPS - France

TEL: 04 50 95 38 14
 FAX: 04 50 95 99 36

SOLS	(γ ; γ_{sat})	C	ϕ	qs
	1 (19.00; 19.00) * 1.00	3.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	2 (20.00; 20.00) * 1.00	15.00 / 1.25	45.00 / 1.25	0.000 / 1.10

Fichier "Profil-STEP-talus-aval"

Méthode de BISHOP modifiée

EC7 Approche 3

Action des terres γ_e : 1

Resistance des terres $\gamma_{r,e}$: 1

Coefficient de Méthode 1.1

Unités : kN, m

SISMIQUE

σ_h	σ_v	Pcav
0.098	0.049	0.0000



Charges surfaciques et Forces linéaires

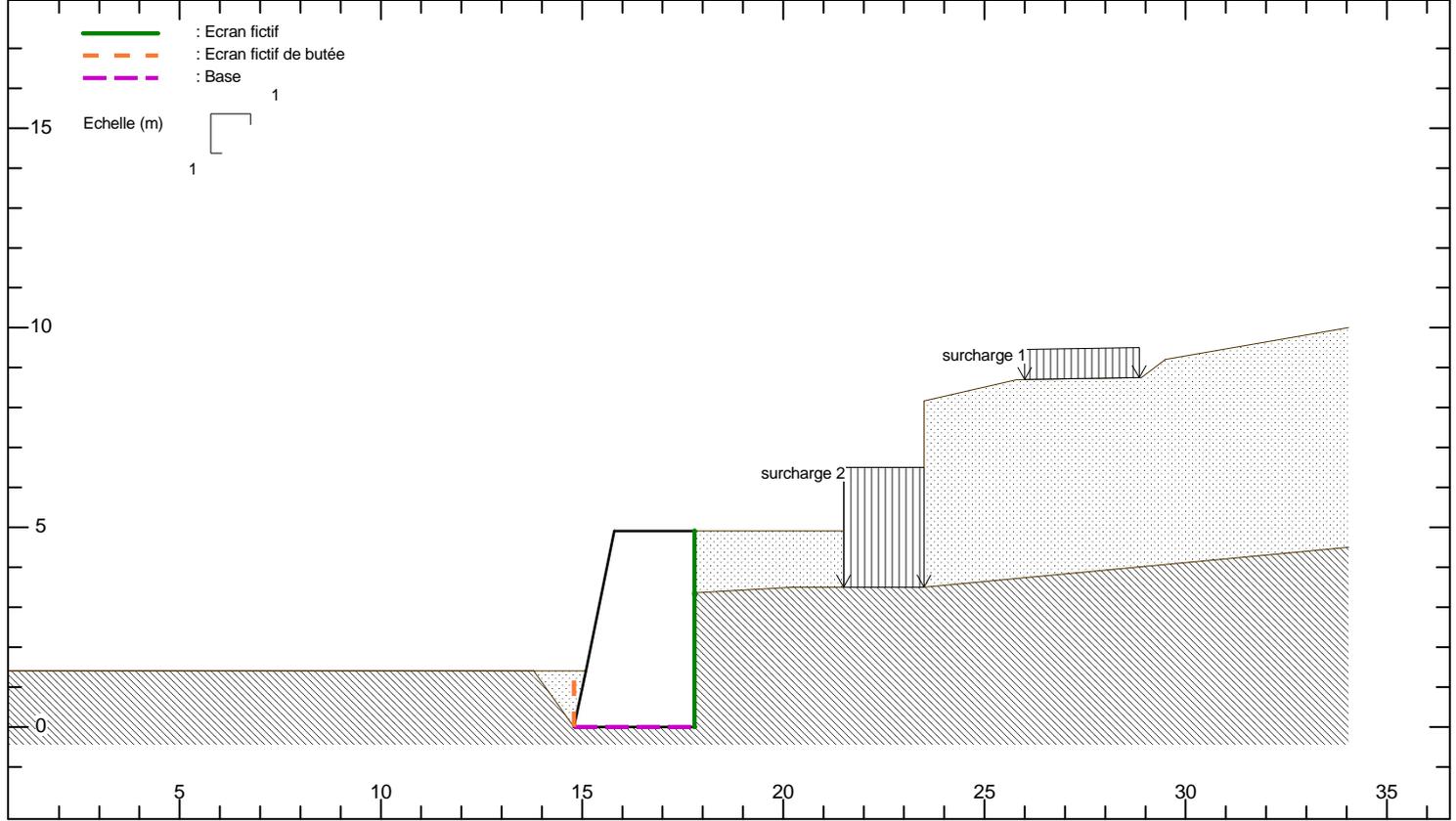
	qg	qd	F	Gamm	θ
1	60.0	60.0		*1.00	0.00

N°	Xc	Yc	R	Fs
1	-10.570	943.28	107.24	1.017
2	5.3000	921.23	80.990	1.017
3	-9.7400	942.64	106.20	1.020
4	5.9600	920.78	80.200	1.020
5	-8.9100	942.01	105.16	1.022
6	6.6200	920.34	79.410	1.023
7	-8.0900	941.39	104.13	1.025
8	7.2700	919.91	78.620	1.027
9	-13.310	949.63	114.16	1.028
10	-7.2700	940.77	103.11	1.029

1508198S_FV	30/11/15 18:35	Opération BAYLE COSTE - LE SAUZE DU LAC (05)	Phase n° 2 - S-	FIGURE
Stabilité STEP Combinaison accidentelle - Séisme -				STEP3

**ANNEXE 6 : Soutènements parking 2 et station d'épuration - Résultats des calculs de stabilité
Logiciel GEOMUR**

(24 pages)



GEOMUR© v2.09 du 24/09/2014 développé par GEOS
 site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1
 Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS

Tél : 04 50 95 38 14
 Fax : 04 50 95 99 36

SOLS	γ	C	ϕ	δ	Ca
1	19.00	3.00	37.00	25.00	0.00
2	20.00	15.00	45.00	26.60	0.00
3	22.00	40.00	40.00	0.00	0.00
butée	19.00	0.00	37.00	25.00	0.00

MUR	γ	BASE	C	ϕ	q0	qu	Type sol
	22.00		0.00	45.00	50.00	5000.00	cohérent

SURCHARGES	Xg	Xd	Qg	Qd	α
1	26.00	28.85	15.00	15.00	0.00
2	21.50	23.50	60.00	60.00	0.00

Fichier : STEP-soutènement1-3m.gmr

Unités : KN, m

Méthode de CULMANN

Surfaces brisées précalculées

ξ incliné à delta

Prise en compte de la cohésion pour le calcul des poussées :
 Intégration de la partie positive du diagramme des contraintes, calculé avec la cohésion.

Séisme

$\sigma_h = 0.098$

$\sigma_v = 0.049$

1508198S_FV	30/11/2015 - 16:12	Opération BAYLE COSTE DU LAC	FIGURE STEP1 - 1/6
		Station d'épuration - Soutènement amont 1	

Facteurs de sécurité partiels	Critère Eurocodes 7	Statique	Sismique	
			Pesant	Allégeant
		Coefficient Surdimensionnement	Coefficient Surdimensionnement	Coefficient Surdimensionnement
Actions permanentes défavorables $\gamma_g = 1.350$ variables défavorables $\gamma_q = 1.500$ permanentes favorables $\gamma_g = 1.000$ variables favorables $\gamma_q = 0.000$ Résistances portance $\gamma_{R,v} = 1.400$ glissement $\gamma_{R,h} = 1.100$ résistance des terres $\gamma_{R,e} = 1.400$ Eau Etat limite considéré : ELS Fréquent Actions défavorables de l'eau $\gamma_{R,rs} = 1.000$	Approche 2 - Cas 1 : Poussée défavorable			
	Glissement ()	Rh = 338.940 kN Eh = 4.515 kN Rh/(Eh * gR;h) = 75.062	Rh = 333.414 kN Eh = 13.140 kN Rh/(Eh * gR;h) = 25.374	Rh = 299.005 kN Eh = 9.983 kN Rh/(Eh * gR;h) = 29.952
	Renversement ()	Mr,o = 545.877 kN.m Mm,o = 8.627 kN.m Mm,o/Mr,o = 63.279	Mr,o = 518.594 kN.m Mm,o = 19.783 kN.m Mm,o/Mr,o = 26.214	Mr,o = 460.409 kN.m Mm,o = 14.953 kN.m Mm,o/Mr,o = 30.791
	Poinçonnement ()	q'ref = 171.863 kPa q'lim = 4923.461 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 20.463 Excen. = -0.392 m < 0.500 m	q'ref = 152.410 kPa q'lim = 4791.841 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 22.457 Excen. = -0.156 m < 0.498 m	q'ref = 135.708 kPa q'lim = 4824.771 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 25.395 Excen. = -0.138 m < 0.497 m
	Approche 2 - Cas 2 : Poussée favorable			
	Glissement ()	Rh = 338.424 kN Eh = 3.345 kN Rh/(Eh * gR;h) = 101.180	Rh = 331.514 kN Eh = 9.734 kN Rh/(Eh * gR;h) = 34.059	Rh = 297.533 kN Eh = 7.395 kN Rh/(Eh * gR;h) = 40.236
Renversement ()	Mr,o = 544.176 kN.m Mm,o = 6.390 kN.m Mm,o/Mr,o = 85.160	Mr,o = 512.643 kN.m Mm,o = 13.718 kN.m Mm,o/Mr,o = 37.371	Mr,o = 455.836 kN.m Mm,o = 10.134 kN.m Mm,o/Mr,o = 44.982	
Poinçonnement ()	q'ref = 172.136 kPa q'lim = 4943.159 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 20.512 Excen. = -0.396 m < 0.500 m	q'ref = 152.798 kPa q'lim = 4844.535 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 22.647 Excen. = -0.165 m < 0.498 m	q'ref = 136.062 kPa q'lim = 4869.291 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 25.562 Excen. = -0.146 m < 0.497 m	

RESULTATS DE CALCULS INTERMEDIAIRES (METHODE CLASSIQUE)

Statique		Sismique Pesant		Sismique Allégeant	
Excentricité = -0.565	id = 0.985	Excentricité = -0.314	id = 0.958	Excentricité = -0.294	id = 0.965
qmin = 0.000 kPa	qmax = 195.699 kPa	qmin = 36.050 kPa	qmax = 159.107 kPa	qmin = 36.058 kPa	qmax = 140.553 kPa
qref = 146.774 kPa	Vol. mur = 12.215 m ²	qref = 128.343 kPa	Vol. mur = 12.215 m ²	qref = 114.429 kPa	Vol. mur = 12.215 m ²



GEOMUR© v2.09 du 24/09/2014 développé par GEOS
 site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr

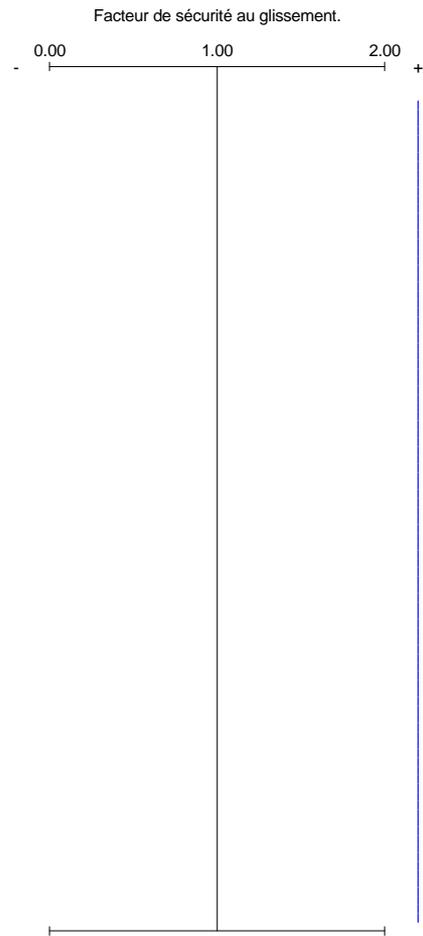
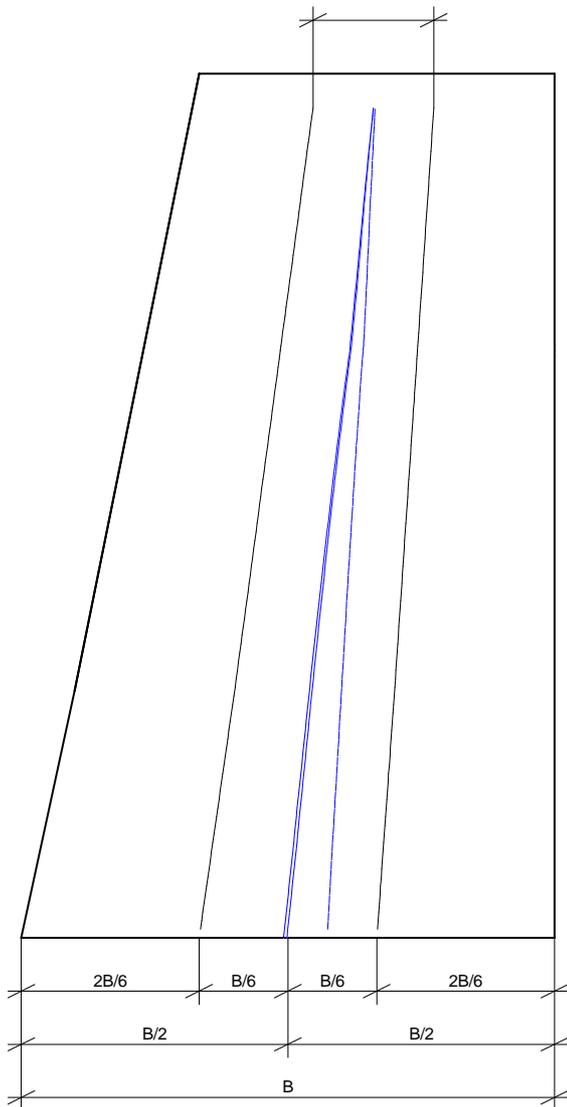
GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1
 Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS

Tél : 04 50 95 38 14
 Fax : 04 50 95 99 36

1508198S_FV	30/11/2015 - 16:12	Opération BAYLE COSTE DU LAC	FIGURE STEP1 - 2/6
		Station d'épuration - Soutènement amont 1	

STABILITE INTERNE (Méthode classique)

mur en maçonnerie : La résultante doit passer dans le tiers central.



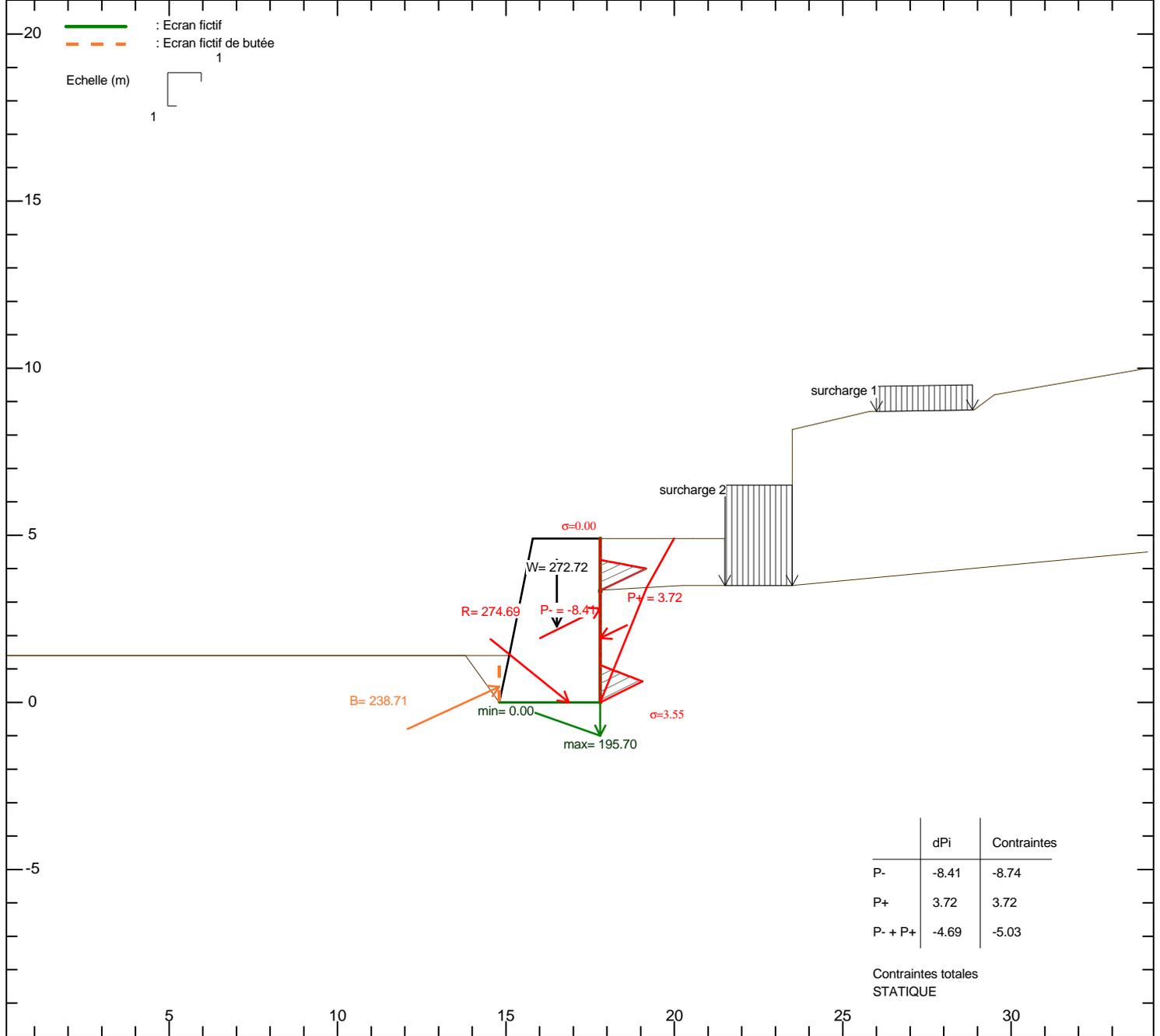
Caractéristiques internes du mur (Methode classique):

C ϕ
40.00 40.00

Conditions vérifiées :	
Résultante :	Glissement :
en statique -> OUI	; OUI
en séime pesant -> OUI	; OUI
en séime allégeant -> OUI	; OUI

Légende :	
-----	: statique
- - - - -	: sismique pesant
-----	: sismique allégeant

1508198S_FV	30/11/2015 - 16:12	Opération BAYLE COSTE DU LAC	FIGURE STEP1 - 3/6
		Station d'épuration - Soutènement amont 1	

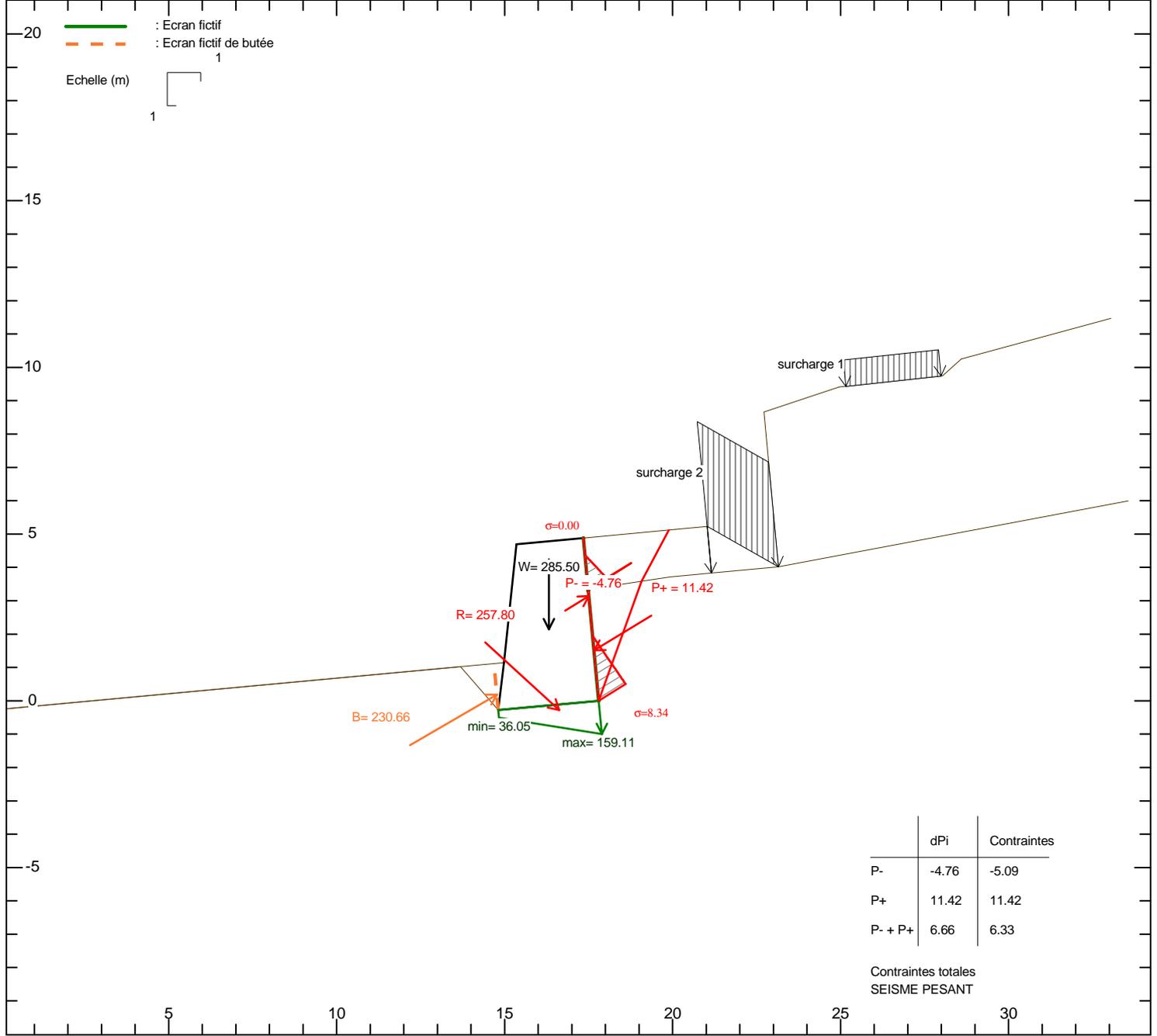


POIDS DU MUR	W= 272.72 kN	Xg= 16.51 m	Yg= 2.27 m
dont : W mur= 268.73 kN	W charges= 0.00 kN	W sol/semelle= 3.99 kN	W sol sous semelle= 0.00 kN
		W eau= 0.00 kN	

POUSSEE TOTALE	P= 3.72 kN	$\tau = 25.85^\circ$	Pv = 1.62 kN	Ph = 3.34 kN	X = 17.80 m	Y = 1.92 m
--- Poussée due au sol	P= 3.72 kN	$\tau = 25.85^\circ$	Pv = 1.62 kN	Ph = 3.34 kN	X = 17.80 m	Y = 1.91 m
--- Poussée due aux charges	P= 0.00 kN	$\tau = 0.00^\circ$	Pv = 0.00 kN	Ph = 0.00 kN	X = 0.00 m	Y = 0.00 m

BUTEE RESULTANTE	B= 238.71 kN	$\tau = 25.00^\circ$	Bv= 100.88 kN	Bh= 216.35 kN	X = 14.80 m	Y = 0.47 m
	R= 274.69 kN	$\tau = 140.84^\circ$	Rv= 173.46 kN	Rh= -213.00 kN	X = 16.87 m	Y = 0.00 m

1508198S_FV	30/11/2015 - 16:12	Opération BAYLE COSTE DU LAC	FIGURE STEP1 - 4/6
		Station d'épuration - Soutènement amont 1	



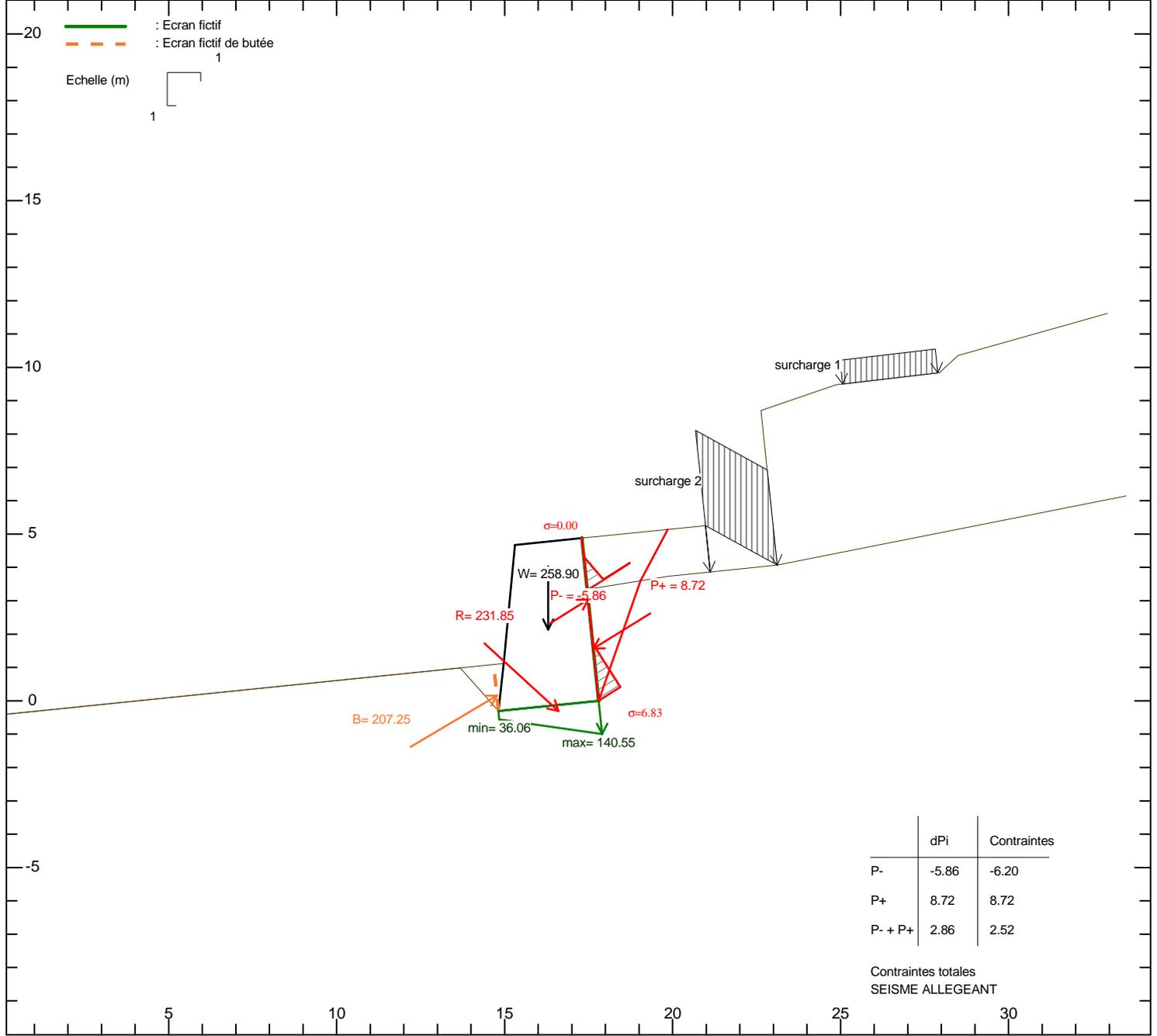
POIDS DU MUR	W= 285.50 kN	Xg= 16.32 m	Yg= 2.15 m
dont : W mur= 283.13 kN	W charges= 0.00 kN	W sol/semelle= 2.37 kN	W sol sous semelle= 0.00 kN
		W eau= 0.00 kN	

POUSSEE TOTALE	P= 11.42 kN	$\tau = 31.53^\circ$	Pv = 5.97 kN	Ph = 9.73 kN	X = 17.66 m	Y = 1.51 m
--- Poussée due au sol	P= 11.42 kN	$\tau = 31.53^\circ$	Pv = 5.97 kN	Ph = 9.73 kN	X = 17.66 m	Y = 1.50 m
--- Poussée due aux charges	P= 0.00 kN	$\tau = 0.00^\circ$	Pv = 0.00 kN	Ph = 0.00 kN	X = 0.00 m	Y = 0.00 m

BUTEE RESULTANTE	B= 230.66 kN	$\tau = 30.34^\circ$	Bv= 116.50 kN	Bh= 199.07 kN	X = 14.77 m	Y = 0.19 m
	R= 257.80 kN	$\tau = 137.26^\circ$	Rv= 174.96 kN	Rh= -189.34 kN	X = 16.62 m	Y = -0.28 m


GEOMUR® v2.09 du 24/09/2014 développé par GEOS GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1 Tél : 04 50 95 38 14
 site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS Fax : 04 50 95 99 36

1508198S_FV	30/11/2015 - 16:12	Opération BAYLE COSTE DU LAC	FIGURE STEP1 - 5/6
		Station d'épuration - Soutènement amont 1	



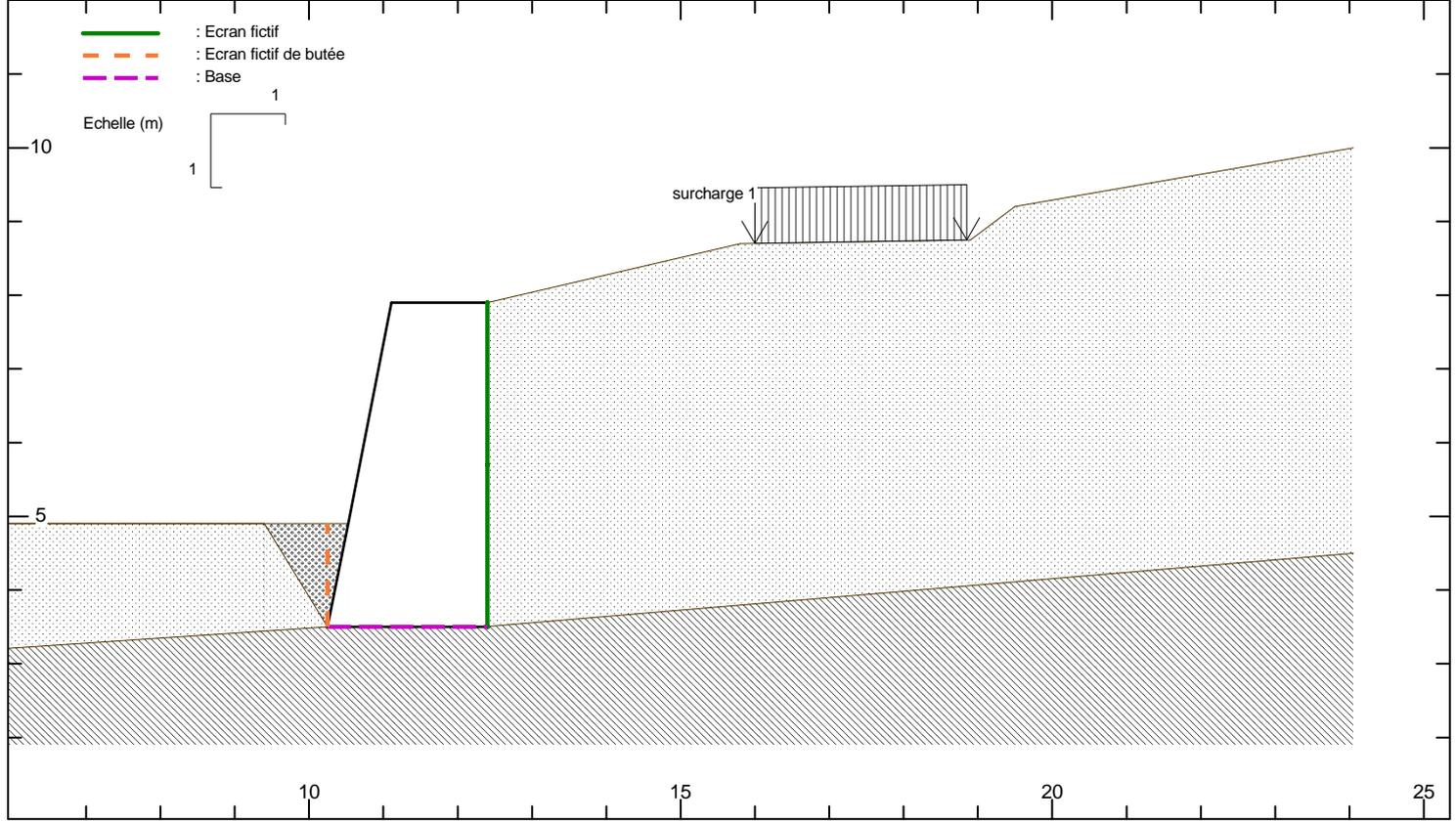
POIDS DU MUR	W= 258.90 kN	Xg= 16.30 m	Yg= 2.13 m
dont : W mur= 256.92 kN	W charges= 0.00 kN	W sol/semelle= 1.98 kN	W sol sous semelle= 0.00 kN
		W eau= 0.00 kN	

POUSSEE TOTALE	P= 8.72 kN	$\tau = 32.02^\circ$	Pv = 4.63 kN	Ph = 7.39 kN	X = 17.64 m	Y = 1.56 m
Poussée due au sol	P= 8.72 kN	$\tau = 32.02^\circ$	Pv = 4.63 kN	Ph = 7.39 kN	X = 17.64 m	Y = 1.55 m
Poussée due aux charges	P= 0.00 kN	$\tau = 0.00^\circ$	Pv = 0.00 kN	Ph = 0.00 kN	X = 0.00 m	Y = 0.00 m

BUTEE RESULTANTE	B= 207.25 kN	$\tau = 30.88^\circ$	Bv= 106.38 kN	Bh= 177.87 kN	X = 14.77 m	Y = 0.16 m
	R= 231.85 kN	$\tau = 137.33^\circ$	Rv= 157.14 kN	Rh= -170.47 kN	X = 16.60 m	Y = -0.31 m


GEOMUR® v2.09 du 24/09/2014 développé par GEOS GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1 Tél : 04 50 95 38 14
 site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS Fax : 04 50 95 99 36

1508198S_FV	30/11/2015 - 16:12	Opération BAYLE COSTE DU LAC	FIGURE STEP1 - 6/6
		Station d'épuration - Soutènement amont 1	



GEOMUR© v2.09 du 24/09/2014 développé par GEOS
 site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1
 Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS

Tél : 04 50 95 38 14
 Fax : 04 50 95 99 36

SOLS	γ	C	ϕ	δ	Ca
	19.00	3.00	37.00	23.00	0.00
	20.00	15.00	45.00	30.00	0.00
	19.00	0.00	37.00	25.00	0.00
butée	19.00	0.00	37.00	25.00	0.00

MUR	γ	BASE	C	ϕ	q0	qu	Type sol
	22.00		0.00	45.00	50.00	5000.00	cohérent

SURCHARGES	Xg	Xd	Qg	Qd	α
1	16.00	18.85	15.00	15.00	0.00

Fichier : STEP-soutènement2-2m.gmr
 Unités : KN, m
 Méthode de CULMANN
 Surfaces brisées précalculées
 Xi incliné à delta

Prise en compte de la cohésion pour le calcul des poussées :
 Intégration de la partie positive du diagramme des contraintes, calculé avec la cohésion.

Séisme
 $\sigma_h = 0.098$
 $\sigma_v = 0.049$

1508198S_FV	30/11/2015 - 16:26	Opération BAYLE COSTE DU LAC	FIGURE STEP1-M2 - 1/6
		Station d'épuration - Soutènement amont 2	

Facteurs de sécurité partiels	Critère Eurocodes 7	Statique	Sismique	
			Pesant	Allégeant
		Coefficient Surdimensionnement	Coefficient Surdimensionnement	Coefficient Surdimensionnement
Actions permanentes défavorables $\gamma_g = 1.350$ variables défavorables $\gamma_q = 1.500$ permanentes favorables $\gamma_g = 1.000$ variables favorables $\gamma_q = 0.000$ Résistances portance $\gamma_{R,v} = 1.400$ glissement $\gamma_{R,h} = 1.100$ résistance des terres $\gamma_{R,e} = 1.400$ Eau Etat limite considéré : ELS Fréquent Actions défavorables de l'eau $\gamma_{R,rs} = 1.000$	Approche 2 - Cas 1 : Poussée défavorable	Rh = 260.181 kN Eh = 43.251 kN Rh/(Eh * gR;h) = 6.016	Rh = 261.820 kN Eh = 67.865 kN Rh/(Eh * gR;h) = 3.858	Rh = 236.026 kN Eh = 62.071 kN Rh/(Eh * gR;h) = 3.803
	Glissement ()	Mr,o = 323.617 kN.m Mm,o = 53.987 kN.m Mm,o/Mr,o = 5.994	Mr,o = 331.566 kN.m Mm,o = 93.907 kN.m Mm,o/Mr,o = 3.531	Mr,o = 298.490 kN.m Mm,o = 85.600 kN.m Mm,o/Mr,o = 3.487
	Renversement ()	q'ref = 165.538 kPa q'lim = 3970.613 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 17.133 Excen. = -0.313 m < 0.358 m	q'ref = 134.307 kPa q'lim = 3600.710 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 19.150 Excen. = -0.028 m < 0.357 m	q'ref = 119.390 kPa q'lim = 3595.290 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 21.510 Excen. = -0.009 m < 0.356 m
	Poinçonnement ()			
	Approche 2 - Cas 2 : Poussée favorable	Rh = 255.853 kN Eh = 32.038 kN Rh/(Eh * gR;h) = 7.986	Rh = 252.953 kN Eh = 50.270 kN Rh/(Eh * gR;h) = 5.032	Rh = 227.717 kN Eh = 45.978 kN Rh/(Eh * gR;h) = 4.953
	Glissement ()	Mr,o = 313.383 kN.m Mm,o = 39.990 kN.m Mm,o/Mr,o = 7.837	Mr,o = 311.814 kN.m Mm,o = 68.624 kN.m Mm,o/Mr,o = 4.544	Mr,o = 280.089 kN.m Mm,o = 62.465 kN.m Mm,o/Mr,o = 4.484
Renversement ()	q'ref = 169.087 kPa q'lim = 4208.244 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 17.777 Excen. = -0.356 m < 0.358 m	q'ref = 140.206 kPa q'lim = 3896.822 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 19.853 Excen. = -0.088 m < 0.357 m	q'ref = 124.632 kPa q'lim = 3891.309 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 22.302 Excen. = -0.069 m < 0.356 m	
Poinçonnement ()				

RESULTATS DE CALCULS INTERMEDIAIRES (METHODE CLASSIQUE)

Statique		Sismique Pesant		Sismique Allégeant	
Excentricité = -0.572	id = 0.792	Excentricité = -0.252	id = 0.717	Excentricité = -0.230	id = 0.716
qmin = 0.000 kPa	qmax = 243.209 kPa	qmin = 28.240 kPa	qmax = 163.335 kPa	qmin = 30.902 kPa	qmax = 143.714 kPa
qref = 182.407 kPa	Vol. mur = 7.554 m ²	qref = 129.561 kPa	Vol. mur = 7.554 m ²	qref = 115.511 kPa	Vol. mur = 7.554 m ²



GEOMUR© v2.09 du 24/09/2014 développé par GEOS
 site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr

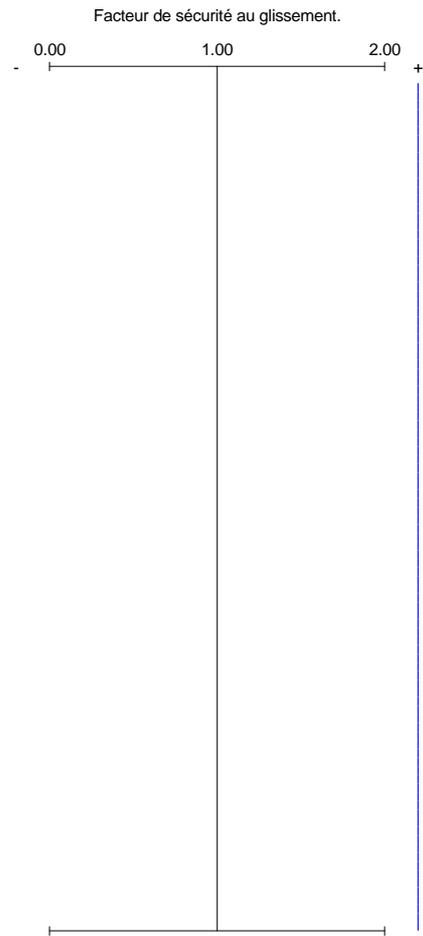
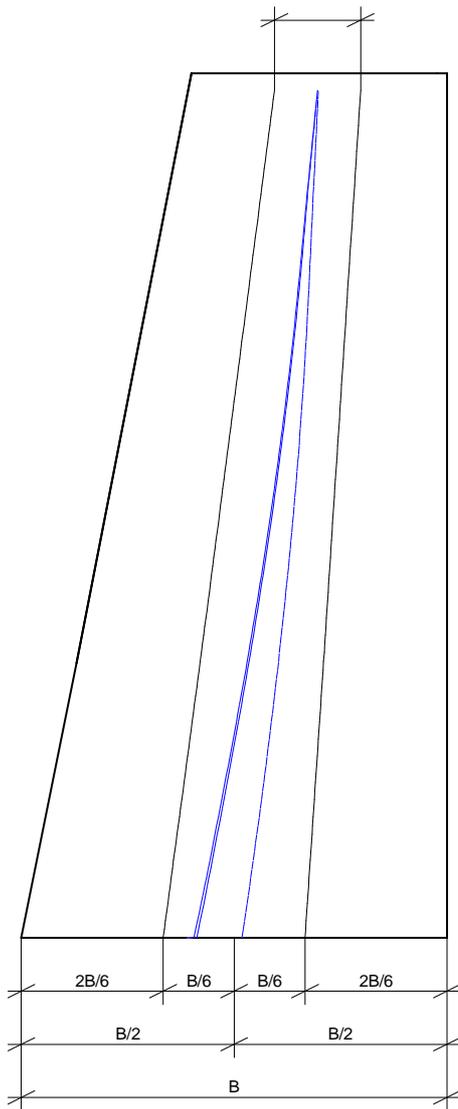
GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1
 Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS

Tél : 04 50 95 38 14
 Fax : 04 50 95 99 36

1508198S_FV	30/11/2015 - 16:26	Opération BAYLE COSTE DU LAC	FIGURE STEP1-M2 - 2/6
		Station d'épuration - Soutènement amont 2	

STABILITE INTERNE (Méthode classique)

mur en maçonnerie : La résultante doit passer dans le tiers central.



Caractéristiques internes du mur (Méthode classique):

C ϕ
40.00 40.00

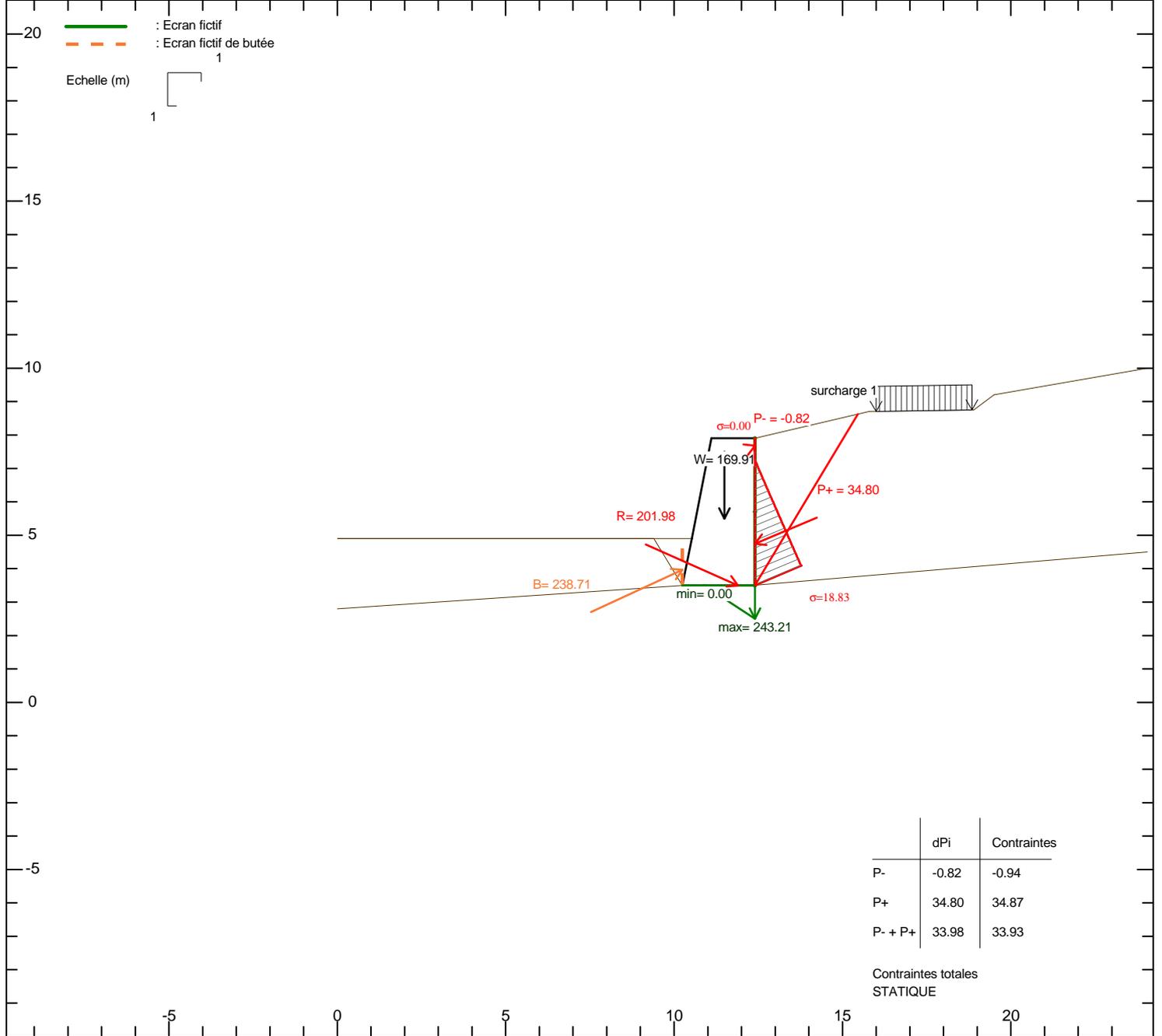
Conditions vérifiées :

Résultante :	Glissement :
en statique -> OUI	; OUI
en séime pesant -> OUI	; OUI
en séime allégeant -> OUI	; OUI

Légende :

- : statique
- - - - - : sismique pesant
- : sismique allégeant

1508198S_FV	30/11/2015 - 16:26	Opération BAYLE COSTE DU LAC	FIGURE STEP1-M2 - 3/6
		Station d'épuration - Soutènement amont 2	



POIDS DU MUR	W= 169.91 kN	Xg= 11.50 m	Yg= 5.49 m
dont : W mur= 166.19 kN	W charges= 0.00 kN	W sol/semelle= 3.72 kN	W sol sous semelle= 0.00 kN
		W eau= 0.00 kN	

POUSSEE TOTALE	P= 34.80 kN	$\tau = 23.00^\circ$	Pv = 13.60 kN	Ph = 32.04 kN	X = 12.40 m	Y = 4.75 m
Poussée due au sol	P= 34.80 kN	$\tau = 23.00^\circ$	Pv = 13.60 kN	Ph = 32.04 kN	X = 12.40 m	Y = 4.75 m
Poussée due aux charges	P= 0.00 kN	$\tau = 0.00^\circ$	Pv = 0.00 kN	Ph = 0.00 kN	X = 0.00 m	Y = 0.00 m

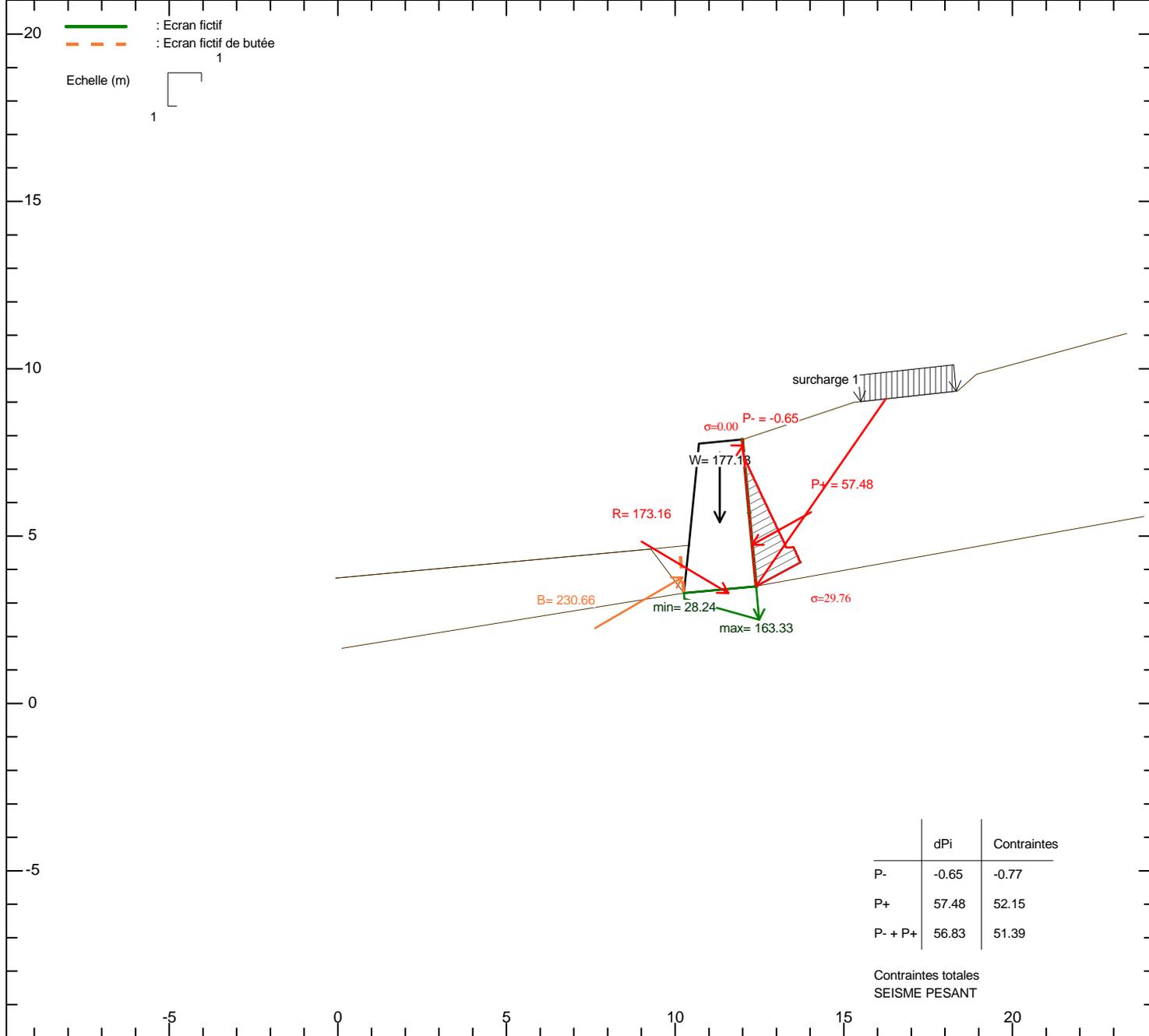
BUTEE RESULTANTE	B= 238.71 kN	$\tau = 25.00^\circ$	Bv= 100.88 kN	Bh= 216.35 kN	X = 10.25 m	Y = 3.97 m
	R= 201.98 kN	$\tau = 155.85^\circ$	Rv= 82.63 kN	Rh= -184.31 kN	X = 11.90 m	Y = 3.50 m


GEOMUR® v2.09 du 24/09/2014 développé par GEOS
 site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1
 Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS

Tél : 04 50 95 38 14
 Fax : 04 50 95 99 36

1508198S_FV	30/11/2015 - 16:26	Opération BAYLE COSTE DU LAC	FIGURE STEP1-M2 - 4/6
		Station d'épuration - Soutènement amont 2	



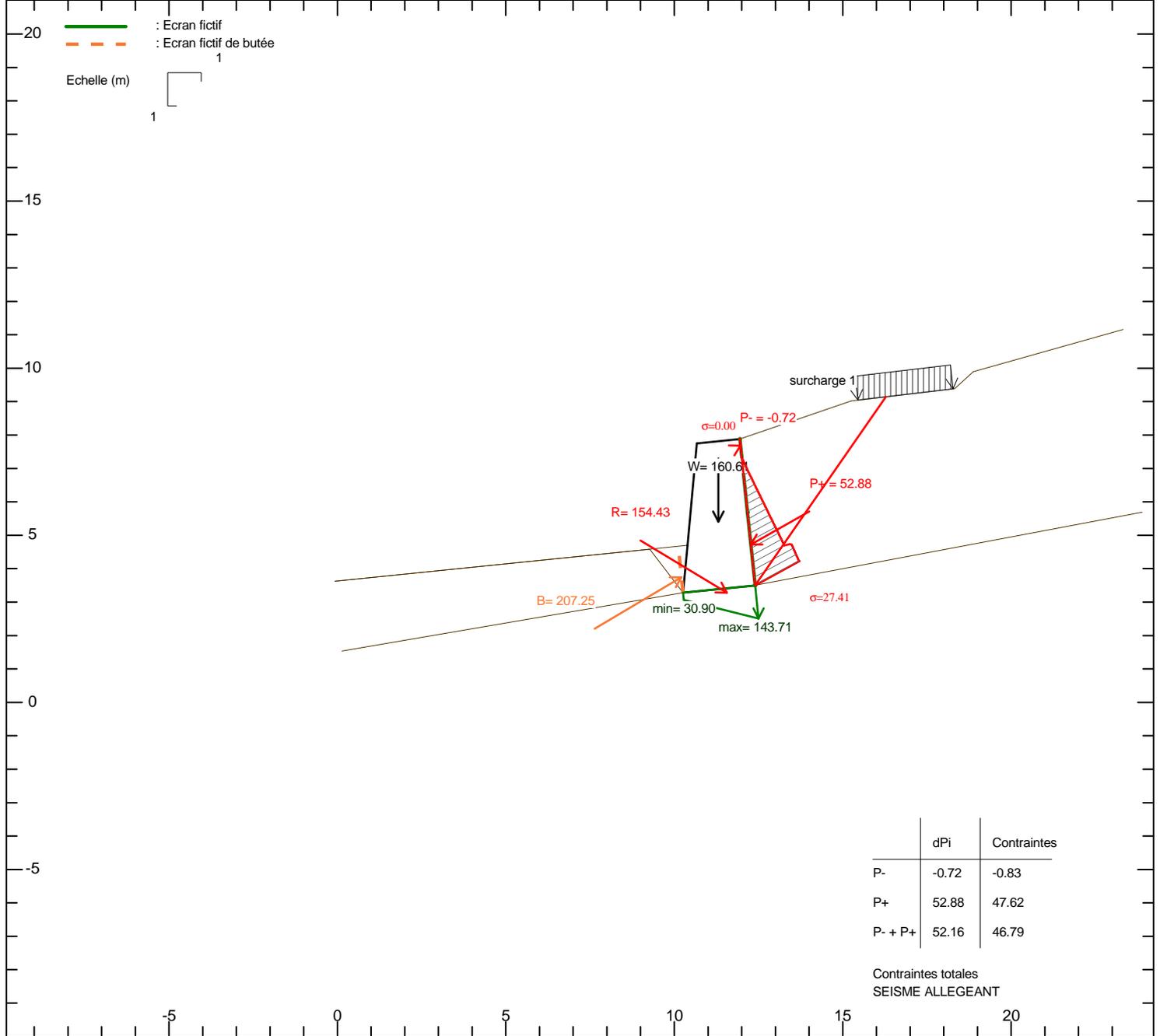
POIDS DU MUR	W= 177.18 kN	Xg= 11.33 m	Yg= 5.41 m
dont : W mur= 175.09 kN	W charges= 0.00 kN	W sol/semelle= 2.09 kN	W sol sous semelle= 0.00 kN
		W eau= 0.00 kN	

POUSSEE TOTALE	P= 57.48 kN	$\tau = 29.00^\circ$	Pv = 27.87 kN	Ph = 50.27 kN	X = 12.28 m	Y = 4.74 m
--- Poussée due au sol	P= 53.84 kN	$\tau = 28.99^\circ$	Pv = 26.10 kN	Ph = 47.10 kN	X = 12.28 m	Y = 4.79 m
--- Poussée due aux charges	P= 3.63 kN	$\tau = 29.17^\circ$	Pv = 1.77 kN	Ph = 3.17 kN	X = 12.36 m	Y = 3.92 m

BUTEE RESULTANTE	B= 230.66 kN	$\tau = 30.34^\circ$	Bv= 116.50 kN	Bh= 199.07 kN	X = 10.22 m	Y = 3.76 m
	R= 173.16 kN	$\tau = 149.25^\circ$	Rv= 88.55 kN	Rh= -148.80 kN	X = 11.58 m	Y = 3.30 m


GEOMUR® v2.09 du 24/09/2014 développé par GEOS GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1 Tél : 04 50 95 38 14
 site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS Fax : 04 50 95 99 36

1508198S_FV	30/11/2015 - 16:26	Opération BAYLE COSTE DU LAC	FIGURE STEP1-M2 - 5/6
		Station d'épuration - Soutènement amont 2	



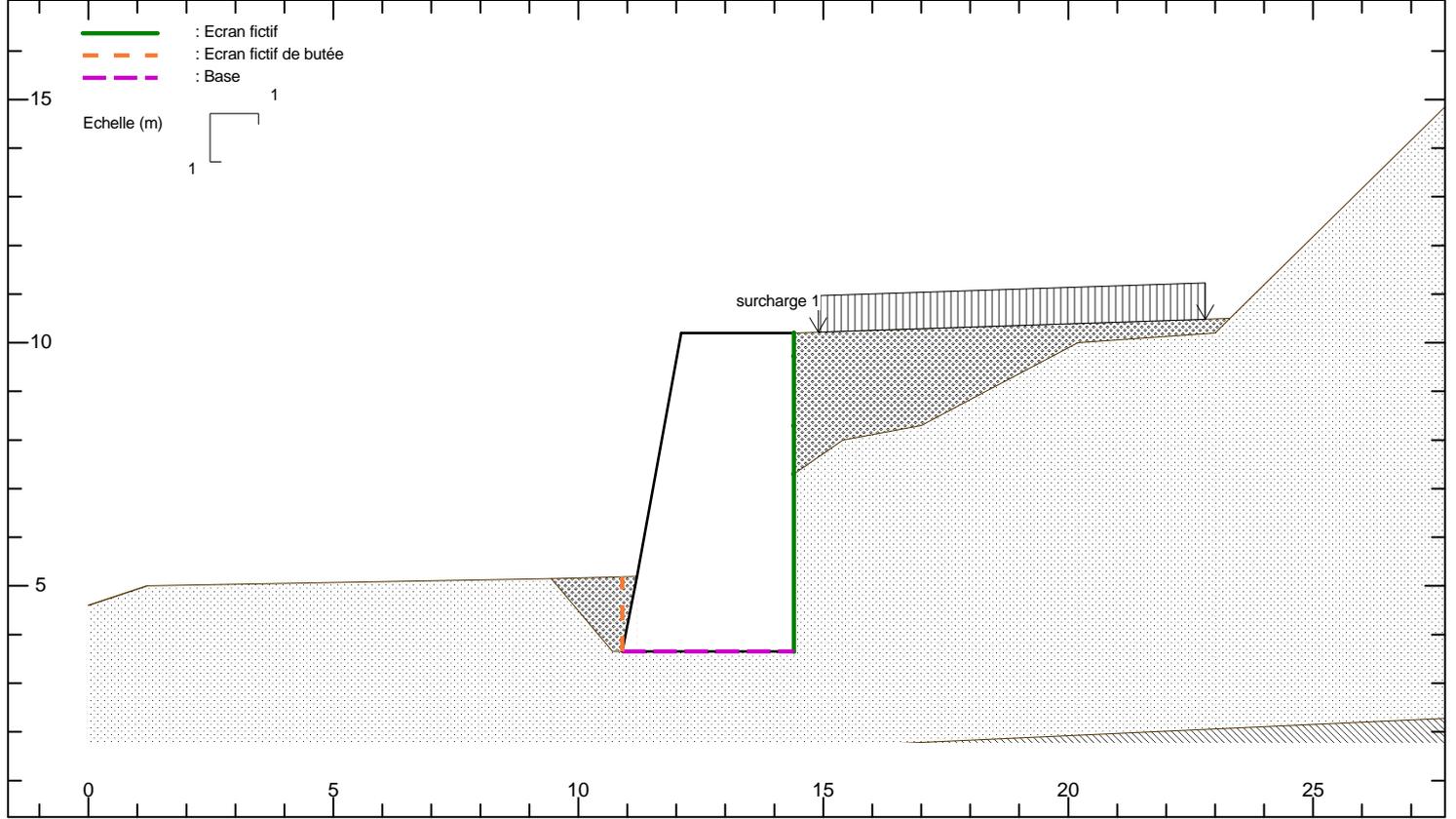
POIDS DU MUR	W= 160.61 kN	Xg= 11.31 m	Yg= 5.40 m
dont : W mur= 158.88 kN	W charges= 0.00 kN	W sol/semelle= 1.73 kN	W sol sous semelle= 0.00 kN
		W eau= 0.00 kN	

POUSSEE TOTALE	P= 52.88 kN	$\tau = 29.60^\circ$	Pv = 26.12 kN	Ph = 45.98 kN	X = 12.27 m	Y = 4.72 m
Poussée due au sol	P= 49.24 kN	$\tau = 29.58^\circ$	Pv = 24.31 kN	Ph = 42.82 kN	X = 12.27 m	Y = 4.77 m
Poussée due aux charges	P= 3.63 kN	$\tau = 29.76^\circ$	Pv = 1.80 kN	Ph = 3.15 kN	X = 12.35 m	Y = 3.94 m

BUTEE RESULTANTE	B= 207.25 kN	$\tau = 30.88^\circ$	Bv= 106.38 kN	Bh= 177.87 kN	X = 10.21 m	Y = 3.74 m
	R= 154.43 kN	$\tau = 148.65^\circ$	Rv= 80.34 kN	Rh= -131.89 kN	X = 11.56 m	Y = 3.28 m


GEOMUR® v2.09 du 24/09/2014 développé par GEOS GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1 Tél : 04 50 95 38 14
 site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS Fax : 04 50 95 99 36

1508198S_FV	30/11/2015 - 16:26	Opération BAYLE COSTE DU LAC	FIGURE STEP1-M2 - 6/6
		Station d'épuration - Soutènement amont 2	



GEOMUR© v2.09 du 24/09/2014 développé par GEOS
 site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1
 Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS

Tél : 04 50 95 38 14
 Fax : 04 50 95 99 36

SOLS	γ	C	ϕ	δ	Ca
	19.00	3.00	37.00	25.00	0.00
	19.00	0.00	35.00	23.00	0.00
	20.00	15.00	45.00	0.00	0.00
butée	19.00	0.00	35.00	23.00	0.00

MUR	γ	BASE	C	ϕ	q0	qu	Type sol
	22.00		0.00	37.00	50.00	1100.00	cohérent

SURCHARGES	Xg	Xd	Qg	Qd	α
1	14.90	22.80	15.00	15.00	0.00

Fichier : Parking2_enrochement-GG.gmr
 Unités : KN, m
 Méthode de CULMANN
 Surfaces brisées précalculées
 Xi incliné à delta

Prise en compte de la cohésion pour le calcul des poussées :
 Intégration de la partie positive du diagramme des contraintes, calculé avec la cohésion.

Séisme
 $\sigma_h = 0.132$
 $\sigma_v = 0.066$

1508198S_FV	30/11/2015 - 16:4	Opération BAYLE COSTE DU LAC	FIGURE P2-1 - 1/6
		Parking 2 - Soutènement - enrochements bétonnés GG'	

Facteurs de sécurité partiels	Critère Eurocodes 7	Statique	Sismique	
			Pesant	Allégeant
		Coefficient Surdimensionnement	Coefficient Surdimensionnement	Coefficient Surdimensionnement
Actions permanentes défavorables $\gamma_g = 1.350$ variables défavorables $\gamma_q = 1.500$ permanentes favorables $\gamma_g = 1.000$ variables favorables $\gamma_q = 0.000$ Résistances portance $\gamma_{R,v} = 1.400$ glissement $\gamma_{R,h} = 1.100$ résistance des terres $\gamma_{R,e} = 1.400$ Eau Etat limite considéré : ELS Fréquent Actions défavorables de l'eau $\gamma_{R,rs} = 1.000$	Approche 2 - Cas 1 : Poussée défavorable	Rh = 421.818 kN Eh = 124.976 kN Rh/(Eh * gR;h) = 3.375	Rh = 451.179 kN Eh = 170.441 kN Rh/(Eh * gR;h) = 2.647	Rh = 395.884 kN Eh = 151.905 kN Rh/(Eh * gR;h) = 2.606
	Glissement ()	Mr,o = 1115.081 kN.m Mm,o = 300.968 kN.m Mm,o/Mr,o = 3.705	Mr,o = 1128.325 kN.m Mm,o = 481.251 kN.m Mm,o/Mr,o = 2.345	Mr,o = 977.751 kN.m Mm,o = 438.883 kN.m Mm,o/Mr,o = 2.228
	Renversement ()	q'ref = 182.722 kPa q'lim = 852.832 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 3.334 Excen. = -0.027 m < 0.583 m	q'ref = 286.867 kPa q'lim = 809.037 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 2.014 Excen. = 0.465 m < 0.579 m	q'ref = 264.548 kPa q'lim = 807.059 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 2.179 Excen. = 0.529 m < 0.578 m
	Poinçonnement ()			
	Approche 2 - Cas 2 : Poussée favorable	Rh = 411.724 kN Eh = 92.574 kN Rh/(Eh * gR;h) = 4.447	Rh = 432.616 kN Eh = 126.252 kN Rh/(Eh * gR;h) = 3.427	Rh = 378.700 kN Eh = 112.522 kN Rh/(Eh * gR;h) = 3.366
	Glissement ()	Mr,o = 1063.511 kN.m Mm,o = 222.939 kN.m Mm,o/Mr,o = 4.770	Mr,o = 1042.220 kN.m Mm,o = 355.357 kN.m Mm,o/Mr,o = 2.933	Mr,o = 899.323 kN.m Mm,o = 323.963 kN.m Mm,o/Mr,o = 2.776
Renversement ()	q'ref = 191.306 kPa q'lim = 908.463 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 3.392 Excen. = -0.113 m < 0.583 m	q'ref = 257.471 kPa q'lim = 870.151 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 2.414 Excen. = 0.356 m < 0.579 m	q'ref = 237.336 kPa q'lim = 868.139 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 2.613 Excen. = 0.418 m < 0.578 m	
Poinçonnement ()				

RESULTATS DE CALCULS INTERMEDIAIRES (METHODE CLASSIQUE)					
Statique		Sismique Pesant		Sismique Allégeant	
Excentricité = -0.124	id = 0.765	Excentricité = 0.383	id = 0.723	Excentricité = 0.450	id = 0.721
qmin = 104.259 kPa	qmax = 160.415 kPa	qmin = 51.208 kPa	qmax = 252.073 kPa	qmin = 29.751 kPa	qmax = 239.099 kPa
qref = 146.376 kPa	Vol. mur = 18.941 m ²	qref = 201.857 kPa	Vol. mur = 18.941 m ²	qref = 186.762 kPa	Vol. mur = 18.941 m ²



GEOMUR© v2.09 du 24/09/2014 développé par GEOS
 site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr

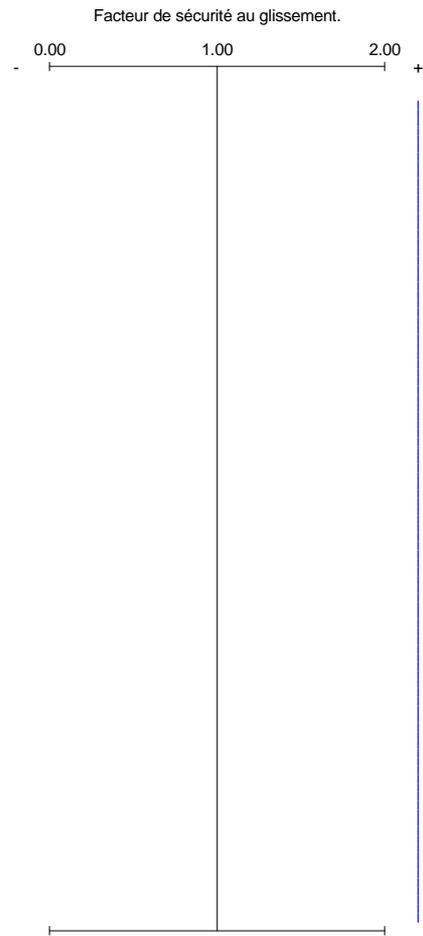
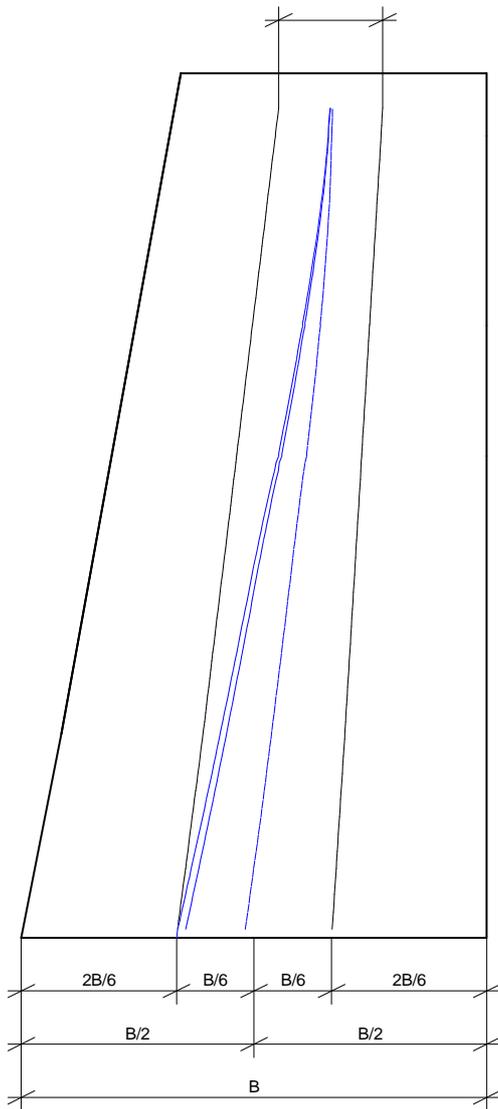
GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1
 Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS

Tél : 04 50 95 38 14
 Fax : 04 50 95 99 36

1508198S_FV	30/11/2015 - 16:4	Opération BAYLE COSTE DU LAC	FIGURE P2-1 - 2/6
		Parking 2 - Soutènement - enrochements bétonnés GG'	

STABILITE INTERNE (Méthode classique)

mur en maçonnerie : La résultante doit passer dans le tiers central.



Caractéristiques internes du mur (Méthode classique):

C ϕ
40.00 40.00

Conditions vérifiées :

Résultante :	Glissement :
en statique -> OUI	; OUI
en séime pesant -> OUI	; OUI
en séime allégeant -> OUI	; OUI

Légende :

-----	: statique
- - - - -	: sismique pesant
-----	: sismique allégeant



GEOMUR© v2.09 du 24/09/2014 développé par GEOS
site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1
Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS

Tél : 04 50 95 38 14
Fax : 04 50 95 99 36

1508198S_FV 30/11/2015 - 16:4

Opération BAYLE COSTE DU LAC

Parking 2 - Soutènement - enrochements bétonnés GG'

FIGURE
P2-1 - 3/6

— : Ecran fictif
 - - - : Ecran fictif de butée

Echelle (m)



105

100

95

90

-5

0

5

10

	dPi	Contraintes
P-	-0.00	-0.00
P+	101.70	101.81
P- + P+	101.70	101.81

Contraintes totales
 STATIQUE

POIDS DU MUR

dont : W mur= 416.70 kN

W= 421.08 kN

W charges= 0.00 kN

W sol/semelle= 4.39 kN

Xg= 12.91 m

Yg= 6.68 m

W sol sous semelle= 0.00 kN

W eau= 0.00 kN

POUSSEE TOTALE

P= 101.70 kN

$\tau = 24.45^\circ$

Pv = 42.10 kN

Ph = 92.57 kN

X = 14.40 m

Y = 6.06 m

--- Poussée due au sol

P= 81.56 kN

$\tau = 24.52^\circ$

Pv = 33.84 kN

Ph = 74.20 kN

X = 14.40 m

Y = 5.91 m

--- Poussée due aux charges

P= 20.14 kN

$\tau = 24.20^\circ$

Pv = 8.26 kN

Ph = 18.37 kN

X = 14.40 m

Y = 6.65 m

**BUTEE
 RESULTANTE**

B= 202.49 kN

$\tau = 23.00^\circ$

Bv= 79.12 kN

Bh= 186.39 kN

X = 10.90 m

Y = 4.16 m

R= 395.35 kN

$\tau = 103.73^\circ$

Rv= 384.06 kN

Rh= -93.82 kN

X = 12.77 m

Y = 3.65 m



GEOMUR© v2.09 du 24/09/2014 développé par GEOS
 site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1
 Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS

Tél : 04 50 95 38 14
 Fax : 04 50 95 99 36

1508198S_FV

30/11/2015 - 16:4

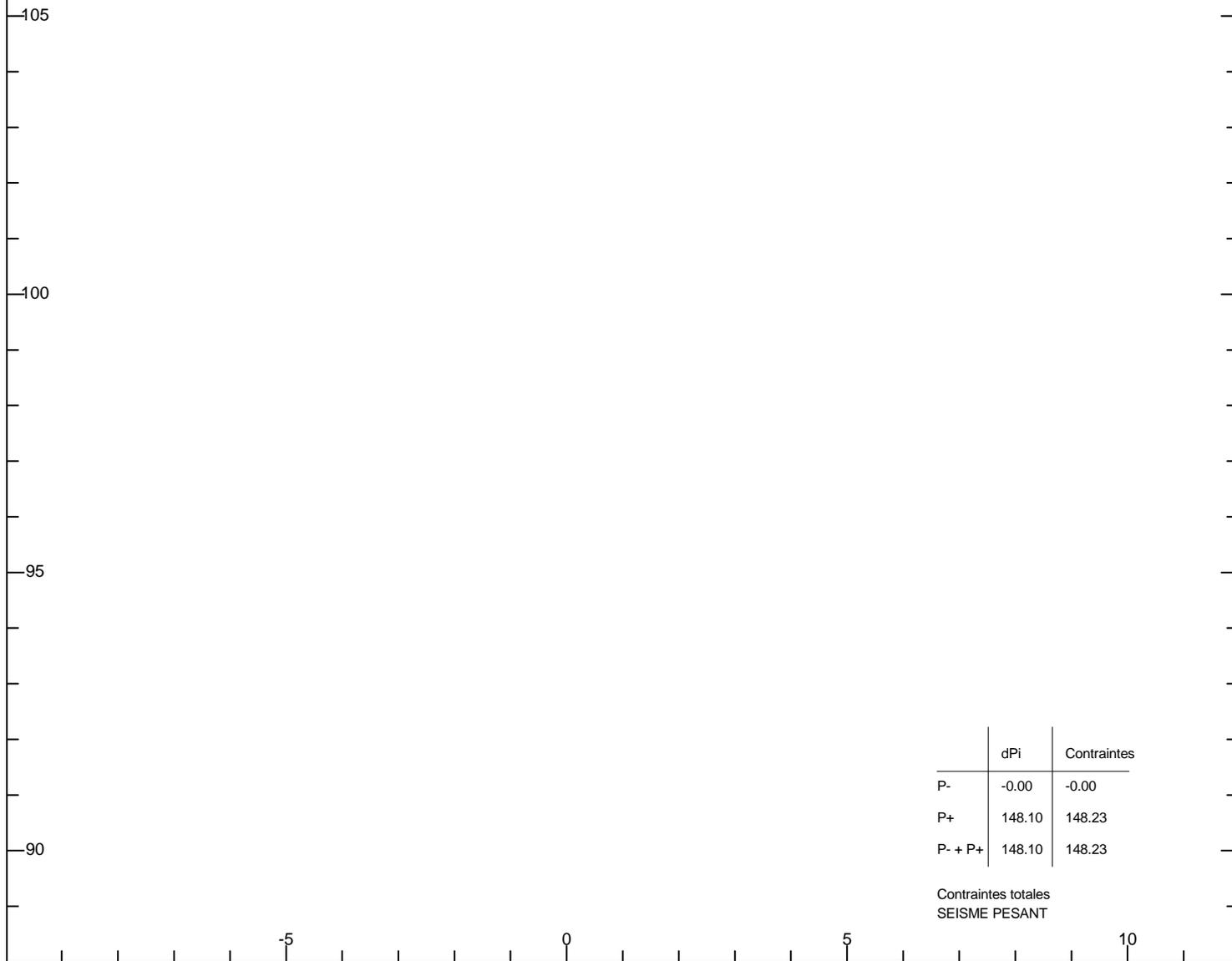
Opération BAYLE COSTE DU LAC

Parking 2 - Soutènement - enrochements bétonnés GG'

FIGURE
 P2-1 - 4/6

— : Ecran fictif
 - - - : Ecran fictif de butée

Echelle (m)



POIDS DU MUR	W= 449.30 kN	Xg= 12.56 m	Yg= 6.49 m
dont : W mur= 447.59 kN	W charges= 0.00 kN	W sol/semelle= 1.71 kN	W sol sous semelle= 0.00 kN
		W eau= 0.00 kN	

POUSSEE TOTALE	P= 148.10 kN	$\tau = 31.52^\circ$	Pv = 77.42 kN	Ph = 126.25 kN	X = 14.11 m	Y = 6.07 m
--- Poussée due au sol	P= 119.11 kN	$\tau = 31.59^\circ$	Pv = 62.39 kN	Ph = 101.46 kN	X = 14.12 m	Y = 5.91 m
--- Poussée due aux charges	P= 28.99 kN	$\tau = 31.23^\circ$	Pv = 15.03 kN	Ph = 24.79 kN	X = 14.03 m	Y = 6.72 m

BUTEE RESULTANTE	B= 192.39 kN	$\tau = 30.06^\circ$	Bv= 96.37 kN	Bh= 166.52 kN	X = 10.86 m	Y = 3.73 m
	R= 432.23 kN	$\tau = 95.35^\circ$	Rv= 430.35 kN	Rh= -40.27 kN	X = 12.28 m	Y = 3.22 m



GEOMUR© v2.09 du 24/09/2014 développé par GEOS
 site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr

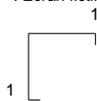
GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1
 Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS

Tél : 04 50 95 38 14
 Fax : 04 50 95 99 36

1508198S_FV	30/11/2015 - 16:4	Opération BAYLE COSTE DU LAC	FIGURE P2-1 - 5/6
		Parking 2 - Soutènement - enrochements bétonnés GG'	

— : Ecran fictif
 - - - : Ecran fictif de butée

Echelle (m)



105

100

95

90

-5

0

5

10

	dPi	Contraintes
P-	-0.00	-0.00
P+	133.41	133.53
P- + P+	133.41	133.53

Contraintes totales
 SEISME ALLEGEANT

POIDS DU MUR

dont : W mur= 393.06 kN

W= 394.19 kN

W charges= 0.00 kN

W sol/semelle= 1.13 kN

Xg= 12.52 m

Yg= 6.46 m

W sol sous semelle= 0.00 kN

W eau= 0.00 kN

POUSSEE TOTALE

P= 133.41 kN

$\tau = 32.49^\circ$

Pv = 71.67 kN

Ph = 112.52 kN

X = 14.06 m

Y = 6.07 m

--- Poussée due au sol

P= 106.98 kN

$\tau = 32.57^\circ$

Pv = 57.58 kN

Ph = 90.16 kN

X = 14.08 m

Y = 5.92 m

--- Poussée due aux charges

P= 26.43 kN

$\tau = 32.21^\circ$

Pv = 14.09 kN

Ph = 22.36 kN

X = 13.97 m

Y = 6.72 m

**BUTEE
 RESULTANTE**

B= 165.62 kN

$\tau = 31.04^\circ$

Bv= 85.41 kN

Bh= 141.90 kN

X = 10.86 m

Y = 3.67 m

R= 381.58 kN

$\tau = 94.42^\circ$

Rv= 380.45 kN

Rh= -29.38 kN

X = 12.22 m

Y = 3.16 m



GEOMUR© v2.09 du 24/09/2014 développé par GEOS
 site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1
 Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS

Tél : 04 50 95 38 14
 Fax : 04 50 95 99 36

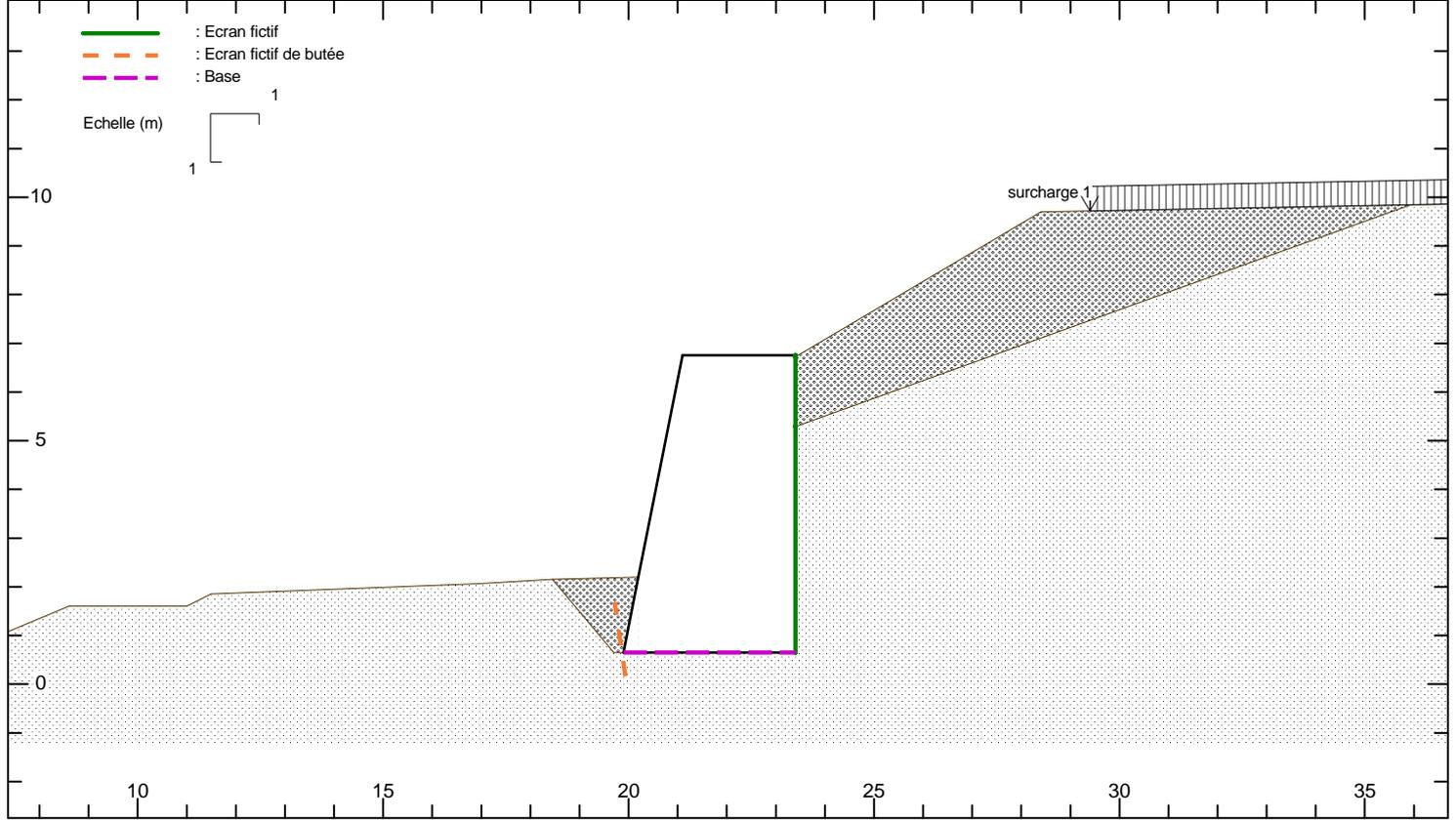
1508198S_FV

30/11/2015 - 16:4

Opération BAYLE COSTE DU LAC

Parking 2 - Soutènement - enrochements bétonnés GG'

FIGURE
 P2-1 - 6/6



GEOMUR© v2.09 du 24/09/2014 développé par GEOS
 site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1
 Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS

Tél : 04 50 95 38 14
 Fax : 04 50 95 99 36

SOLS	γ	C	ϕ	δ	Ca
1	19.00	3.00	37.00	25.00	0.00
2	19.00	0.00	37.00	23.00	0.00
butée	19.00	0.00	37.00	23.00	0.00

MUR	γ	BASE	C	ϕ	q0	qu	Type sol
	22.00		0.00	37.00	50.00	1100.00	cohérent

SURCHARGES	Xg	Xd	Qg	Qd	α
1	29.40	43.85	10.00	10.00	0.00

Fichier : Parking2_enrochement-HH.gmr
 Unités : KN, m
 Méthode de CULMANN
 Surfaces brisées précalculées
 Xi incliné à delta

Prise en compte de la cohésion pour le calcul des poussées :
 Intégration de la partie positive du diagramme des contraintes, calculé avec la cohésion.

Séisme
 $\sigma_h = 0.132$
 $\sigma_v = 0.066$

1508198S_FV	30/11/2015 - 16:8	Parking 2 - Soutènement - enrochements bétonnés	FIGURE P2-2 - 1/6
		Parking 2 - Soutènement - enrochements bétonnés HH'	

Facteurs de sécurité partiels	Critère Eurocodes 7	Statique	Sismique	
			Pesant	Allégeant
		Coefficient Surdimensionnement	Coefficient Surdimensionnement	Coefficient Surdimensionnement
Actions permanentes défavorables $\gamma_g = 1.350$ variables défavorables $\gamma_q = 1.500$ permanentes favorables $\gamma_g = 1.000$ variables favorables $\gamma_q = 0.000$ Résistances portance $\gamma_{R,v} = 1.400$ glissement $\gamma_{R,h} = 1.100$ résistance des terres $\gamma_{R,e} = 1.400$ Eau Etat limite considéré : ELS Fréquent Actions défavorables de l'eau $\gamma_{R,rs} = 1.000$	Approche 2 - Cas 1 : Poussée défavorable	Rh = 413.489 kN Eh = 132.858 kN Rh/(Eh * gR;h) = 3.112	Rh = 451.957 kN Eh = 203.948 kN Rh/(Eh * gR;h) = 2.216	Rh = 397.862 kN Eh = 183.672 kN Rh/(Eh * gR;h) = 2.166
	Glissement ()	Mr,o = 1079.241 kN.m Mm,o = 270.460 kN.m Mm,o/Mr,o = 3.990	Mr,o = 1167.962 kN.m Mm,o = 525.486 kN.m Mm,o/Mr,o = 2.223	Mr,o = 1021.937 kN.m Mm,o = 485.132 kN.m Mm,o/Mr,o = 2.107
	Renversement ()	q'ref = 181.061 kPa q'lim = 826.126 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 3.259 Excen. = -0.080 m < 0.583 m	q'ref = 279.116 kPa q'lim = 752.616 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 1.926 Excen. = 0.460 m < 0.579 m	q'ref = 258.625 kPa q'lim = 748.387 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 2.067 Excen. = 0.525 m < 0.578 m
	Poinçonnement ()			
	Approche 2 - Cas 2 : Poussée favorable	Rh = 402.555 kN Eh = 98.413 kN Rh/(Eh * gR;h) = 4.090	Rh = 429.426 kN Eh = 151.073 kN Rh/(Eh * gR;h) = 2.843	Rh = 376.793 kN Eh = 136.053 kN Rh/(Eh * gR;h) = 2.769
	Glissement ()	Mr,o = 1023.378 kN.m Mm,o = 200.340 kN.m Mm,o/Mr,o = 5.108	Mr,o = 1062.539 kN.m Mm,o = 388.038 kN.m Mm,o/Mr,o = 2.738	Mr,o = 924.803 kN.m Mm,o = 358.135 kN.m Mm,o/Mr,o = 2.582
Renversement ()	q'ref = 186.832 kPa q'lim = 886.402 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 3.389 Excen. = -0.155 m < 0.583 m	q'ref = 247.481 kPa q'lim = 821.110 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 2.370 Excen. = 0.348 m < 0.579 m	q'ref = 228.978 kPa q'lim = 816.882 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 2.548 Excen. = 0.411 m < 0.578 m	
Poinçonnement ()				

RESULTATS DE CALCULS INTERMEDIAIRES (METHODE CLASSIQUE)

Statique		Sismique Pesant		Sismique Allégeant	
Excentricité = -0.190	id = 0.739	Excentricité = 0.370	id = 0.669	Excentricité = 0.438	id = 0.665
qmin = 84.734 kPa	qmax = 166.385 kPa	qmin = 53.360 kPa	qmax = 242.612 kPa	qmin = 31.738 kPa	qmax = 231.643 kPa
qref = 145.973 kPa	Vol. mur = 16.699 m ²	qref = 195.299 kPa	Vol. mur = 16.699 m ²	qref = 181.667 kPa	Vol. mur = 16.699 m ²



GEOMUR© v2.09 du 24/09/2014 développé par GEOS
site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr

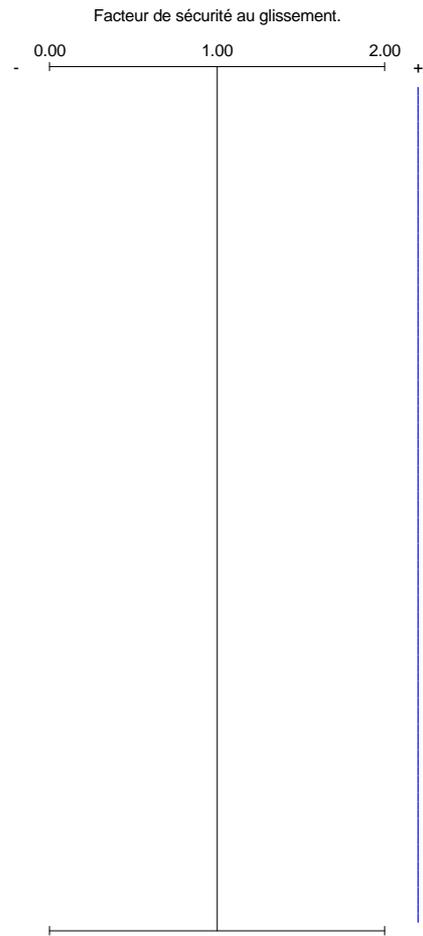
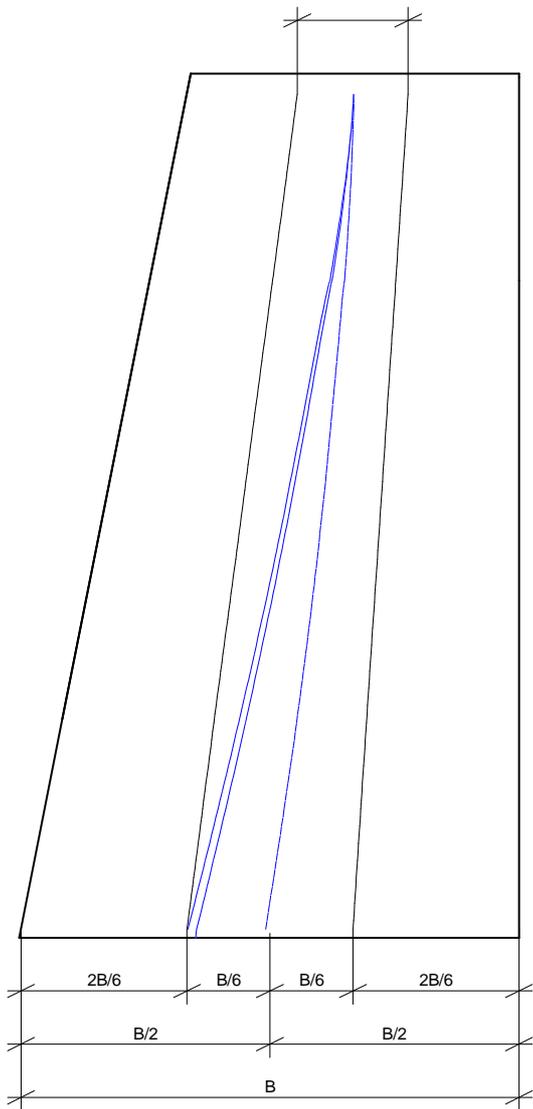
GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1
Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS

Tél : 04 50 95 38 14
Fax : 04 50 95 99 36

1508198S_FV	30/11/2015 - 16:8	Parking 2 - Soutènement - enrochements bétonnés	FIGURE P2-2 - 2/6
		Parking 2 - Soutènement - enrochements bétonnés HH'	

STABILITE INTERNE (Méthode classique)

mur en maçonnerie : La résultante doit passer dans le tiers central.



Caractéristiques internes du mur (Methode classique):

C ϕ
40.00 40.00

Conditions vérifiées :

Résultante :	Glissement :
en statique -> OUI	; OUI
en séisme pesant -> OUI	; OUI
en séisme allégeant -> OUI	; OUI

Légende :

-----	: statique
-----	: sismique pesant
-----	: sismique allégeant



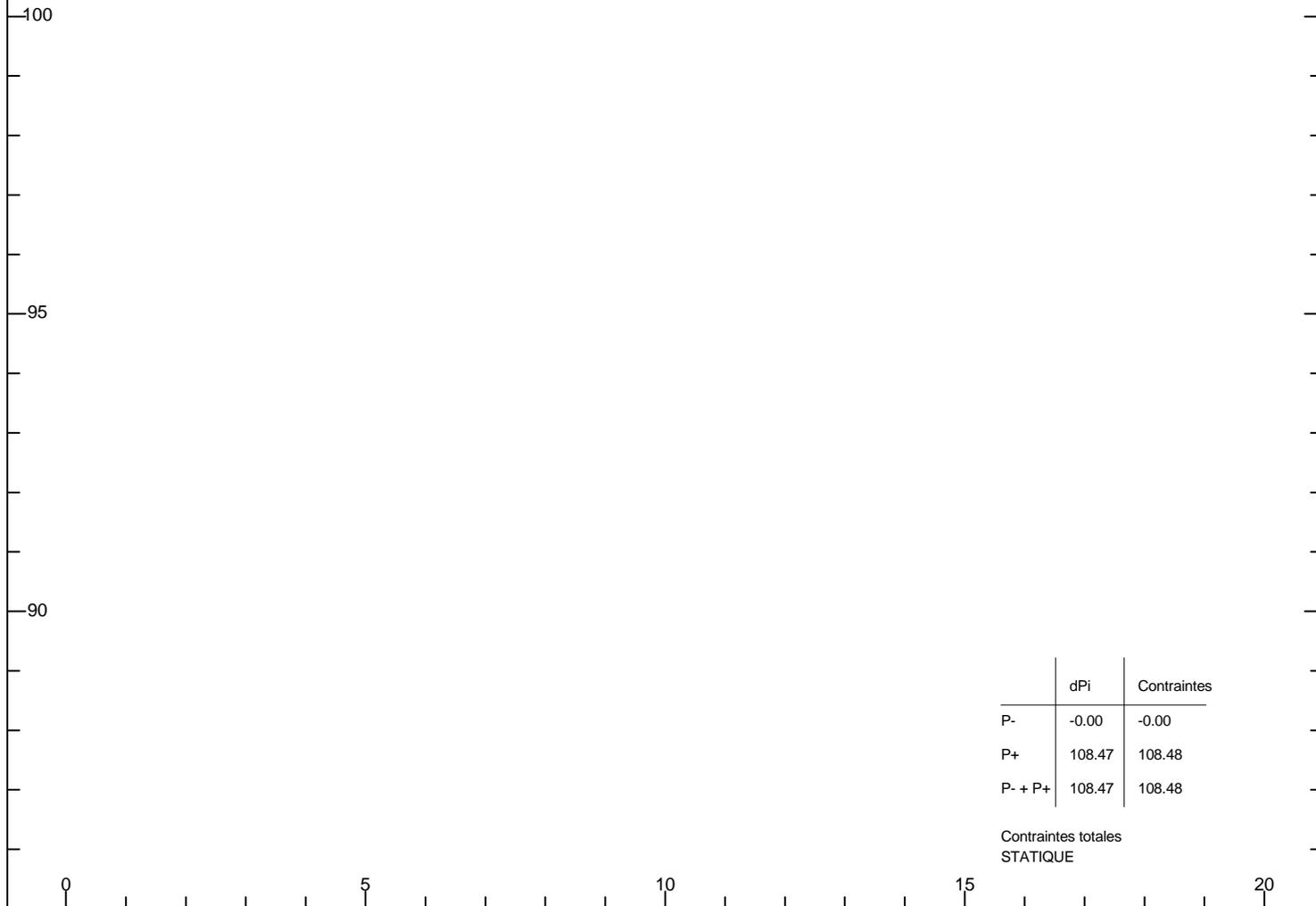
GEOMUR© v2.09 du 24/09/2014 développé par GEOS
site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1
Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS

Tél : 04 50 95 38 14
Fax : 04 50 95 99 36

1508198S_FV	30/11/2015 - 16:8	Parking 2 - Soutènement - enrochements bétonnés	FIGURE P2-2 - 3/6
		Parking 2 - Soutènement - enrochements bétonnés HH'	

 : Ecran fictif
 : Ecran fictif de butée
 Echelle (m) 



	dPi	Contraintes
P-	-0.00	-0.00
P+	108.47	108.48
P- + P+	108.47	108.48

Contraintes totales
STATIQUE

POIDS DU MUR	W= 393.86 kN	Xg= 21.91 m	Yg= 3.47 m
dont : W mur= 389.47 kN	W charges= 0.00 kN	W sol/semelle= 4.39 kN	W sol sous semelle= 0.00 kN
		W eau= 0.00 kN	

POUSSEE TOTALE	P= 108.47 kN	$\tau = 24.86^\circ$	Pv = 45.60 kN	Ph = 98.41 kN	X = 23.40 m	Y = 2.69 m
 Poussée due au sol	P= 107.33 kN	$\tau = 24.86^\circ$	Pv = 45.12 kN	Ph = 97.39 kN	X = 23.40 m	Y = 2.70 m
 Poussée due aux charges	P= 1.13 kN	$\tau = 25.00^\circ$	Pv = 0.48 kN	Ph = 1.03 kN	X = 23.40 m	Y = 0.99 m

BUTEE RESULTANTE	B= 217.68 kN	$\tau = 23.00^\circ$	Bv= 85.05 kN	Bh= 200.37 kN	X = 19.90 m	Y = 1.16 m
	R= 368.78 kN	$\tau = 106.05^\circ$	Rv= 354.41 kN	Rh= -101.96 kN	X = 21.84 m	Y = 0.65 m



GEOMUR© v2.09 du 24/09/2014 développé par GEOS
site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1
Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS

Tél : 04 50 95 38 14
Fax : 04 50 95 99 36

1508198S_FV	30/11/2015 - 16:8	Parking 2 - Soutènement - enrochements bétonnés	FIGURE P2-2 - 4/6
		Parking 2 - Soutènement - enrochements bétonnés HH'	

— : Ecran fictif
 - - - : Ecran fictif de butée

Echelle (m)



100

95

90

	dPi	Contraintes
P-	-0.00	-0.00
P+	177.91	177.98
P- + P+	177.91	177.98

Contraintes totales
SEISME PESANT

0 5 10 15 20

POIDS DU MUR	W= 420.05 kN	Xg= 21.58 m	Yg= 3.28 m
dont : W mur= 418.35 kN	W charges= 0.00 kN	W sol/semelle= 1.71 kN	W sol sous semelle= 0.00 kN
		W eau= 0.00 kN	

POUSSEE TOTALE	P= 177.91 kN	$\tau = 31.88^\circ$	Pv = 93.97 kN	Ph = 151.07 kN	X = 23.13 m	Y = 2.82 m
Poussée due au sol	P= 171.28 kN	$\tau = 31.88^\circ$	Pv = 90.45 kN	Ph = 145.45 kN	X = 23.13 m	Y = 2.85 m
Poussée due aux charges	P= 6.64 kN	$\tau = 32.06^\circ$	Pv = 3.52 kN	Ph = 5.62 kN	X = 23.23 m	Y = 2.00 m

BUTEE RESULTANTE	B= 207.15 kN	$\tau = 30.06^\circ$	Bv= 103.76 kN	Bh= 179.29 kN	X = 19.86 m	Y = 0.73 m
	R= 411.24 kN	$\tau = 93.93^\circ$	Rv= 410.27 kN	Rh= -28.22 kN	X = 21.29 m	Y = 0.22 m



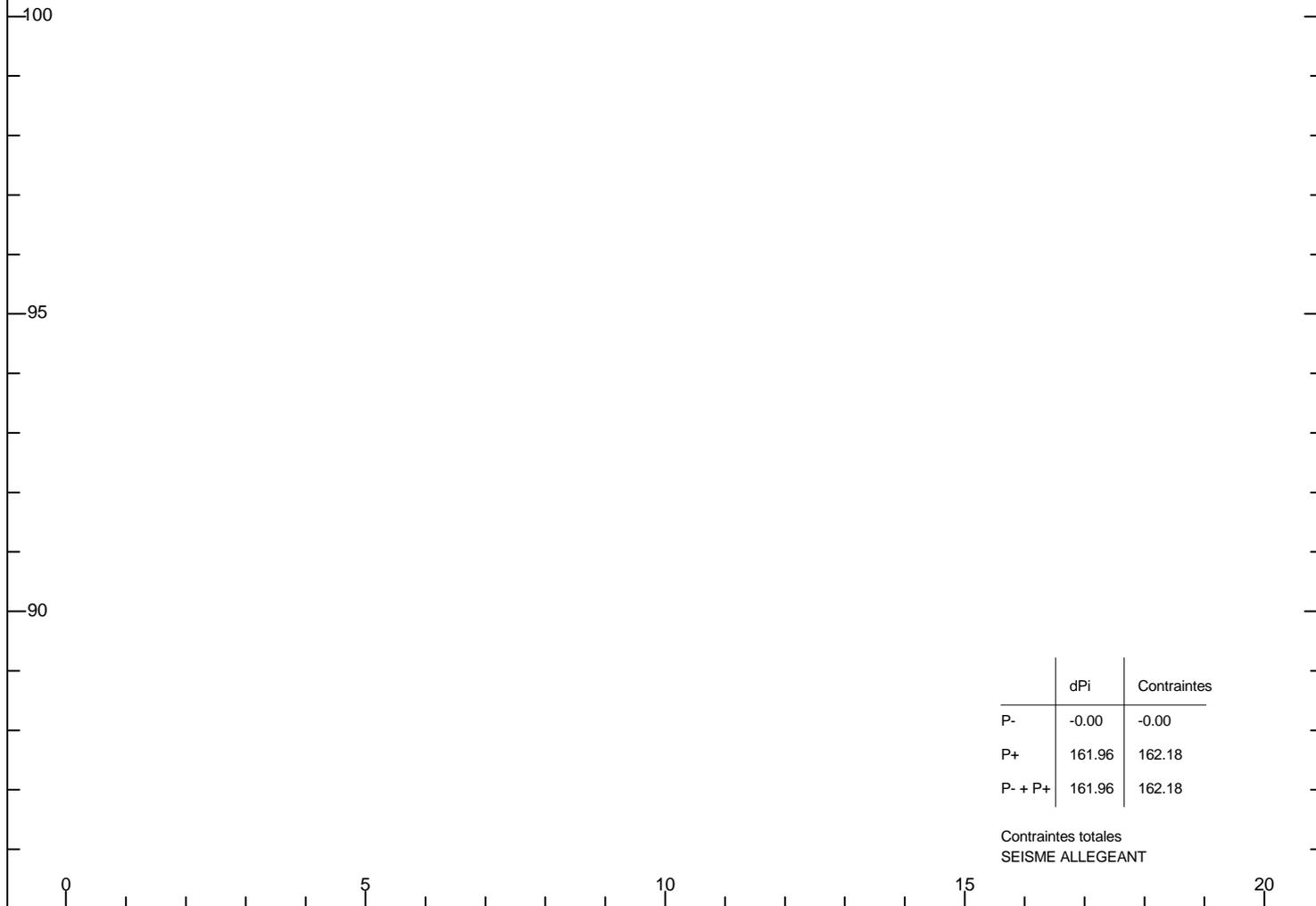
GEOMUR© v2.09 du 24/09/2014 développé par GEOS
 site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr

GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1
 Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS

Tél : 04 50 95 38 14
 Fax : 04 50 95 99 36

1508198S_FV	30/11/2015 - 16:8	Parking 2 - Soutènement - enrochements bétonnés	FIGURE P2-2 - 5/6
		Parking 2 - Soutènement - enrochements bétonnés HH'	

 : Ecran fictif
 : Ecran fictif de butée
 Echelle (m) 



POIDS DU MUR	W= 368.51 kN	Xg= 21.54 m	Yg= 3.25 m
dont : W mur= 367.38 kN	W charges= 0.00 kN	W sol/semelle= 1.13 kN	W sol sous semelle= 0.00 kN
		W eau= 0.00 kN	

POUSSEE TOTALE	P= 161.96 kN	$\tau = 32.86^\circ$	Pv = 87.87 kN	Ph = 136.05 kN	X = 23.10 m	Y = 2.83 m
 Poussée due au sol	P= 155.51 kN	$\tau = 32.85^\circ$	Pv = 84.35 kN	Ph = 130.64 kN	X = 23.09 m	Y = 2.85 m
 Poussée due aux charges	P= 6.46 kN	$\tau = 33.04^\circ$	Pv = 3.52 kN	Ph = 5.41 kN	X = 23.18 m	Y = 2.23 m

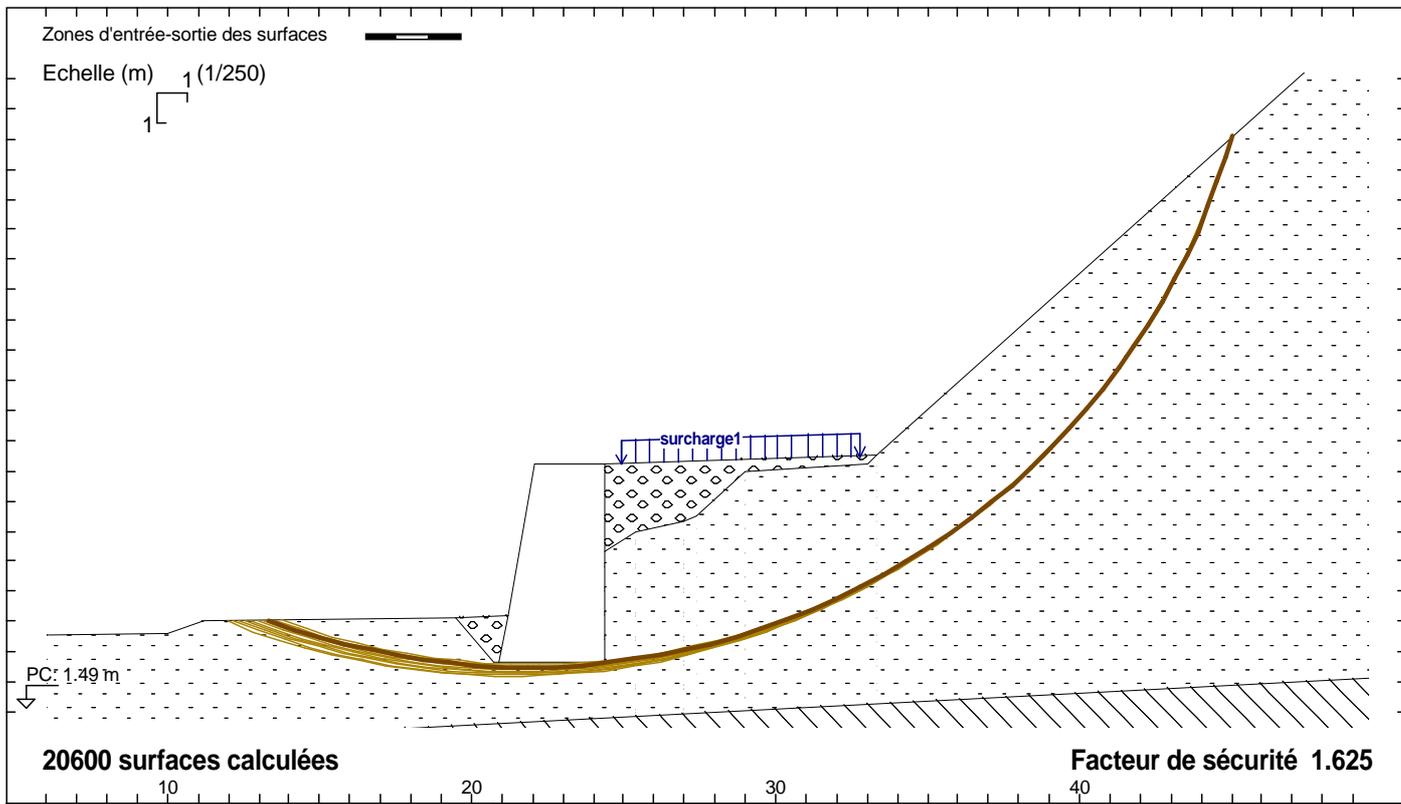
BUTEE RESULTANTE	B= 178.37 kN	$\tau = 31.04^\circ$	Bv= 91.99 kN	Bh= 152.83 kN	X = 19.86 m	Y = 0.67 m
	R= 364.78 kN	$\tau = 92.64^\circ$	Rv= 364.39 kN	Rh= -16.77 kN	X = 21.23 m	Y = 0.16 m

 GEOMUR© v2.09 du 24/09/2014 développé par GEOS GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1 Tél : 04 50 95 38 14
 site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS Fax : 04 50 95 99 36

1508198S_FV	30/11/2015 - 16:8	Parking 2 - Soutènement - enrochements bétonnés	FIGURE P2-2 - 6/6
		Parking 2 - Soutènement - enrochements bétonnés HH'	

ANNEXE 7 : Soutènements - Résultats des calculs de stabilité - Logiciel GEOSTAB

(12 pages)




 GEOSTAB® v4.07 du 15/09/2014 développé par GEOS GEOS INGENIEURS CONSEILS, 310 av. Marie Curie, Bât. Europa 2 TEL: 04 50 95 38 14
 http://www.geos.fr E-mail: logiciels@geos.fr Archamps Technopole, 74160 ARCHAMPS - France FAX: 04 50 95 99 36

SOLS	(γ ; γ_{sat})	C	ϕ	qs
	1 (22.00; 22.00) * 1.00	40.00 / 1.25	40.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	2 (19.00; 19.00) * 1.00	3.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	3 (19.00; 19.00) * 1.00	0.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	4 (20.00; 20.00) * 1.00	15.00 / 1.25	45.00 / 1.25	0.000 / 1.10

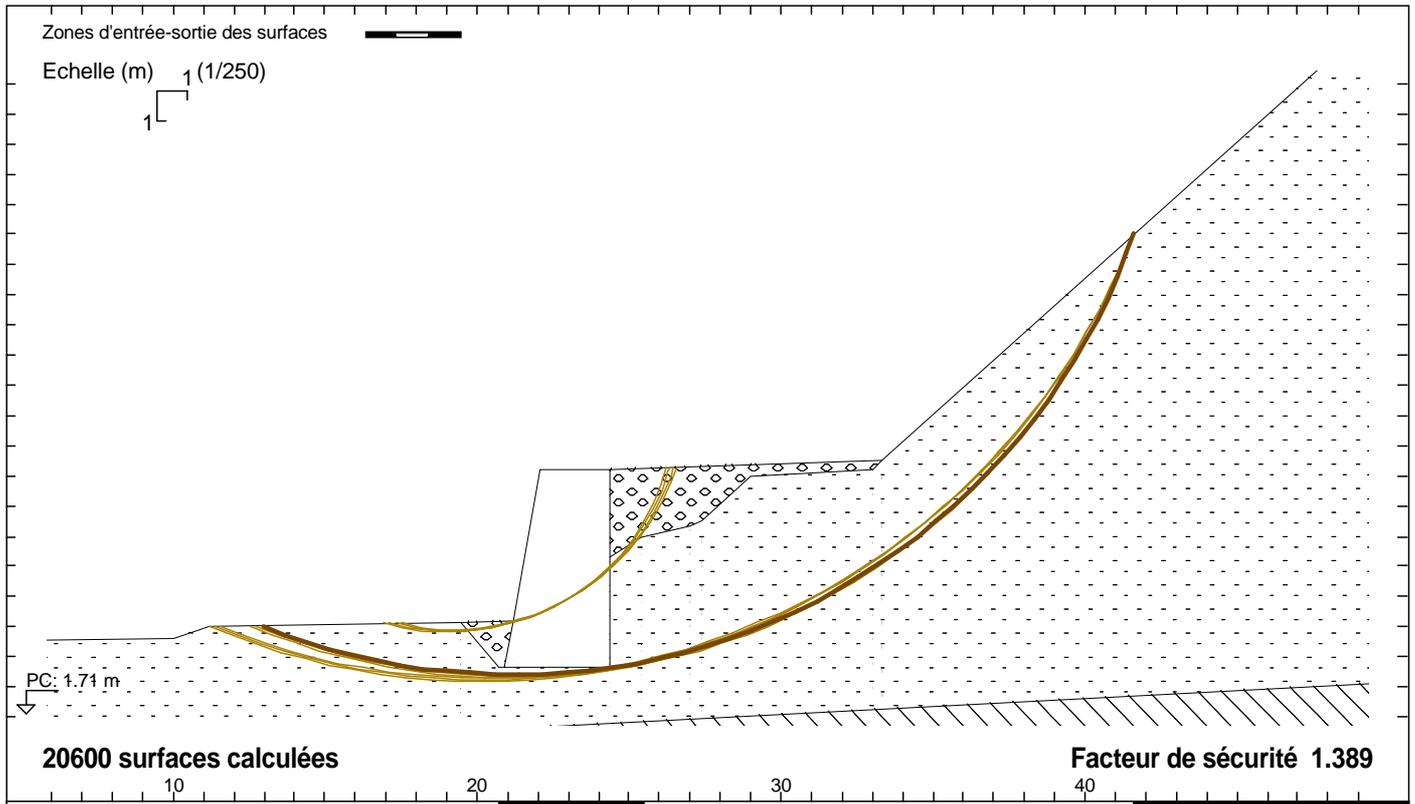
Fichier "Parking2_enrochement-GG"
 Méthode de BISHOP modifiée
 EC7 Approche 3
 Action des terres γ_e : 1
 Résistance des terres $\gamma_{r,e}$: 1
 Coefficient de Méthode 1.1
 Unités : kN, m

SISMIQUE			$\sigma_v \uparrow$
σ_h	σ_v	Pcav	$\sigma_h \leftarrow$
0.000	0.000	0.0000	

Charges surfaciques et Forces linéaires					
	qg	qd	F	Gamm	θ
1	15.0	15.0		*1.00	0.00

N°	Xc	Yc	R	Fs
1	21.830	27.530	24.050	1.625
2	21.750	27.580	24.130	1.628
3	21.910	27.490	23.960	1.628
4	21.680	27.620	24.220	1.631
5	21.600	27.670	24.310	1.634
6	21.510	27.720	24.400	1.637
7	21.430	27.760	24.490	1.641
8	21.990	27.450	23.870	1.642
9	21.350	27.810	24.580	1.645
10	21.270	27.860	24.680	1.649

1508198S_FV	30/11/15 18:36	Opération BAYLE COSTE DU LAC	Phase Initiale - Cas Initial	FIGURE
Parking 2 - Soutènement - enrochements bétonnés GG' stabilité générale / mixte - situation durable				P2-1



GEOSTAB® v4.07 du 15/09/2014 développé par GEOS
<http://www.geos.fr> E-mail: logiciels@geos.fr

GEOS INGENIEURS CONSEILS, 310 av. Marie Curie, Bât. Europa 2
 Archamps Technopole, 74160 ARCHAMPS - France

TEL: 04 50 95 38 14
 FAX: 04 50 95 99 36

SOLS	(γ ; γ_{sat})	C	ϕ	qs
	1 (22.00; 22.00) * 1.00	40.00 / 1.25	40.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	2 (19.00; 19.00) * 1.00	3.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	3 (19.00; 19.00) * 1.00	0.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	4 (20.00; 20.00) * 1.00	15.00 / 1.25	45.00 / 1.25	0.000 / 1.10

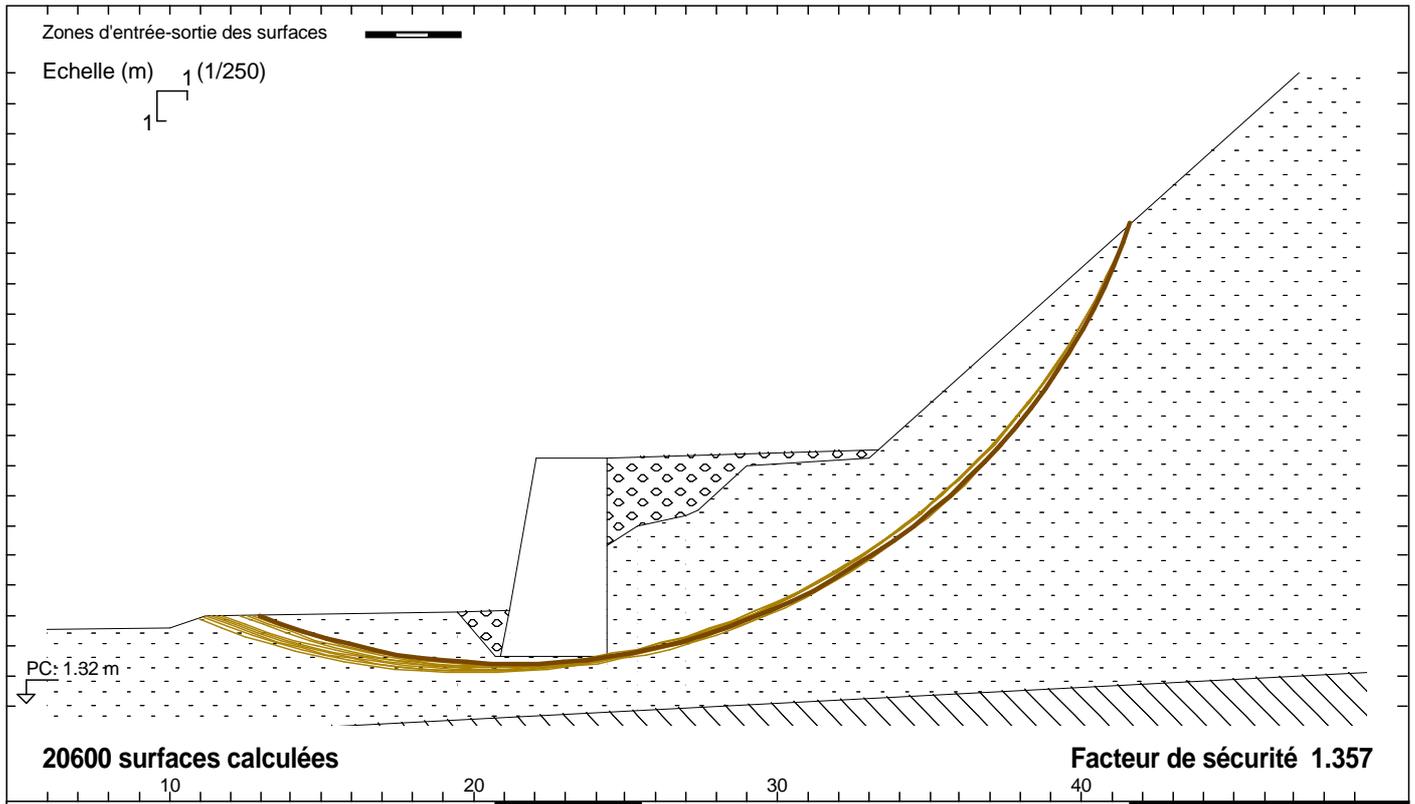
Fichier "Parking2_enrochement-GG"
 Méthode de BISHOP modifiée
 EC7 Approche 3
 Action des terres γ_e : 1
 Résistance des terres $\gamma_{r,e}$: 1
 Coefficient de Méthode 1.1
 Unités : kN, m

SISMIQUE

σ_h	σ_v	Pcav
0.132	-0.066	0.0000

N°	Xc	Yc	R	Fs
1	21.170	25.000	21.600	1.389
2	21.110	24.980	21.640	1.393
3	20.250	26.080	22.800	1.394
4	20.180	26.090	22.870	1.394
5	19.190	12.300	7.4300	1.397
6	19.090	12.570	7.7200	1.397
7	20.130	26.100	22.920	1.397
8	21.060	24.970	21.690	1.397
9	19.290	12.010	7.1200	1.398
10	18.990	12.850	8.0200	1.398

1508198S_FV	30/11/15 18:36	Opération BAYLE COSTE DU LAC	séisme - S+	FIGURE
Parking 2 - Soutènement - enrochements bétonnés GG ¹ stabilité générale / mixte - situation durable - séisme +				P2-2



GEOSTAB® v4.07 du 15/09/2014 développé par GEOS
<http://www.geos.fr> E-mail: logiciels@geos.fr

GEOS INGENIEURS CONSEILS, 310 av. Marie Curie, Bât. Europa 2
 Archamps Technopole, 74160 ARCHAMPS - France

TEL: 04 50 95 38 14
 FAX: 04 50 95 99 36

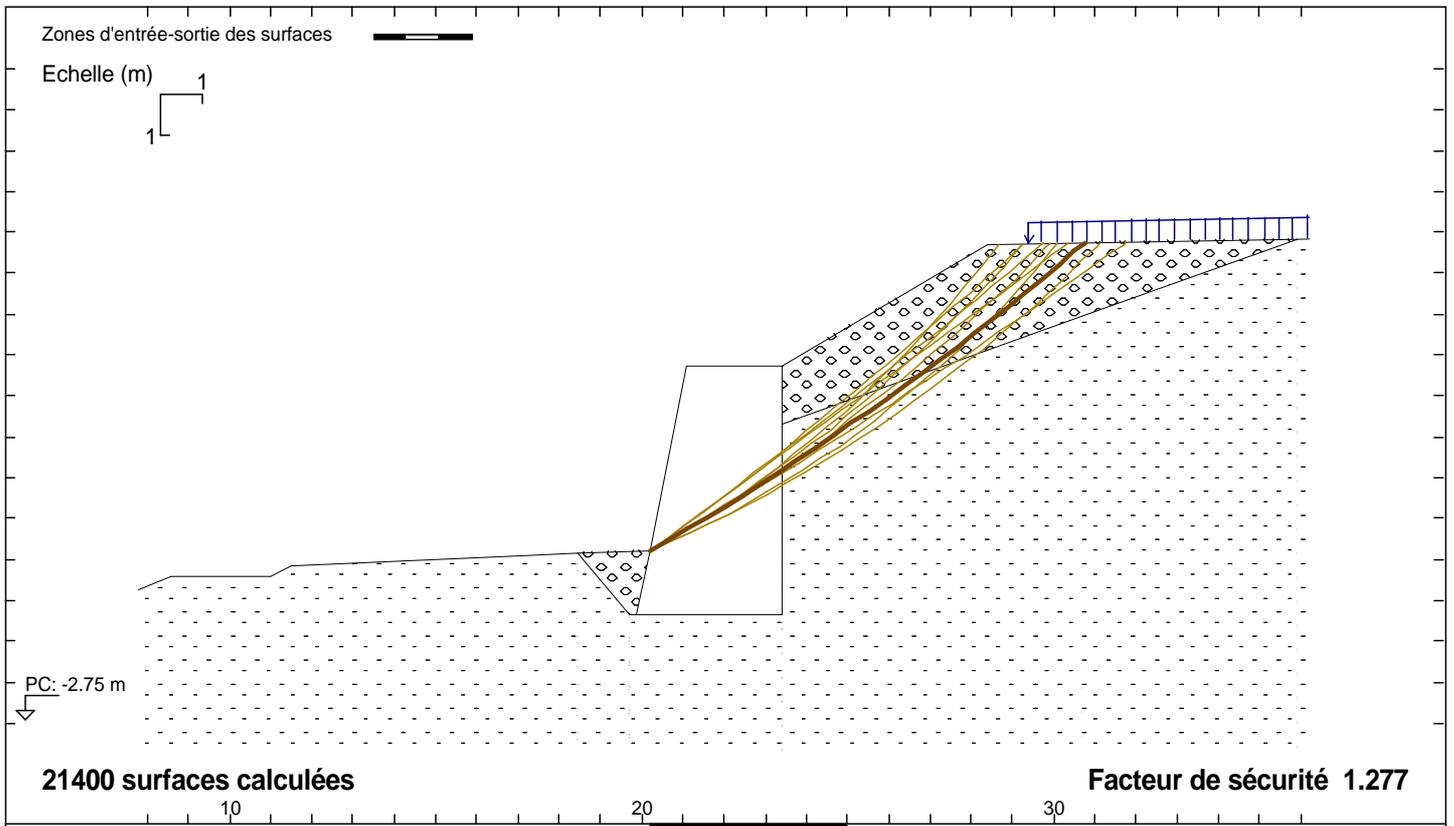
SOLS	(γ ; γ_{sat})	C	ϕ	qs
	1 (22.00; 22.00) * 1.00	40.00 / 1.25	40.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	2 (19.00; 19.00) * 1.00	3.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	3 (19.00; 19.00) * 1.00	0.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	4 (20.00; 20.00) * 1.00	15.00 / 1.25	45.00 / 1.25	0.000 / 1.10

Fichier "Parking2_enrochement-GG"
 Méthode de BISHOP modifiée
 EC7 Approche 3
 Action des terres γ_e : 1
 Résistance des terres $\gamma_{r,e}$: 1
 Coefficient de Méthode 1.1
 Unités : kN, m

SISMIQUE		
σ_h	σ_v	Pcav
0.132	0.066	0.0000

N°	Xc	Yc	R	Fs
1	21.170	25.000	21.600	1.357
2	21.110	24.980	21.640	1.361
3	20.180	26.090	22.870	1.362
4	20.250	26.080	22.800	1.362
5	20.130	26.100	22.920	1.365
6	21.060	24.970	21.690	1.365
7	20.090	26.150	22.970	1.366
8	21.010	24.950	21.730	1.369
9	19.920	26.310	23.190	1.369
10	20.310	26.070	22.740	1.370

1508198S_FV	30/11/15 18:36	Opération BAYLE COSTE DU LAC	séisme - S-	FIGURE
Parking 2 - Soutènement - enrochements bétonnés GG ¹ stabilité générale / mixte - situation durable - séisme +				P2-3



GEOSTAB© v4.07 du 15/09/2014 développé par GEOS
<http://www.geos.fr> E-mail: logiciels@geos.fr

GEOS INGENIEURS CONSEILS, 310 av. Marie Curie, Bât. Europa 2
 Archamps Technopole, 74160 ARCHAMPS - France

TEL: 04 50 95 38 14
 FAX: 04 50 95 99 36

SOLS	(γ ; γ_{sat})	C	ϕ	qs
	1 (22.00; 22.00) * 1.00	40.00 / 1.25	40.00 / 1.25	0.000 / 1.00
	2 (19.00; 19.00) * 1.00	3.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.00
	3 (19.00; 19.00) * 1.00	0.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.00
	4 (20.00; 20.00) * 1.00	20.00 / 1.25	40.00 / 1.25	0.000 / 1.00

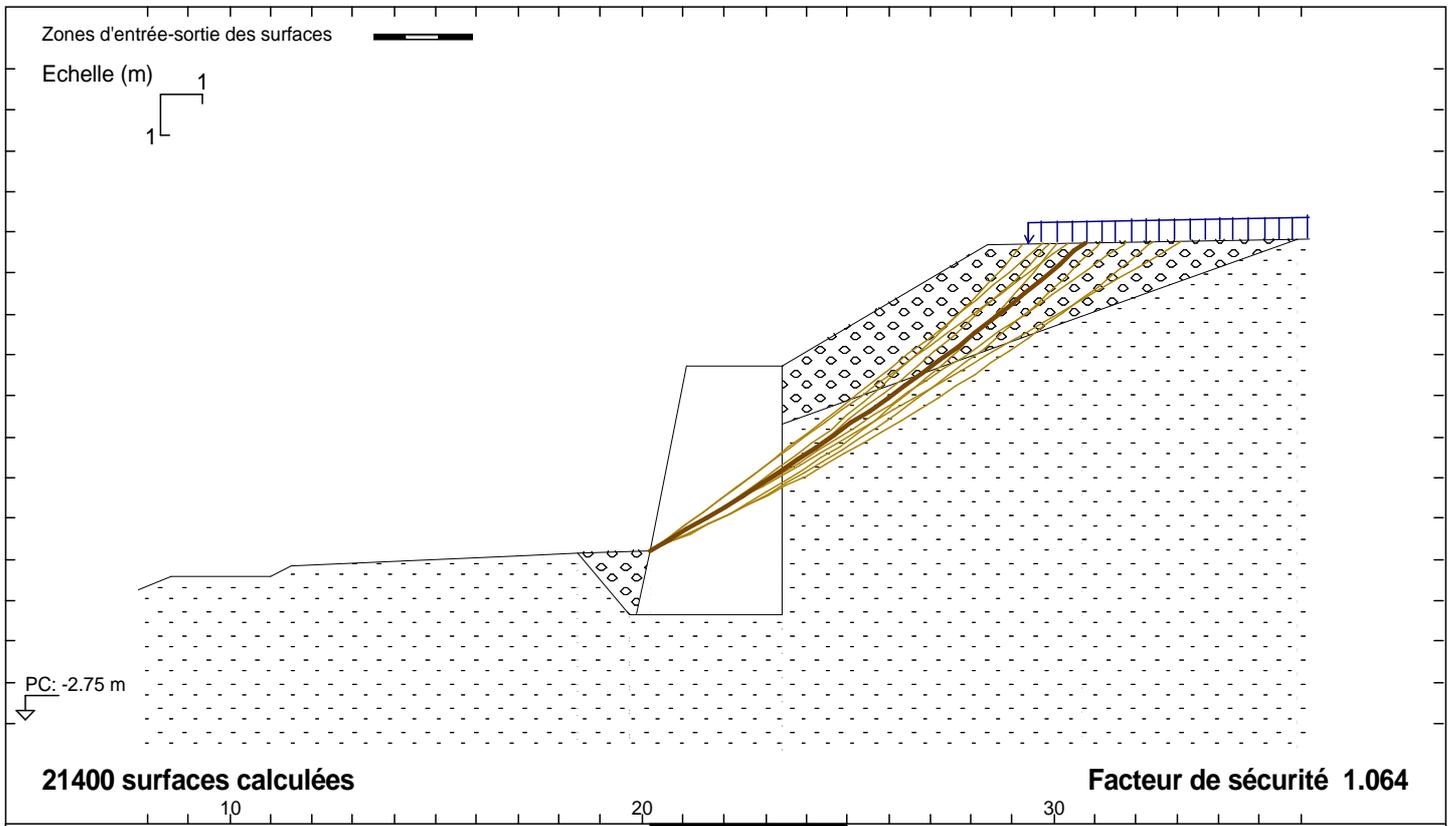
Fichier "Parking2_enrochement-HH"
 Méthode de BISHOP modifiée
 EC7 Approche 3
 Action des terres γ_e : 1
 Résistance des terres $\gamma_{r,e}$: 1
 Coefficient de Méthode 1.1
 Unités : kN, m

SISMIQUE			σ_v
σ_h	σ_v	Pcav	σ_h
0.000	0.000	0.0000	

Charges surfaciques et Forces linéaires					
	qg	qd	F	Gamm	θ
1	10.0	10.0		*1.00	0.00

N°	Xc	Yc	R	Fs
1	-13.990	61.150	68.150	1.277
2	-2.6900	41.840	45.770	1.279
3	-1781.2	2436.5	3028.4	1.282
4	-94.930	158.20	193.89	1.288
5	3.0300	32.070	34.460	1.296
6	9.6600	26.340	26.340	1.298
7	-46.920	117.43	133.35	1.299
8	6.1100	34.260	35.020	1.302
9	-39.120	82.800	100.08	1.303
10	6.4800	26.170	27.630	1.316

1508198S_FV	30/11/15 18:37	Opération BAYLE COSTE DU LAC	Phase Initiale - Cas Initial	FIGURE
Parking 2 - Soutènement - enrochements bétonnés HH'				P2-4
stabilité générale / mixte - situation durable				



GEOSTAB© v4.07 du 15/09/2014 développé par GEOS
<http://www.geos.fr> E-mail: logiciels@geos.fr

GEOS INGENIEURS CONSEILS, 310 av. Marie Curie, Bât. Europa 2
 Archamps Technopole, 74160 ARCHAMPS - France

TEL: 04 50 95 38 14
 FAX: 04 50 95 99 36

SOLS	(γ ; γ_{sat})	C	ϕ	qs
	1 (22.00; 22.00) * 1.00	40.00 / 1.25	40.00 / 1.25	0.000 / 1.00
	2 (19.00; 19.00) * 1.00	3.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.00
	3 (19.00; 19.00) * 1.00	0.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.00
	4 (20.00; 20.00) * 1.00	20.00 / 1.25	40.00 / 1.25	0.000 / 1.00

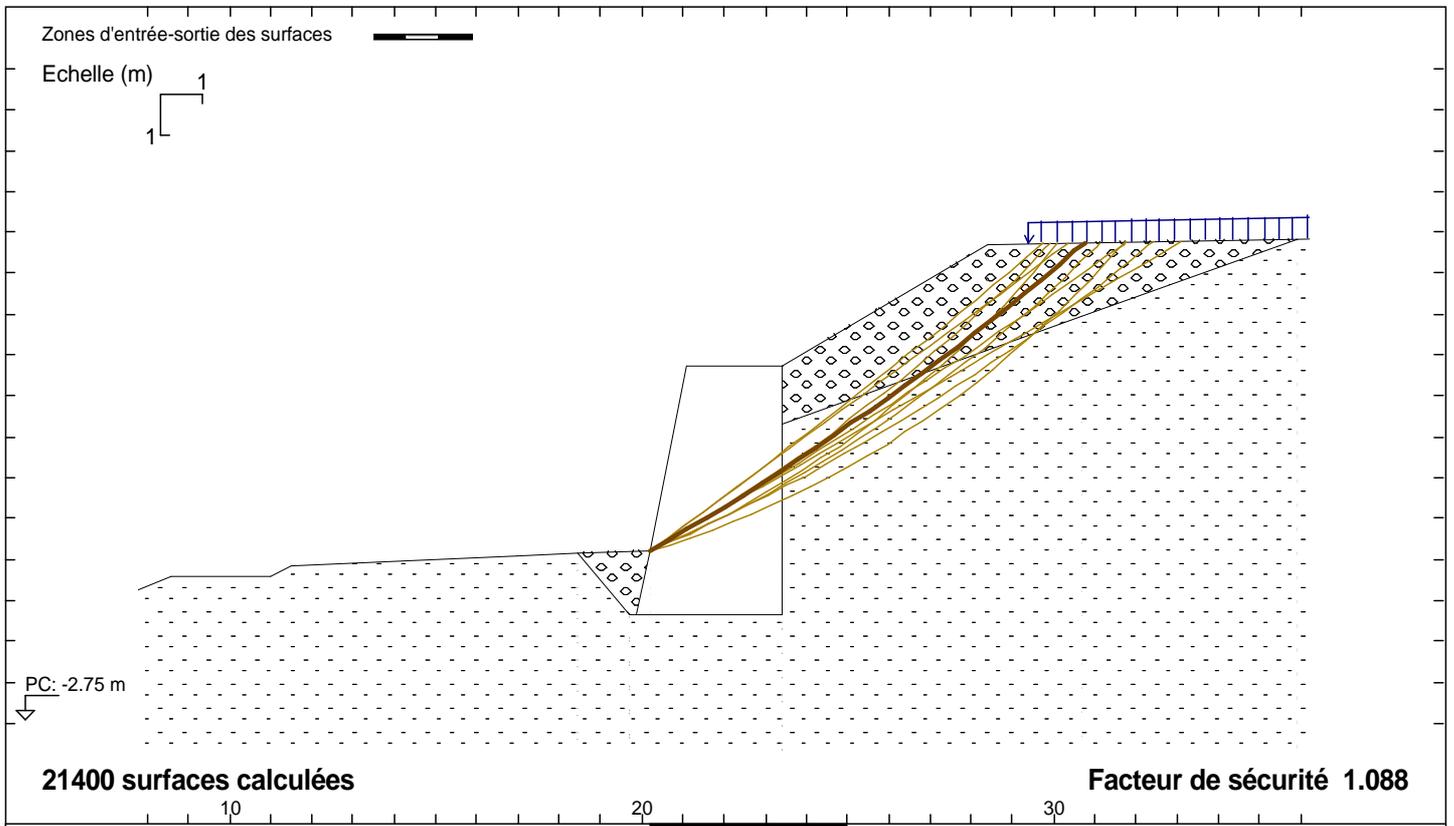
Fichier "Parking2_enrochement-HH"
 Méthode de BISHOP modifiée
 EC7 Approche 3
 Action des terres γ_e : 1
 Résistance des terres $\gamma_{r,e}$: 1
 Coefficient de Méthode 1.1
 Unités : kN, m

SISMIQUE			σ_h
σ_h	σ_v	Pcav	σ_v
0.132	-0.066	0.0000	

Charges surfaciques et Forces linéaires				
qg	qd	F	Gamm	θ
1	10.0	10.0	*1.00	0.00

N°	Xc	Yc	R	Fs
1	-13.990	61.150	68.150	1.064
2	-46.920	117.43	133.35	1.070
3	-1781.2	2436.5	3028.4	1.073
4	-2.6900	41.840	45.770	1.073
5	6.1100	34.260	35.020	1.080
6	-94.930	158.20	193.89	1.083
7	9.6600	26.340	26.340	1.087
8	3.0300	32.070	34.460	1.093
9	-0.9300	49.960	52.230	1.095
10	-1508.6	2615.5	3027.6	1.096

1508198S_FV	30/11/15 18:37	Opération BAYLE COSTE DU LAC	Séisme - S+	FIGURE
		Parking 2 - Soutènement - enrochements bétonnés HH' combinaison accidentelle - séisme +		P2-5



GEOSTAB© v4.07 du 15/09/2014 développé par GEOS
<http://www.geos.fr> E-mail: logiciels@geos.fr

GEOS INGENIEURS CONSEILS, 310 av. Marie Curie, Bât. Europa 2
 Archamps Technopole, 74160 ARCHAMPS - France

TEL: 04 50 95 38 14
 FAX: 04 50 95 99 36

SOLS	(γ ; γ_{sat})	C	ϕ	qs
	1 (22.00; 22.00) * 1.00	40.00 / 1.25	40.00 / 1.25	0.000 / 1.00
	2 (19.00; 19.00) * 1.00	3.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.00
	3 (19.00; 19.00) * 1.00	0.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.00
	4 (20.00; 20.00) * 1.00	20.00 / 1.25	40.00 / 1.25	0.000 / 1.00

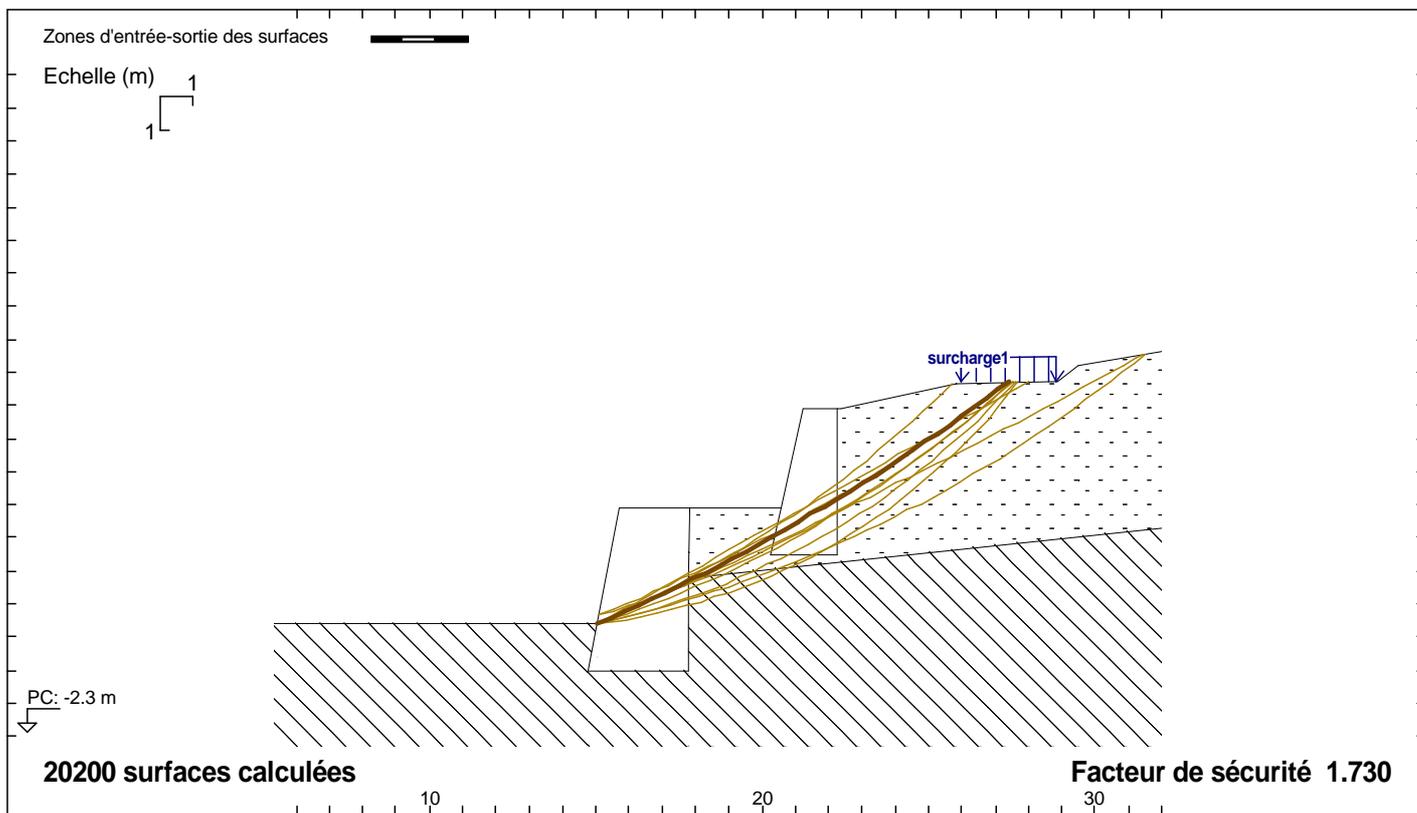
Fichier "Parking2_enrochement-HH"
 Méthode de BISHOP modifiée
 EC7 Approche 3
 Action des terres γ_e : 1
 Résistance des terres $\gamma_{r,e}$: 1
 Coefficient de Méthode 1.1
 Unités : kN, m

SISMIQUE			σ_v
σ_h	σ_v	Pcav	σ_h
0.132	0.066	0.0000	

Charges surfaciques et Forces linéaires				
qg	qd	F	Gamm	θ
1	10.0	10.0	*1.00	0.00

N°	Xc	Yc	R	Fs
1	-13.990	61.150	68.150	1.088
2	-46.920	117.43	133.35	1.089
3	6.1100	34.260	35.020	1.097
4	-2.6900	41.840	45.770	1.103
5	-0.9300	49.960	52.230	1.106
6	-1781.2	2436.5	3028.4	1.107
7	-1508.6	2615.5	3027.6	1.109
8	9.6600	26.340	26.340	1.111
9	-94.930	158.20	193.89	1.123
10	12.670	26.260	25.220	1.127

1508198S_FV	30/11/15 18:37	Opération BAYLE COSTE DU LAC	Séisme - S-	FIGURE
Parking 2 - Soutènement - enrochements bétonnés HH' combinaison accidentelle - séisme -				P2-6



GEOSTAB® v4.07 du 15/09/2014 développé par GEOS
<http://www.geos.fr> E-mail: logiciels@geos.fr

GEOS INGENIEURS CONSEILS, 310 av. Marie Curie, Bât. Europa 2
 Archamps Technopole, 74160 ARCHAMPS - France

TEL: 04 50 95 38 14
 FAX: 04 50 95 99 36

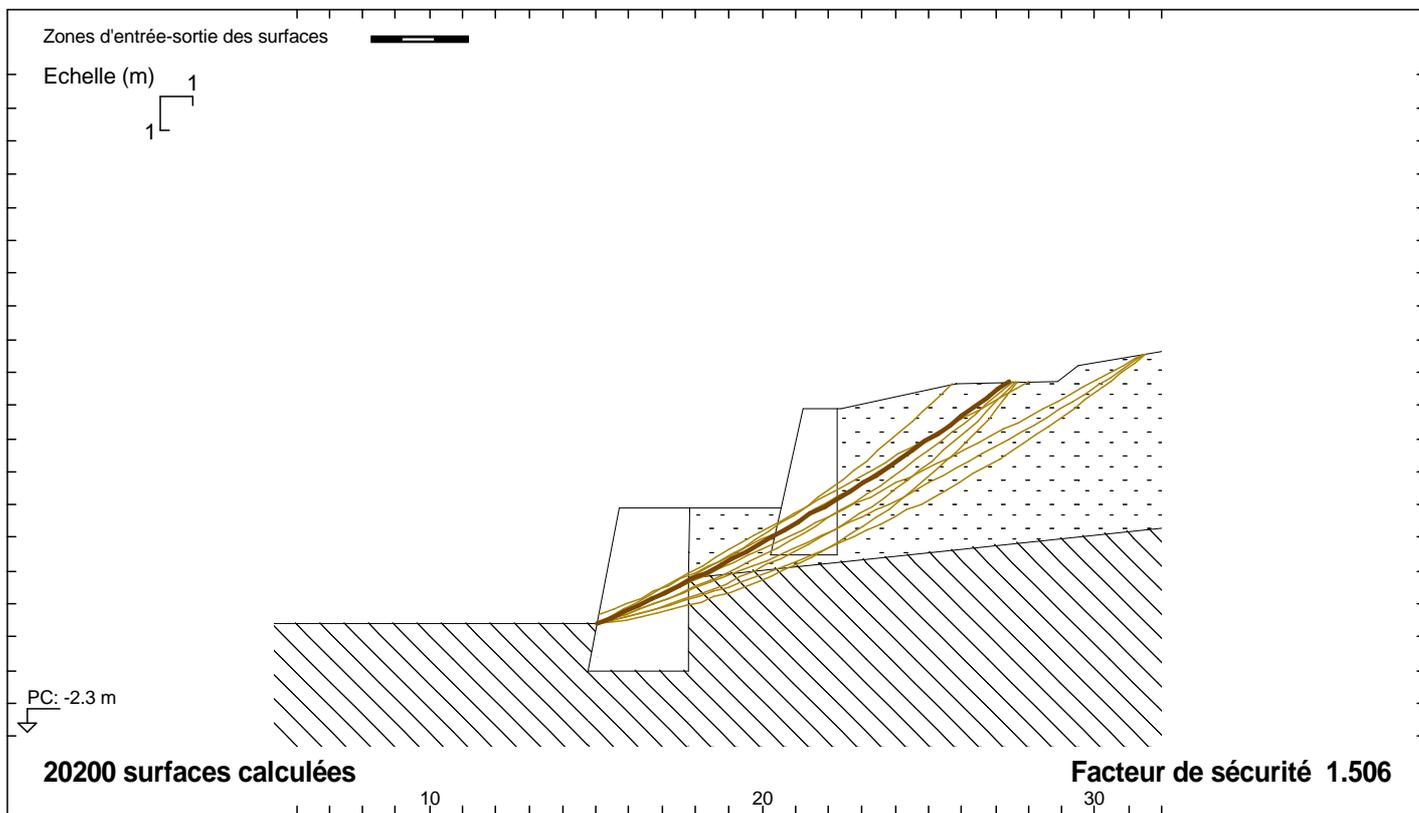
SOLS	(γ ; γ_{sat})	C	ϕ	qs
	1 (22.00; 22.00) * 1.00	40.00 / 1.25	40.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	2 (19.00; 19.00) * 1.00	3.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	3 (20.00; 20.00) * 1.00	15.00 / 1.25	45.00 / 1.25	0.000 / 1.10

Fichier "Profil-STEP-soutènement"
 Méthode de BISHOP modifiée
 EC7 Approche 3
 Action des terres γ_e : 1
 Résistance des terres $\gamma_{r,e}$: 1
 Coefficient de Méthode 1.1
 Unités : kN, m

Charges surfaciques et Forces linéaires				
	qg	qd	F	Gamm θ
1	15.0	15.0		*1.00 0.00

N°	Xc	Yc	R	Fs
1	-9.1600	56.260	59.960	1.730
2	12.650	20.130	18.880	1.745
3	9.6800	25.040	24.240	1.748
4	4.2600	34.010	34.350	1.756
5	-1254.7	2257.7	2589.1	1.775
6	6.1000	40.130	39.750	1.783
7	-4.6100	50.170	52.360	1.791
8	6.0600	31.930	31.590	1.798
9	-71.270	195.92	212.81	1.804
10	1.1300	33.190	34.700	1.809

1508198S_FV	30/11/15 18:34	Opération BAYLE COSTE DU LAC	Phase Initiale - Cas Initial	FIGURE
Station d'épuration - Soutènement amont 1 Stabilité générale / mixte - situation durable				STEP1



GEOSTAB® v4.07 du 15/09/2014 développé par GEOS
<http://www.geos.fr> E-mail: logiciels@geos.fr

GEOS INGENIEURS CONSEILS, 310 av. Marie Curie, Bât. Europa 2
 Archamps Technopole, 74160 ARCHAMPS - France

TEL: 04 50 95 38 14
 FAX: 04 50 95 99 36

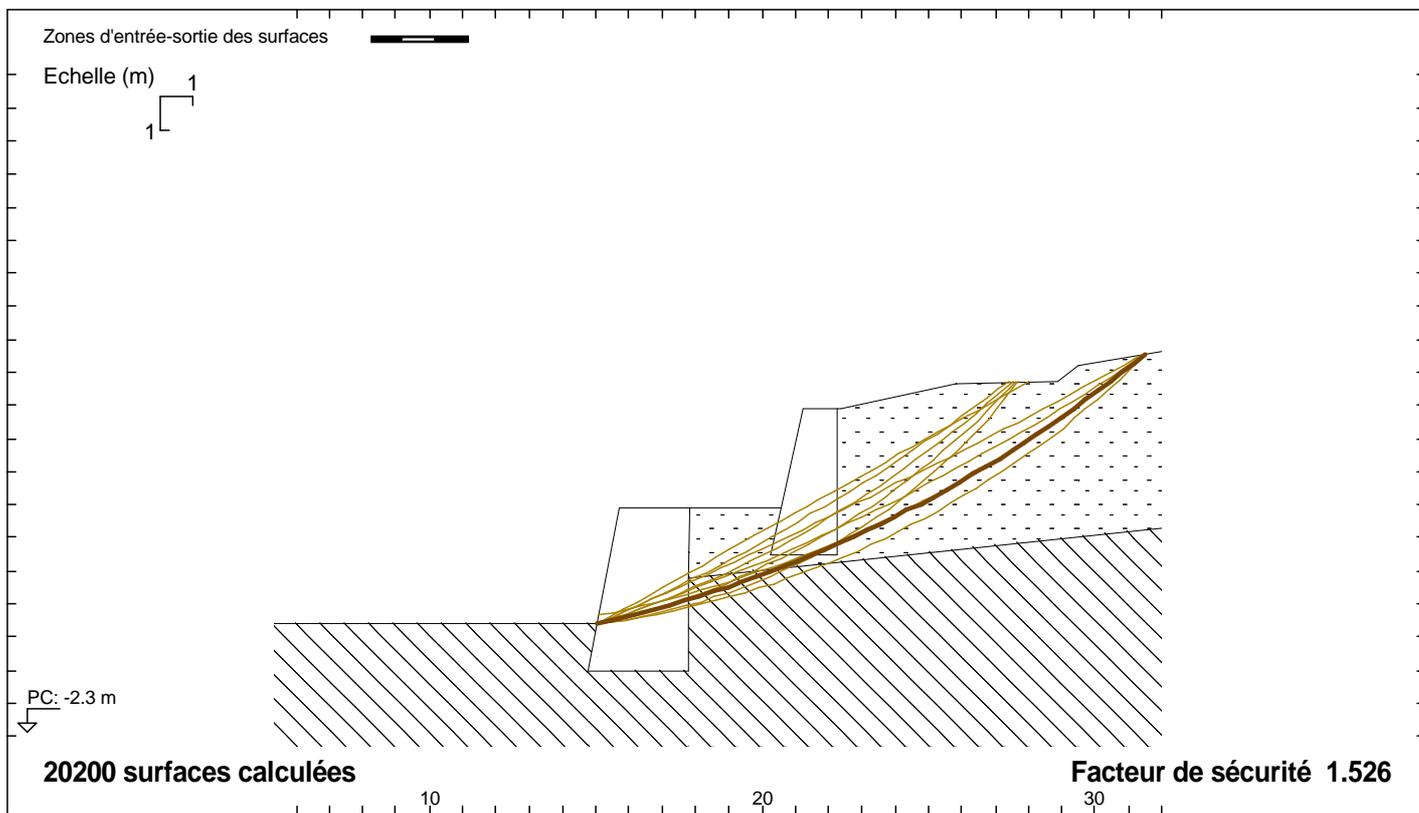
SOLS	(γ ; γ_{sat})	C	ϕ	qs
	1 (22.00; 22.00) * 1.00	40.00 / 1.25	40.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	2 (19.00; 19.00) * 1.00	3.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	3 (20.00; 20.00) * 1.00	15.00 / 1.25	45.00 / 1.25	0.000 / 1.10

Fichier "Profil-STEP-soutènement"
 Méthode de BISHOP modifiée
 EC7 Approche 3
 Action des terres γ_e : 1
 Résistance des terres $\gamma_{r,e}$: 1
 Coefficient de Méthode 1.1
 Unités : kN, m

SISMIQUE			σ_h
σ_h	σ_v	Pcav	$\sigma_v \downarrow$
0.098	-0.049	0.0000	

N°	Xc	Yc	R	Fs
1	-9.1600	56.260	59.960	1.506
2	6.1000	40.130	39.750	1.512
3	9.6800	25.040	24.240	1.532
4	4.2600	34.010	34.350	1.533
5	-71.270	195.92	212.81	1.534
6	12.650	20.130	18.880	1.534
7	-6.2000	64.950	67.010	1.538
8	-1254.7	2257.7	2589.1	1.539
9	1.1300	33.190	34.700	1.546
10	-4.6100	50.170	52.360	1.555

1508198S_FV	30/11/15 18:34	Opération BAYLE COSTE DU LAC	séisme - S+	FIGURE
Station d'épuration - Soutènement amont 1 Combinaison accidentelle - séisme +				STEP2



GEOSTAB® v4.07 du 15/09/2014 développé par GEOS
<http://www.geos.fr> E-mail: logiciels@geos.fr

GEOS INGENIEURS CONSEILS, 310 av. Marie Curie, Bât. Europa 2
 Archamps Technopole, 74160 ARCHAMPS - France

TEL: 04 50 95 38 14
 FAX: 04 50 95 99 36

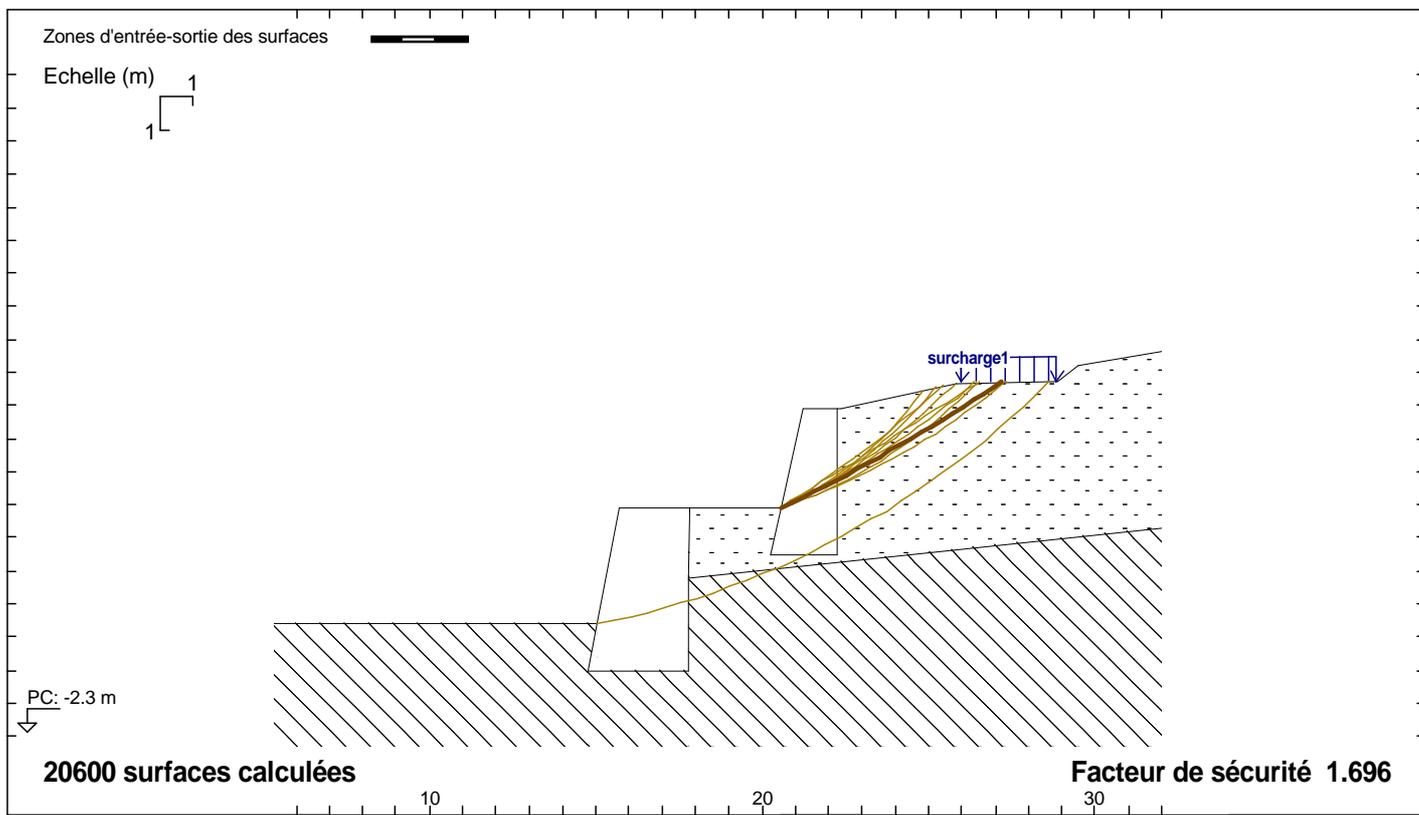
SOLS	(γ ; γ_{sat})	C	ϕ	qs
	1 (22.00; 22.00) * 1.00	40.00 / 1.25	40.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	2 (19.00; 19.00) * 1.00	3.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	3 (20.00; 20.00) * 1.00	15.00 / 1.25	45.00 / 1.25	0.000 / 1.10

Fichier "Profil-STEP-soutènement"
 Méthode de BISHOP modifiée
 EC7 Approche 3
 Action des terres γ_e : 1
 Résistance des terres $\gamma_{r,e}$: 1
 Coefficient de Méthode 1.1
 Unités : kN, m

SISMIQUE			$\sigma_v \uparrow$
σ_h	σ_v	Pcav	$\leftarrow \sigma_h$
0.098	0.049	0.0000	

N°	Xc	Yc	R	Fs
1	6.1000	40.130	39.750	1.526
2	-9.1600	56.260	59.960	1.547
3	12.650	20.130	18.880	1.555
4	9.6800	25.040	24.240	1.560
5	-6.2000	64.950	67.010	1.560
6	-71.270	195.92	212.81	1.563
7	4.2600	34.010	34.350	1.570
8	7.8400	37.740	36.800	1.577
9	11.390	29.370	28.210	1.580
10	-1254.7	2257.7	2589.1	1.584

1508198S_FV	30/11/15 18:34	Opération BAYLE COSTE DU LAC	séisme - S-	FIGURE
Station d'épuration - Soutènement amont 1 Combinaison accidentelle- séisme -				STEP3



GEOSTAB® v4.07 du 15/09/2014 développé par GEOS
<http://www.geos.fr> E-mail: logiciels@geos.fr

GEOS INGENIEURS CONSEILS, 310 av. Marie Curie, Bât. Europa 2
 Archamps Technopole, 74160 ARCHAMPS - France

TEL: 04 50 95 38 14
 FAX: 04 50 95 99 36

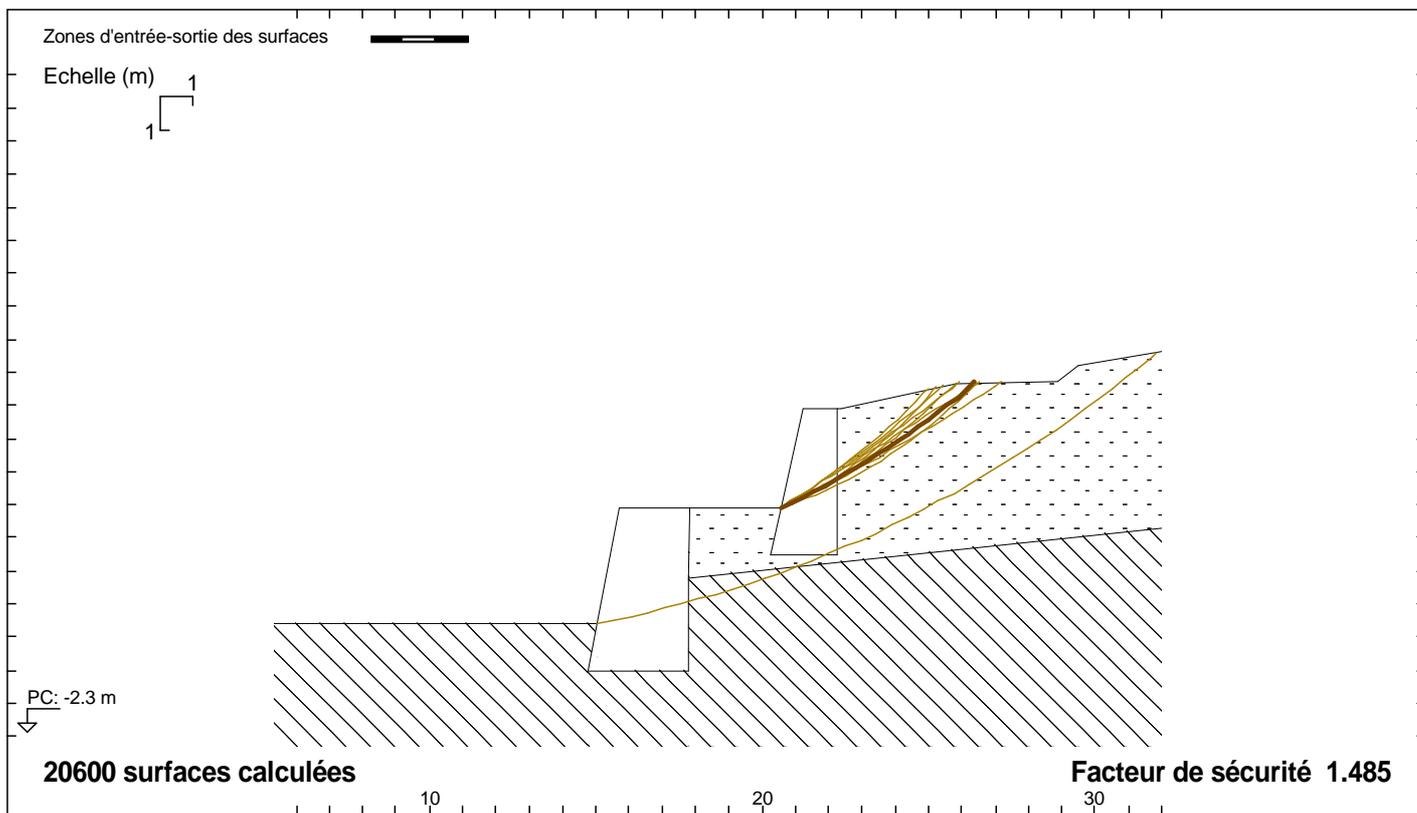
SOLS	(γ ; γ_{sat})	C	ϕ	qs
	1 (22.00; 22.00) * 1.00	40.00 / 1.25	40.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	2 (19.00; 19.00) * 1.00	3.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	3 (20.00; 20.00) * 1.00	15.00 / 1.25	45.00 / 1.25	0.000 / 1.10

Fichier "Profil-STEP-soutènement"
 Méthode de BISHOP modifiée
 EC7 Approche 3
 Action des terres γ_e : 1
 Résistance des terres $\gamma_{r,e}$: 1
 Coefficient de Méthode 1.1
 Unités : kN, m

Charges surfaciques et Forces linéaires				
	qg	qd	F	Gamm θ
1	15.0	15.0		*1.00 0.00

N°	Xc	Yc	R	Fs
1	-2.3900	52.380	52.730	1.696
2	9.0100	28.990	26.710	1.696
3	13.740	24.730	20.960	1.709
4	-1119.0	1792.1	2119.6	1.712
5	15.970	18.420	14.280	1.718
6	14.830	17.050	13.430	1.727
7	10.020	26.880	25.970	1.728
8	12.890	21.040	17.860	1.728
9	16.000	14.650	10.760	1.733
10	2.0200	34.300	34.750	1.733

1508198S_FV	30/11/15 18:34	Opération BAYLE COSTE DU LAC	Phase n° 1 - Cas 1	FIGURE
Station d'épuration - Soutènement amont 2 Stabilité générale / mixte - situation durable				STEP4



GEOSTAB® v4.07 du 15/09/2014 développé par GEOS
<http://www.geos.fr> E-mail: logiciels@geos.fr

GEOS INGENIEURS CONSEILS, 310 av. Marie Curie, Bât. Europa 2
 Archamps Technopole, 74160 ARCHAMPS - France

TEL: 04 50 95 38 14
 FAX: 04 50 95 99 36

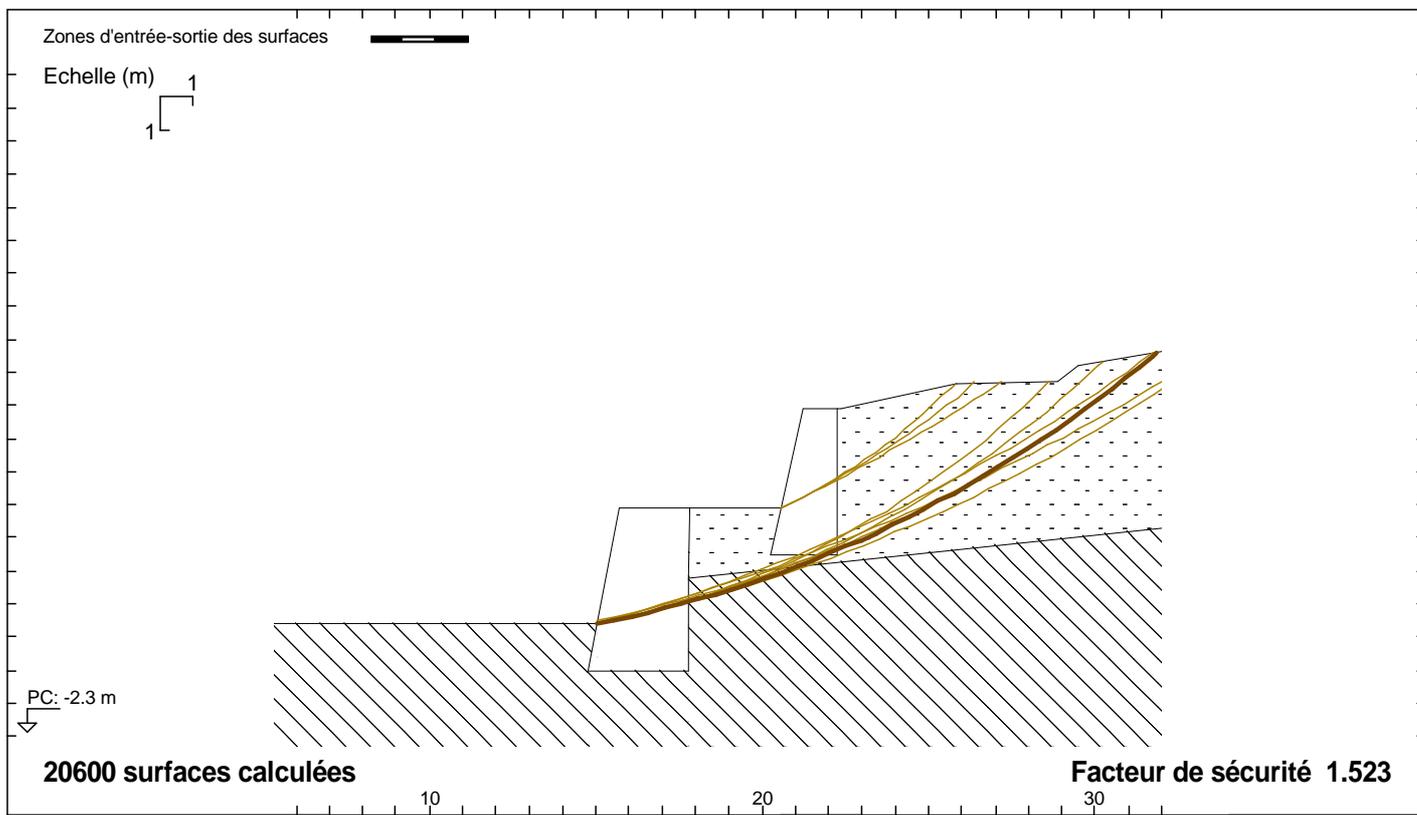
SOLS	(γ ; γ_{sat})	C	ϕ	qs
	1 (22.00; 22.00) * 1.00	40.00 / 1.25	40.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	2 (19.00; 19.00) * 1.00	3.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	3 (20.00; 20.00) * 1.00	15.00 / 1.25	45.00 / 1.25	0.000 / 1.10

Fichier "Profil-STEP-soutènement"
 Méthode de BISHOP modifiée
 EC7 Approche 3
 Action des terres γ_e : 1
 Résistance des terres $\gamma_{r,e}$: 1
 Coefficient de Méthode 1.1
 Unités : kN, m

SISMIQUE			σ_h
σ_h	σ_v	Pcav	σ_v
0.098	-0.049	0.0000	

N°	Xc	Yc	R	Fs
1	9.0100	28.990	26.710	1.485
2	12.890	21.040	17.860	1.488
3	-16.090	62.700	68.440	1.495
4	-1119.0	1792.1	2119.6	1.497
5	14.830	17.050	13.430	1.499
6	2.0200	34.300	34.750	1.502
7	-2.3900	52.380	52.730	1.503
8	15.970	18.420	14.280	1.511
9	8.1900	24.630	23.280	1.513
10	7.8100	37.510	36.830	1.514

1508198S_FV	30/11/15 18:34	Opération BAYLE COSTE DU LAC	séisme - S+	FIGURE
Station d'épuration - Soutènement amont 2 Combinaison accidentelle - séisme +				STEP5



GEOSTAB® v4.07 du 15/09/2014 développé par GEOS
<http://www.geos.fr> E-mail: logiciels@geos.fr

GEOS INGENIEURS CONSEILS, 310 av. Marie Curie, Bât. Europa 2
 Archamps Technopole, 74160 ARCHAMPS - France

TEL: 04 50 95 38 14
 FAX: 04 50 95 99 36

SOLS	(γ ; γ_{sat})	C	ϕ	qs
	1 (22.00; 22.00) * 1.00	40.00 / 1.25	40.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	2 (19.00; 19.00) * 1.00	3.000 / 1.25	37.00 / 1.25	0.000 / 1.10
	3 (20.00; 20.00) * 1.00	15.00 / 1.25	45.00 / 1.25	0.000 / 1.10

Fichier "Profil-STEP-soutènement"
 Méthode de BISHOP modifiée
 EC7 Approche 3
 Action des terres γ_e : 1
 Résistance des terres $\gamma_{r,e}$: 1
 Coefficient de Méthode 1.1
 Unités : kN, m

SISMIQUE			$\sigma_v \uparrow$
σ_h	σ_v	Pcav	$\leftarrow \sigma_h$
0.098	0.049	0.0000	

N°	Xc	Yc	R	Fs
1	7.8100	37.510	36.830	1.523
2	9.1100	31.270	30.450	1.529
3	9.0100	28.990	26.710	1.531
4	1.2800	50.540	51.030	1.538
5	10.020	26.880	25.970	1.538
6	-3.3500	67.100	68.230	1.539
7	12.890	21.040	17.860	1.540
8	6.1300	46.120	45.600	1.540
9	-2.3900	52.380	52.730	1.544
10	8.1200	37.410	36.540	1.547

1508198S_FV	30/11/15 18:34	Opération BAYLE COSTE DU LAC	séisme - S-	FIGURE
Station d'épuration - Soutènement amont 2 Combinaison accidentelle - séisme -				STEP6