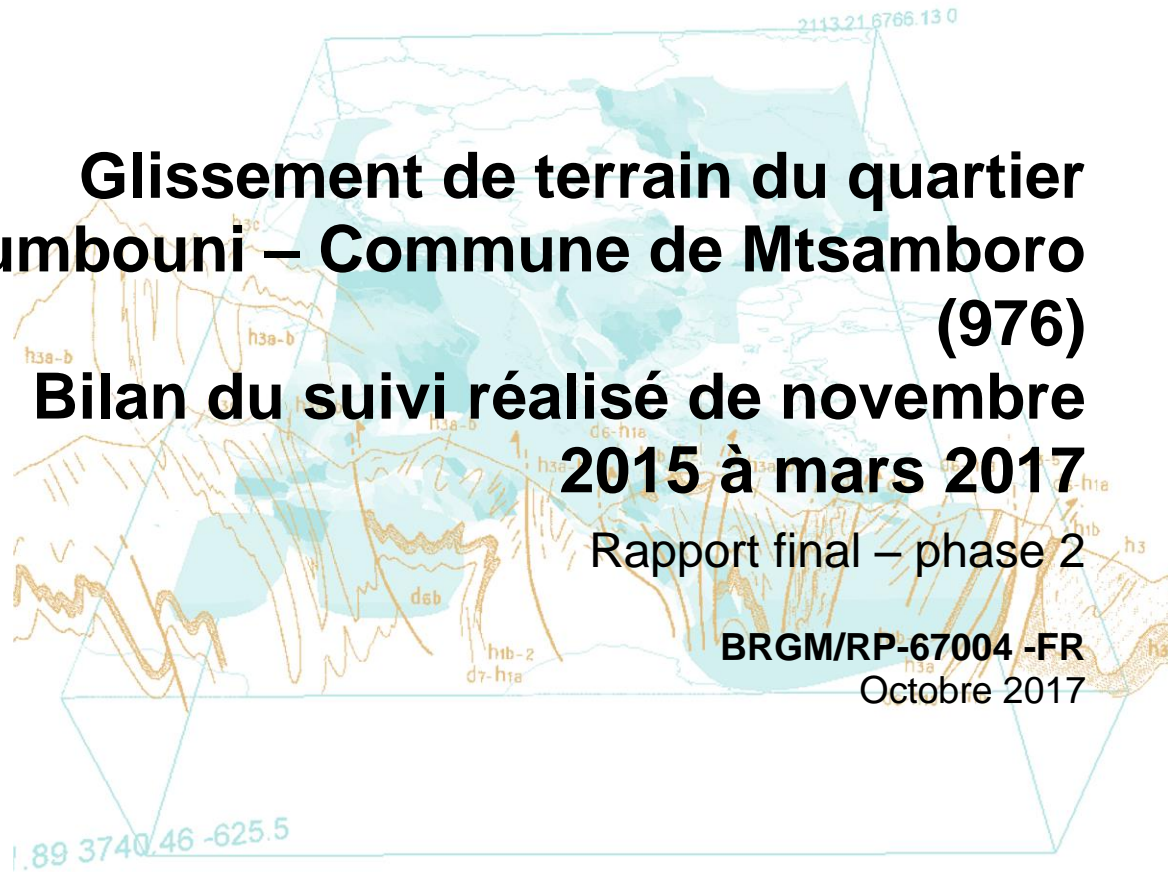




**Glissement de terrain du quartier
Foumbouni – Commune de Mtsamboro
(976)
Bilan du suivi réalisé de novembre
2015 à mars 2017**

Rapport final – phase 2

BRGM/RP-67004 -FR
Octobre 2017



**Glissement de terrain du quartier
Foumbouni – Commune de
Mtsamboro (976)
Bilan du suivi réalisé de novembre
2015 à mars 2017
Rapport final – phase 2**

BRGM/RP-67004-FR
Octobre 2017

Étude réalisée dans le cadre du projet
de Service public du BRGM AP15MAY005

LE MOIGNE B.

Vérificateur :

Nom : Y. THIERY

Fonction : chef projet glissement de
terrain – Délégué du responsable
scientifique et de programme pour
les glissements de terrain

Date : 15/05/2018

Signature :



Approbateur :

Nom : TRONEL F.

Fonction : Directeur BRGM Mayotte

Date : 22/05/2018

Signature :



Le système de management de la qualité et de l'environnement
est certifié par AFNOR selon les normes ISO 9001 et ISO 14001.



Géosciences pour une Terre durable

brgm

Mots-clés : Mayotte, Mtsamboro, Foubouni, Glissement, Glissement de terrain, suivi, topographie, piézométrie, pluviométrie

En bibliographie, ce rapport sera cité de la façon suivante :

LE MOIGNE B. (2017) – Glissement de terrain du quartier Foubouni – Commune de Mtsamboro (976)
Bilan du suivi réalisé de novembre 2015 à mars 2017. Rapport final. BRGM/RP-67004-FR, 76 p., 30 ill., 1 tabl., 2 ann.

© BRGM, 2017, ce document ne peut être reproduit en totalité ou en partie sans l'autorisation expresse du BRGM.

Sommaire

1. Cadre et objectifs	9
2. Contexte général	11
2.1. LOCALISATION.....	11
2.2. GEOMORPHOLOGIE ET HYDROLOGIE	12
2.3. CONTEXTE GEOLOGIQUE GENERAL.....	15
2.4. CONTEXTE METEOROLOGIQUE	15
3. Historique	17
3.1. DEVELOPPEMENT DE L'URBANISATION DU QUARTIER.....	17
3.2. EVENEMENT PASSES CONNUS	17
4. Synthèse des investigations réalisées lors de la phase 1.....	19
4.1. SYNTHESE DES DONNEES LITHOLOGIQUES	19
4.2. SYNTHESE DES DONNEES GEOPHYSIQUES	20
4.2.1. RESULTATS DES INVESTIGATIONS GEOPHYSIQUES	20
a) Profils longitudinaux N-S (P3 et P4):.....	23
b) Profils Transversaux (P1 et P2):	24
4.2.2. INTERPRETATIONS DES RESULTATS DES INVESTIGATIONS GEOPHYSIQUES	24
4.3. SYNTHESE DES DEPLACEMENTS MESURES DE JANVIER 2014 A JANVIER 2015	25
4.3.1. PLUVIOMETRIE SUR LORS DU SUIVI INITIAL DE JANVIER 2014 A JANVIER 2015	26
4.3.2. PRESENTATION DU RESEAU ET MESURES EFFECTUEES	25
4.3.3. RESULTATS ET INCERTITUDES	29
4.4. SYNTHESE DES DEFORMATIONS DE SURFACES OBSERVEES ET DES DESORDRES SUR LE BATI.....	30
5. Suivi du glissement de novembre 2015 à mars 2017	33
5.1. PLUVIOMETRIE LORS DE PERIODE DE SUIVI DE NOVEMBRE 2015 A MARS 2017.....	33
5.2. HYDROGEOLOGIE	33

c) Propriétés hydrogéologiques des formations en présence.....	33
d) Observations hydrogéologiques de surface.....	33
e) Analyse de la piézométrie.....	34
f) Hypothèse concernant le fonctionnement hydrogéologique du secteur	36
5.3. DEPLACEMENTS MESURES.....	39
6. Interprétations.....	47
6.1. CORRELATION ENTRE LES VITESSES DE DEPLACEMENT, LA PLUVIOMETRIE ET LA PIEZOMETRIE.....	47
6.2. HYPOTHESE CONCERNANT LE FONCTIONNEMENT DU GLISSEMENT DE TERRAIN DE FOUBOUNI	49
7. Evaluation du risque	53
8. Conclusions et recommandations.....	55
9. Bibliographie.....	61

Liste des figures

Figure 1 : Localisation du quartier de Foubouni sur la commune de Mtsamboro (rectangle rouge), affecté par les mouvements de terrain, d'après Géoportail.	11
Figure 2 : Quartier de Foubouni vu de la mer (emprise du glissement figurée en blanc)	13
Figure 3 : Configuration de la ravine et de l' « ouvrage » (levée de terre) de déviation des écoulement en amont immédiat du glissement.....	13
Figure 4 : Carte des observations géomorphologiques d'après (Laquement et al. 2016, BRGM/RP-65673-FR) Fond de carte Ortho 2012 © IGN ; Isoligne 2 m , profil topographique et profil des pentes extraits du MNT Litto3d à 1 m de 2013 © IGNT	14
Figure 5 - Localisation de la zone de glissement sur la carte géologique (Lacquement et al., 2013) – En rose sur la carte : dépôts colluviaux. En bleu : les basaltes altérés (facies isaltérite). En bleu foncé : les basaltes sains. En vert : les phonolites. En vert clair : les allotérites de phonolite. En orangé : les allotérites de basaltes. En coquille : les dépôts de brèches d'écroulement.....	15
Figure 6 : Précipitations mensuelles normales au niveau de la station de Mtsamboro (établies à partir des relevés de 1993 à 2017)	16
Figure 7 : Évolution de l'occupation du secteur de Foubouni à partir des orthophotos de 1950, 2003 et 2011 (de gauche à droite) Fond : Orthophoto IGN, 1950, 2003, 2011	17
Figure 8 : Localisation des événements recensés sur le secteur de Foubouni	18
Figure 9 - Localisation des forages et des sondages piézométriques	19
Figure 10 – Dépôts torrentiels de conglomérats lités	20
Figure 11 : <i>Résultat des acquisitions géophysiques reportés selon leur position (profils électriques et profils sismiques Vp).L'ensemble des profils est visible en Annexe 2</i>	22
Figure 12 – Résultats de l'acquisition au niveau du profil 3 – en haut résultats profil électrique - en bas résultat du profil sismique Vp	23

Figure 13 - Résultats de l'acquisition au niveau du profil 2 – en haut résultats profil électrique - en bas résultat du profil sismique Vp	24
Figure 14 – Relevé des précipitations mensuelles au niveau de la station de Mtsamboro comparés aux normales pluviométriques.	26
Figure 15 - Quantification des déplacements des repères entre le janvier 2014 et juillet 2015.	28
Figure 16 - Carte structurale de la zone de glissement de Foubouni proposée à partir des observations de surface effectuées lors de la phase 1 de l'étude lors de l'hiver austral 2015	31
Figure 17 – Relevé des précipitations mensuelles au niveau de la station de Mtsamboro comparés aux normales pluviométriques.	Erreur ! Signet non défini.
Figure 18 – Localisation des observations hydrogéologiques	37
Figure 19 – Piézométrie mesurée de novembre 2015 à avril 2017 comparé aux précipitations enregistrées sur la station de Mtsamboro.....	38
Figure 20 – Déplacements cumulés entre le levé de novembre 2015 et celui de mars 2017	41
Figure 21 – Evolution des déplacements cumulés entre le levé de novembre 2015 et celui de mars 2017	42
Figure 22 : Représentation spatiale des vitesses de déplacement entre chaque levé topographique	45
Figure 23 : Evolution des vitesses de déplacement et regroupement par tendance évolutive.....	46
Figure 24 : Evolution des vitesses de déplacement en aval du glissement et piézométrie de PZ3 .	48
Figure 25 : Déplacements maximaux mesurés sur glissement en fonction du cumul pluviométrique mensuel.....	49
Figure 26 : Modèle conceptuel du glissement du Foubouni.....	51
Figure 27 : résultats de l'acquisition géophysique, en haut : profil de résistivité, en bas : le profil sismique pour la ligne P1 il ya quand même des choses étranges ur les profils surtout le premier	71
Figure 28 : résultats de l'acquisition géophysique, en haut : profil de résistivité, en bas : le profil sismique pour la ligne P2	72
Figure 29 : résultats de l'acquisition géophysique, en haut : profil de résistivité, en bas : le profil sismique pour la ligne P3	73
Figure 30 : résultats de l'acquisition géophysique, en haut : profil de résistivité, en bas : le profil sismique pour la ligne P4	74

Liste des tableaux

Tableau 1 : Synthèse des solutions de sécurisation envisageables	60
--	----

Liste des annexes

Annexe 1 Logs géologiques des sondages carrotés	63
Annexe 2 Résultats des acquisitions sismiques et électriques	69

1. Cadre et objectifs

Le quartier de Foubouni sur la commune de Mtsamboro subit d'importants dégâts provoqué par la forte activité d'un glissement de terrain. Ces dégâts peuvent aller jusqu'à la destruction d'habitations. Les dommages affectent également les infrastructures routières et les chemins pavés. L'importance des dégâts a conduit la commune de Mtsamboro à confier au BRGM la réalisation d'une étude sur la caractérisation des processus responsables du glissement de terrain et sur sa géométrie.

Les observateurs antérieurs Hachim S. (2003) et Tardy D. (2013) ont fait les premières constatations indiquant la présence de plusieurs glissements ponctuels répartis sur une superficie de 13 ha.

Dans le cadre de cette étude, une première phase achevée en juin 2016 a permis de préciser, à partir d'investigations géologiques et géophysiques réalisées en juillet 2015 (Lacquement et al. 2016, RP-65673), le contour de la zone de glissement (7 ha), la nature, les caractéristiques et les épaisseurs des terrains affectés par le glissement et leur substratum.

Suite à ce travail, un réseau de bornes topographiques a été mis en place. Celles-ci ont fait l'objet d'un suivi selon une fréquence de 4 à 6 mois entre novembre 2015 et mars 2017. En parallèle, un suivi en continu de la piézométrie du site a été effectué depuis novembre 2015 au niveau de 3 ouvrages réalisés lors de la 1^{ère} phase de l'étude.

La deuxième phase de cette étude a consisté à interpréter les données de ce suivi topographique sur 17 mois, à identifier la cinématique du glissement et à la corrélérer avec les agents supposés moteurs du glissement, à savoir la pluviométrie et indirectement le niveau des eaux souterraines.

Les objectifs de la phase 2 sont :

- De proposer un schéma de comportement du glissement ;
- De définir les secteurs étant les plus exposées sur le quartier ;
- De proposer des pistes de réflexion sur les possibilités techniques de sécurisation de la zone.

2. Contexte général

2.1. LOCALISATION

Le secteur d'étude se situe à l'Ouest du village de M'tzamboro dans le quartier de Foubouni, appelé également M'tzamboro Ouest. La commune de M'tzamboro se situe au Nord-Ouest de Mayotte à environ 20 km de Mamoudzou (Figure 1).

Le secteur de Foubouni est situé entre la plage de Foubouni et la route nationale et du quartier de Madiana en amont de la RN.



Figure 1 : Localisation du quartier de Foubouni sur la commune de Mtsamboro (rectangle rouge), affecté par les mouvements de terrain, d'après Géoportail.

2.2. GEOMORPHOLOGIE ET HYDROLOGIE

L'emprise du glissement est limitée à l'est par une ravine non pérenne, au sud-ouest par un relief volcanique marqué. Au nord-est, le glissement est bordé par un encaissement topographique. Au nord, le front du glissement forme un talus d'une dizaine de mètres de hauteur incliné à 15-20° dominant la plage de Foubouni (Figure 2).

Le glissement mesure environ 450 m de long et au maximum 225 m de large et possède une superficie de l'ordre de 7 ha. Le sommet de la zone de glissement se situe à environ 85 m NGM. Sa pente moyenne de 8 à 9°. Des ressauts topographiques sont observés sur le versant (Figure 4). Toutefois, l'origine de ses derniers pourrait être anthropique (terrassements liés à l'aménagement du quartier).

Un cours d'eau est localisé à l'est du secteur d'étude. Cette rivière est non pérenne et coule pendant toute la saison des pluies selon les témoignages, vraisemblablement alimentée par le ressuyage des formations colluvionnaires constituant les berges. De nombreux blocs arrondis de taille décimétrique à métrique sont présents dans son lit. Le lit mineur présente une largeur moyenne de 2 m environ. Ses berges sont constituées des mêmes formations que celles identifiées en surface sur le site d'étude (laves torrentielles cf. § 4.1). Ces formations sont directement en contact avec les formations alluvionnaires de fond de ravine (Tardy D. (2013) – BRGM/RP-62274-FR).

Aucune donnée concernant l'hydrologie de ce cours d'eau n'est disponible. Le bassin versant de ce cours d'eau représente environ une surface de 50ha.

En aval de la route nationale, un cours d'eau dont le bassin versant est de taille équivalente conflue avec cette ravine.

Il est à noter qu'un ouvrage de déviation de la ravine vers l'Est constitué d'une levée de terre a été observé lors de la phase 1 de l'étude dévie le cours de la rivière en amont immédiat du glissement. Cet ouvrage ne constitue pas une retenue d'eau (Figure 4).



Figure 2 : Quartier de Foubouni vu de la mer (emprise du glissement figurée en blanc)



Figure 3 : Configuration de la ravine et de l'«ouvrage» (levée de terre) de déviation des écoulement en amont immédiat du glissement

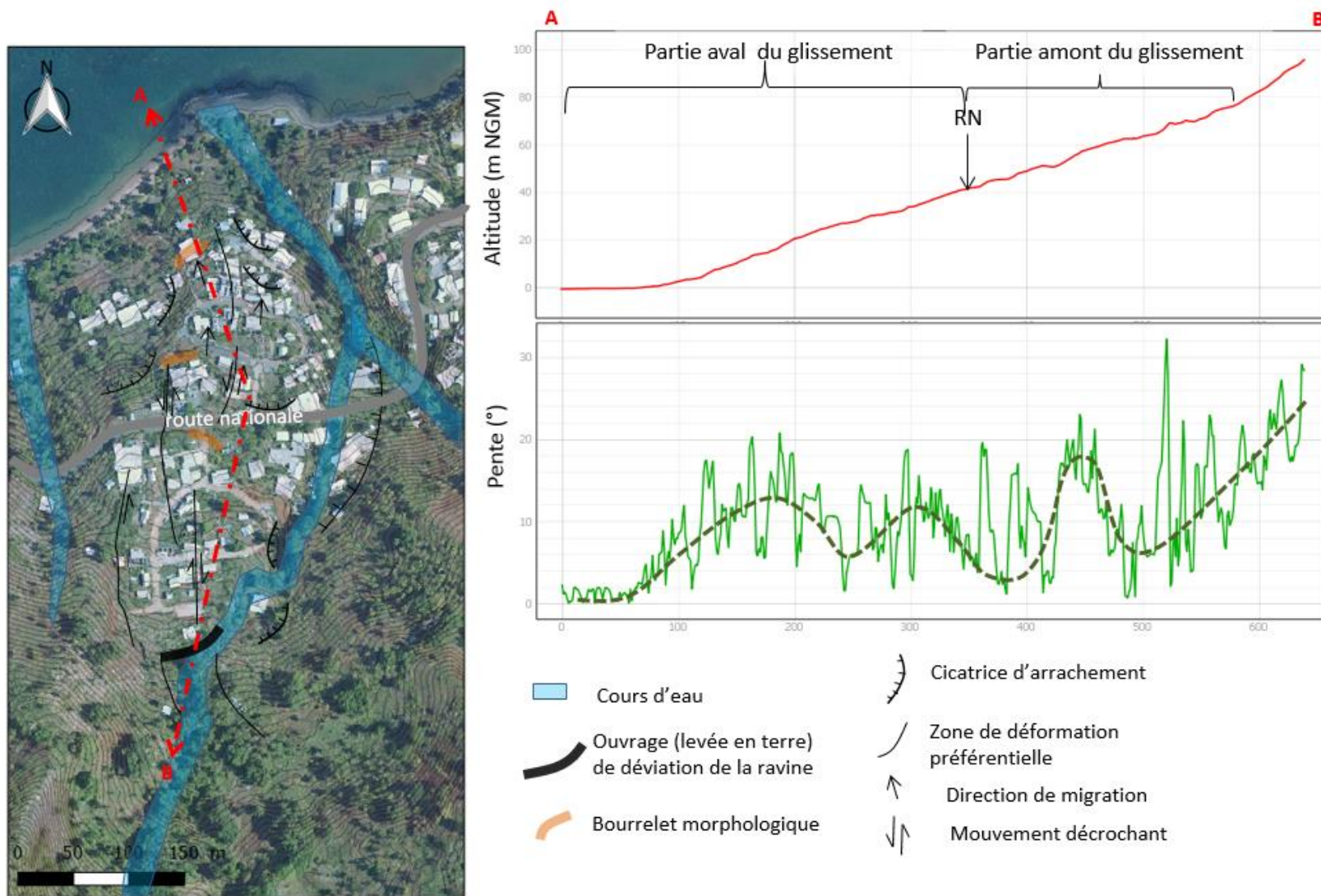


Figure 4 : Carte des observations géomorphologiques d'après (Laquement et al. 2016, BRGM/RP-65673-FR) Fond de carte Ortho 2012 © IGN ; Isoligne 2 m , profil topographique et profil des pentes extraits du MNT Litto3D à 1 m de 2013 © IGN

2.3. CONTEXTE GEOLOGIQUE GENERAL

Les observations menées en 2012 et 2013 (Lacquement et al., 2013) ont conduit les géologues à décrire cette zone comme correspondant à des colluvions (de couleur rose sur la carte géologique, Figure 5). Celles-ci drapent les versants et les bas de pente et peuvent atteindre plusieurs mètres d'épaisseur. Ils sont constitués par des blocs de basaltes plus ou moins altérés de taille centimétrique à métrique et portés par une matrice argilo-sableuse. Les blocs sont généralement sub-anguleux et rarement jointifs. Les campagnes de terrain réalisées dans le cadre de cette étude amènent à réinterpréter la nature de ces formations au droit du secteur d'études, comme des dépôts de laves torrentielles (cf. § 4.1).

À mi-hauteur, sont présents des dépôts de brèche sans doute associés à des écroulements de remparts (notés **Ec** sur la carte). Ils forment les reliefs des arêtes morphologiques descendant jusqu'à la mer. Sur les hauteurs, on trouve des roches basaltiques et des phonolites saines et altérées constituant les reliefs et les fortes pentes.

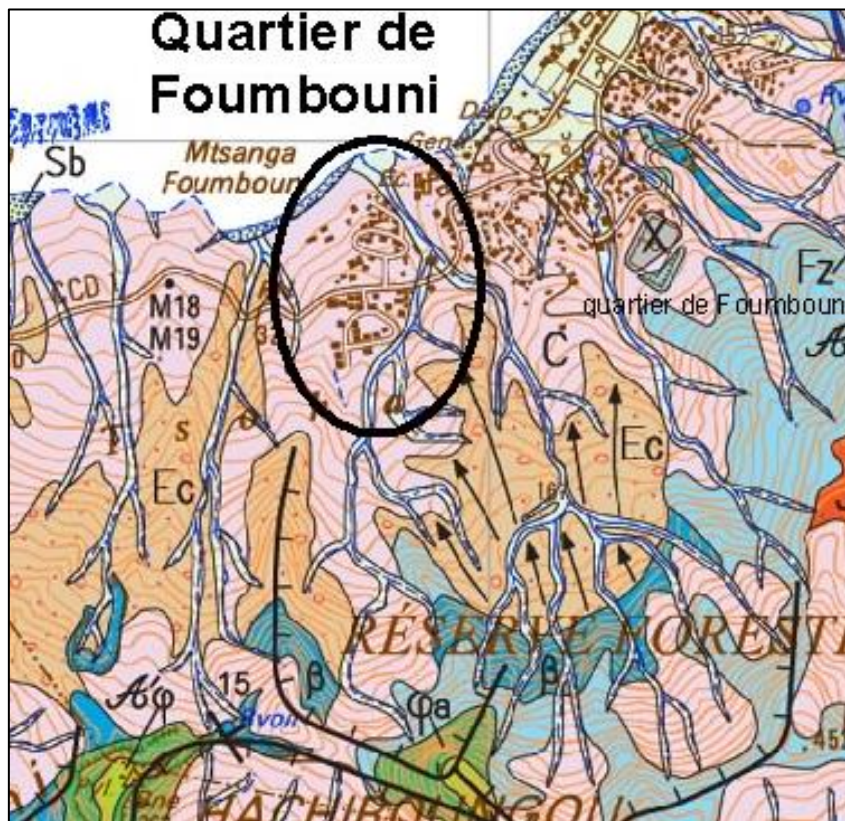


Figure 5 - Localisation de la zone de glissement sur la carte géologique (Lacquement et al., 2013) – En, rose sur la carte : dépôts colluviaux (réinterprétés en laves torrentielles au droit du site). En bleu : les basaltes altérés (facies isaltérite). En bleu foncé : les basaltes sains. En vert : les phonolites. En vert clair : les allotérites de phonolite. En orangé : les allotérites de basaltes. En coquille : les dépôts de brèches d'écroulement

2.4. CONTEXTE METEOROLOGIQUE

Si les températures se distinguent par leur faible amplitude journalière et annuelle, ainsi que par leur répartition spatiale homogène, les précipitations s'apprécient par une disparité plus prononcée. En effet, malgré la petite taille de l'île, les pluies qui tombent dans le centre et le nord-ouest de Grande-Terre (environ 1700 mm.an⁻¹) sont sensiblement supérieures à celles que reçoit

le Sud (1100 mm.an⁻¹). Cela s'explique en grande partie par le vent de Nord qui amène sur l'île un air humide et chaud pendant l'été austral. Les flancs des monts exposés à ce flux de Nord connaissent alors par effet orographique des précipitations accentuées¹.

En saison chaude et pluvieuse de janvier à mars, les précipitations mensuelles atteignent en moyenne 200 à 300 mm selon les régions, alors qu'en saison sèche elles peinent à dépasser 20 à 30 mm. Même si au cœur de la saison des pluies les précipitations peuvent facilement atteindre 100 mm en quelques heures.

Globalement, sur Grande-Terre, le nombre de jours par an avec pluie est d'environ 100 à 110 jours.

Si l'on s'intéresse aux jours plus fortement pluvieux (avec des cumuls ≥ 30 mm), le Sud n'en dénombre que 8 à 9 en moyenne par an, alors que le centre et le nord-ouest en compte le double avec 16 à 17 par an.

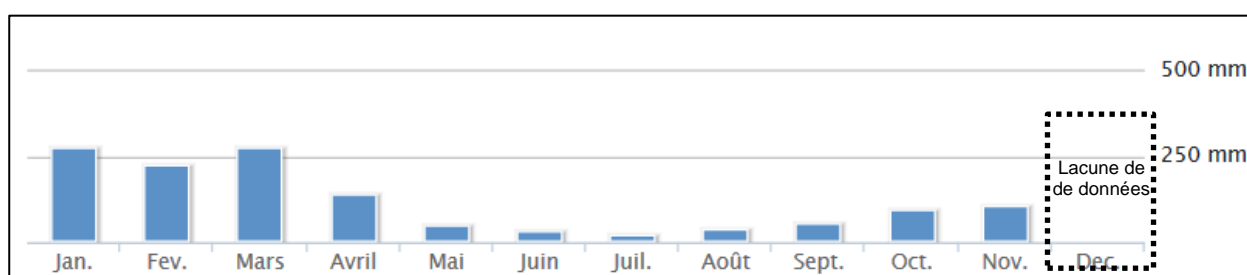


Figure 6 : Précipitations mensuelles normales au niveau de la station de Mtsamboro2 (établies à partir des relevés de 1993 à 2017)

Mayotte est exposée aussi aux phénomènes cycloniques apportant des cumuls de pluies de fortes intensités (e.g. plusieurs centaines de millimètres en quelques heures) comme le Cyclone Hellen de mars 2014.

¹ <http://pluiesextremes.meteo.fr/mayotte/Pluviometrie.html>

² <http://www.meteofrance.yt/climat/mayotte/mtzamboro-gen/98512001/normales>

3. Historique

3.1. DEVELOPPEMENT DE L'URBANISATION DU QUARTIER

L'extension du village de Mtsamboro vers le sud est à l'origine de la création du quartier de Foubouni (également appelé quartier de Mafoumboujou). L'installation d'habitations dans ce secteur s'est faite progressivement avant 2003 (d'après les orthophotos, Figure 7) mais ce n'est que récemment que les constructions se sont multipliées et que la taille des habitations s'est fortement accrue, augmentant *de facto* leur surface au sol. Actuellement, le secteur est recouvert de plus d'une centaine d'habitations.



Figure 7 : Évolution de l'occupation du secteur de Foubouni à partir des orthophotos de 1950, 2003 et 2011 (de gauche à droite) Fond : Orthophoto IGN, 1950, 2003, 2011

3.2. EVENEMENT PASSES CONNUS

L'analyse des orthophotographies et des images satellitaires disponibles n'a pas permis d'identifier des indices d'activité du glissement antérieurs aux premiers témoignages d'instabilités.

La synthèse des risques naturels à Mayotte (S. Hachim, 2003) expose « *un mouvement de terrain qui aurait détruit 6 habitations dans le quartier en décembre 2002* ». Ce document ne comporte pas plus de précisions sur cet évènement.

Il mentionne également un glissement de terrain survenu en 2003 dans le quartier de Mafoumboujou au niveau de la route nationale (pas de localisation précise du site). La niche d'arrachement s'étendait sur 200 m, d'après ce document.

Un mouvement de terrain (glissement) plus récent indiqué par un riverain se serait produit en 2008 (Tardy, 2013). Il se situe à l'arrière du restaurant à l'Est du quartier en aval immédiat de la route nationale. Le particulier a estimé que la niche d'arrachement s'étendait sur une dizaine de mètres de large, soit sur toute la longueur du bâtiment (cf. secteur 1 sur la Figure 8).

En février 2013, un particulier a signalé oralement au BRGM des indices de glissements de terrain au niveau du quartier de Foubouni. Les désordres significatifs relevés sur les maisons d'habitations et les infrastructures du quartier, ont fait l'objet d'une expertise ciblée sur le secteur en aval de la route nationale (Tardy D. (2013)) (cf. secteur 2 sur la Figure 8).

D'après des témoignages, lors du cyclone Hellen, un décalage de 17 cm de hauteur et de 40 cm de largeur serait apparu sur la rampe à l'aval immédiat de la chaussée (Batista, 2016) (cf. point 3 sur la Figure 8).

Il est possible que le glissement de terrain soit plus ancien que les premiers constats d'activité relatés à partir de 2002 (§5.2). En l'absence d'impact sur le bâti ou les infrastructures, les signes d'activités anciennes pourraient être passés inaperçus ou alors être sortis de la mémoire collective.

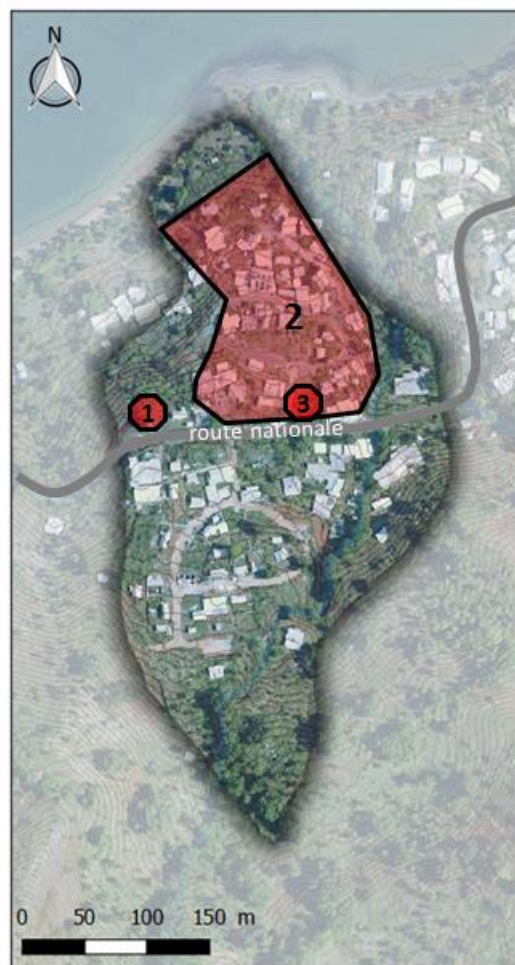


Figure 8 : Localisation des événements recensés sur le secteur de Foubouni

4. Synthèse des investigations réalisées lors de la phase 1

4.1. SYNTHÈSE DES DONNÉES LITHOLOGIQUES

Lors de la phase 1 de l'étude, trois sondages carottés de 25 m de profondeur chacun ont été exécutés, nommés SC1, SC2 et SC3. Les logs géologiques des sondages sont fournis en annexe 1 du présent rapport.

Trois forages destructifs ont ensuite été réalisés et instrumentés comme piézomètres. Les profondeurs d'investigations des piézomètres sont respectivement :

- Pz1 de 18 m ;
- Pz2 de 17 m ;
- Pz3 de 15,20 m.

Le Pz1 ne contenant pas d'eau a été rebouché et les instruments de mesures placés dans le SC1 dénommé alors Pz1.

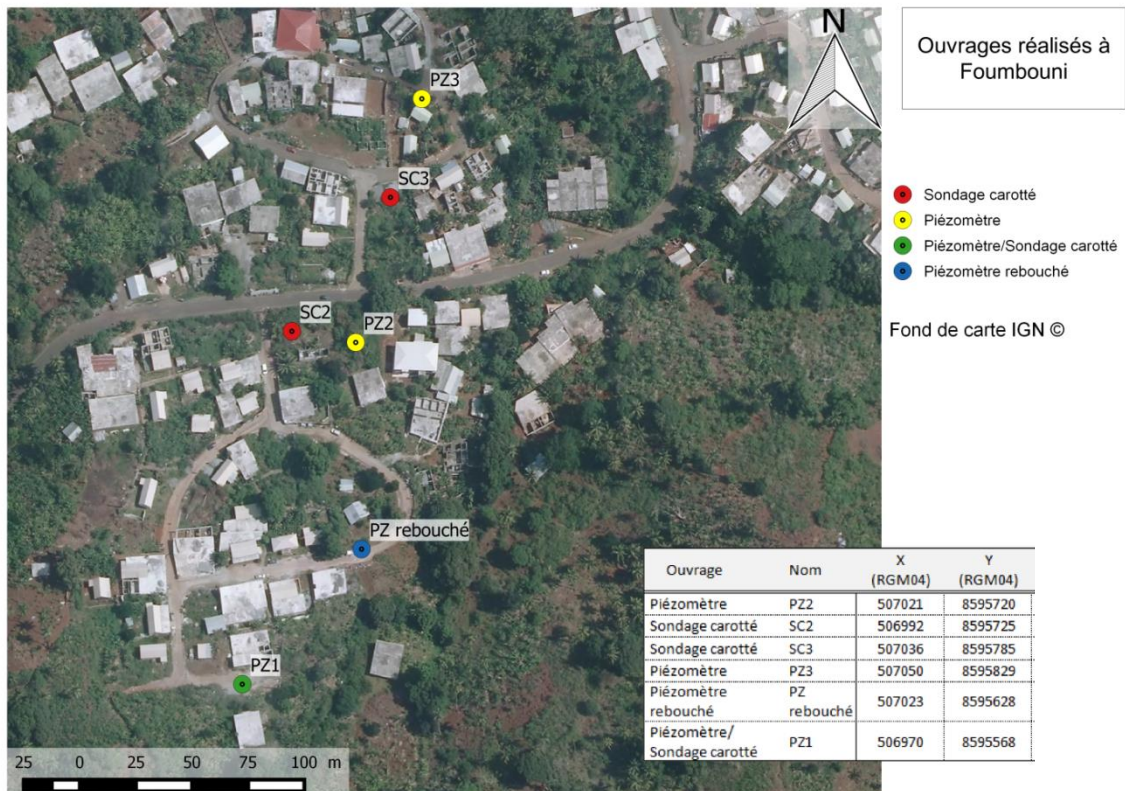


Figure 9 - Localisation des forages et des sondages piézométriques

Les rares affleurements observés montrent en bordure du glissement un substrat lavique stratifié, très altéré. Au sein de la zone où sont observés les déplacements, les quelques affleurements observés sont des dépôts lités riches en blocs de basalte et de phonolite sains de tailles variables dans une matrice sablo-silteuse ainsi que des dépôts scoriacés à blocs soudés (Figure 10).

L'abondance de blocs sains plus ou moins arrondis de tailles variables observés en surface sur **la quasi-totalité du secteur suggère que l'ensemble de la zone en déplacement est situées sur un dépôt alluvionnaire torrentiel** (Tardy D., 2013 - BRGM/RP-62274-FR).



Figure 10 – Dépôts torrentiels de conglomérats lités observé en amont du glissement (à gauche) et en aval du glissement (à droite)

Les données des sondages carottés et destructifs permettent d'identifier deux ensembles : une unité complexe située en surface reposant sur un substratum plus ou moins altéré. L'unité supérieure, correspond à des niveaux stratifiés argileux rouges et ocre à éléments et blocs sains (80 % du dépôt). **Cette unité peut être interprétée comme un cône alluvionnaire torrentiel interstratifié de colluvions** (Lacquement et al. 2015).

L'épaisseur de l'unité de surface rencontrée en forage est comprise entre 13,80 et 16,80 m.

4.2. SYNTHÈSE DES DONNÉES GÉOPHYSIQUES

Dans le cadre de la première phase de ce projet, une campagne d'investigation géophysique a été réalisée dans l'objectif d'identifier l'organisation lithologique à plusieurs dizaines de mètres de profondeur et la géométrie du glissement.

a) Résultats des investigations géophysiques

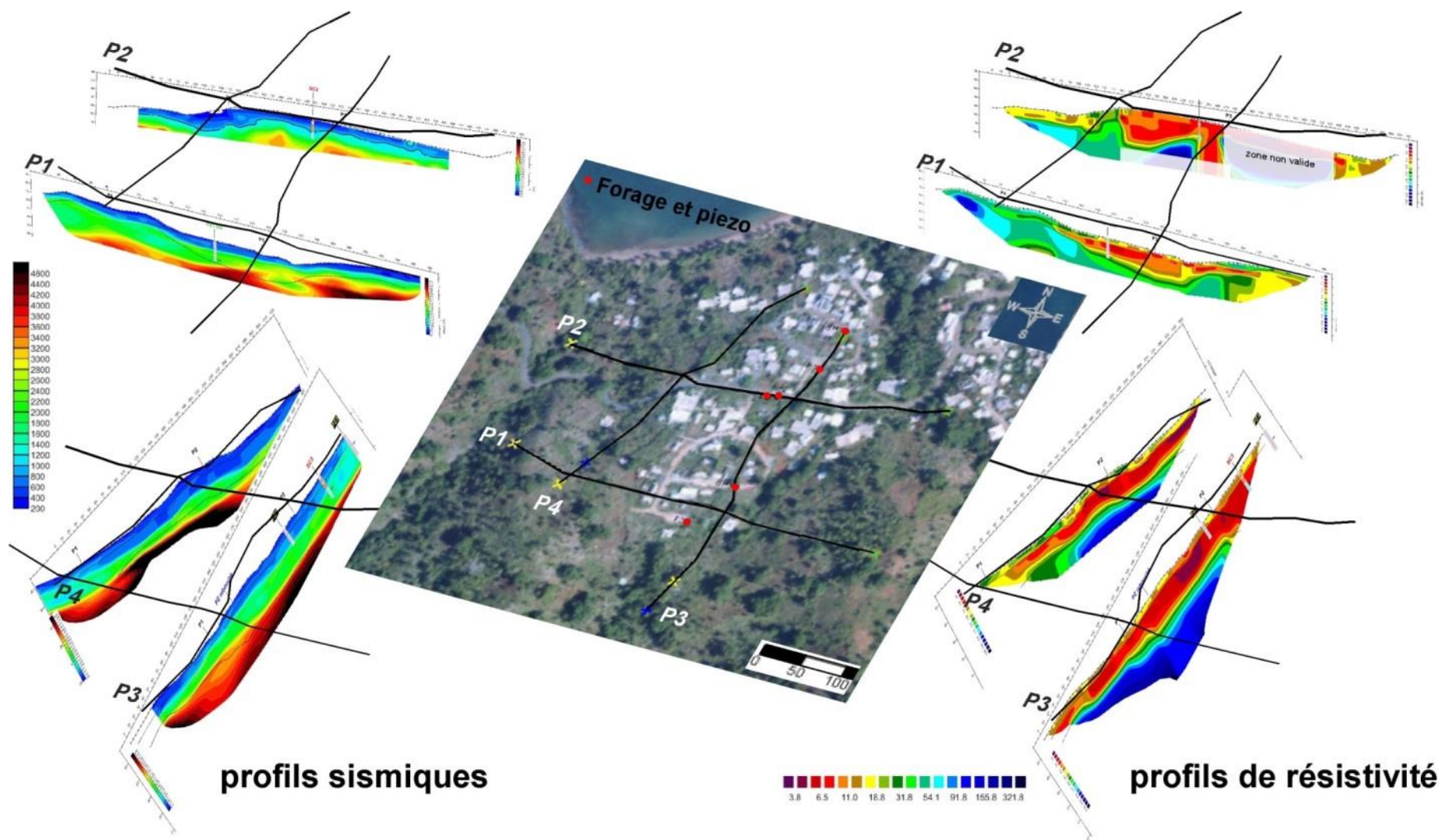
Les 2 méthodes géophysiques complémentaires ont été utilisées en juillet 2015 lors de la phase 1 de l'étude, détaillées dans le rapport Laquement et al. 2016, BRGM/RP-65673-FR, sont les suivantes :

- La tomographie de résistivité électrique permettant d'imager la distribution des résistivités électriques dans un plan vertical (x,z). Le long du profil de mesure, elle renseigne sur la nature des terrains (lithologie, teneur en argile et teneur en eau). Cette approche est pertinente pour déterminer les variations verticales et les zones de discontinuités. Pour ce qui concerne les variabilités horizontales cet outil est moins adapté. Il faut en effet garder à l'esprit que ces mesures permettent d'imager les variations des paramètres élastiques des sols, et que différentes lithologies ne seront pas toujours différenciées par

ce paramètre (Lacquement et al. 2015). L'inversion des signaux est obtenue avec le logiciel Res2Dinv (Loke & Barker 1996) ;

- La méthode sismique permettant d'imager la vitesse de cisaillement (traitement MASW) et de compression (traitement réfraction) dans un panneau de même géométrie et renseignant alors sur les caractéristiques mécaniques des terrains.

Pour la zone, quatre profils de 1 700 m de longueur se recoupant ont été implantés (deux profils est-ouest et deux profils nord-sud, **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**), sur chacun d'entre eux ont été réalisées des mesures sismiques et électriques (Figure 11).



Profils longitudinaux N-S (P3 et P4):

- Sur les profils sismiques réfraction, on remarque une évolution de la vitesse de propagation des ondes sismiques croissant depuis la surface vers la profondeur, les valeurs faibles en bleu, moyenne en vert et rapide en noir. Les vitesses croissent pour atteindre 4800 m s^{-1} pour les ondes de compression (V_p) et 1250 m s^{-1} pour les ondes de cisaillement (V_s), en profondeur. Sur les profils de direction N-S, l'évolution des vitesses décrit des couches subparallèles à la surface topographique.

Pour l'ensemble des forages (SC3, PZ2, PZ3 et le piézomètre rebouché), le contact entre les formations allochtones et le substrat lavique altéré se situe systématiquement sur le profil 3 au niveau de vitesse des ondes P de 1500 m.s^{-1} . Les dépôts récents allochtones auraient donc des vitesses faibles, inférieures à 1500 m.s^{-1} , alors que les dépôts laviques sains et altérés fissurés correspondraient à des vitesses supérieures à 1500 m.s^{-1} . Au sein des dépôts laviques, il semble exister un seuil de vitesse au-delà duquel la vitesse évolue très rapidement, sans doute à associer au passage de l'horizon altéré (vitesses V_p comprises entre 1500 à 2800 m.s^{-1}) à l'horizon sain ($V_p > 3200 \text{ m.s}^{-1}$), soit vers 30 à 45 m de profondeur.
- Sur les profils électriques, les valeurs de résistivité varient de quelques $\Omega.m$ de à $400 \Omega.m$ environ. Les corps conducteurs sont représentés par les valeurs faibles et sont de couleur rouge, les corps résistants sont représentés par les valeurs fortes et de couleur bleu. Sur les coupes N-S, les valeurs de résistivité forment des horizons parallèles à la topographie avec une couche de 5 m de puissance en surface légèrement plus résistante, elle surmonte un ensemble conducteur dont l'épaisseur croît depuis le Sud vers le Nord, d'une dizaine de mètre au Sud à près de 40 mètres au Nord.

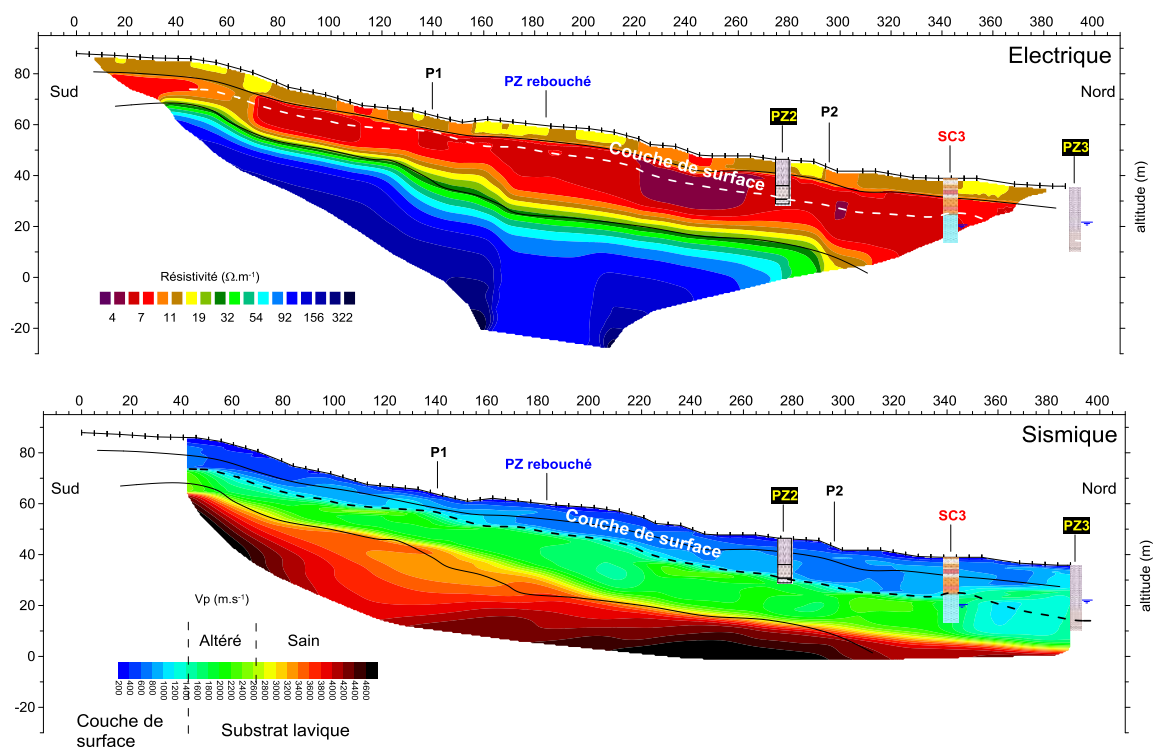


Figure 12 – Résultats de l'acquisition au niveau du profil 3 – en haut résultats profil électrique - en bas résultat du profil sismique V_p

Profils Transversaux (P1 et P2):

- Sur les profils sismiques E-W, l'évolution des profils de vitesses est plus irrégulière et n'est plus parallèle à la surface topographique.
- On retrouve en surface la zone légèrement résistante, elle surmonte un ensemble plus complexe que celui vu sur les coupes N-S. En effet, sur ces coupes on observe un corps conducteur situé à l'aplomb du quartier de Foubouni (partie centrale du profil), alors que les extrémités présentent des résistivités plus élevées. Ce corps est lenticulaire selon la direction E-W. En profondeur, les valeurs de la résistivité croissent.

Le contact entre l'unité de surface correspondant à des dépôts torrentiels et le substrat lavique altéré observé dans les sondages n'est pas marqué par un seuil de résistivité franc. Le contact lithologique se situe au sein de la zone de conductivité maximale (résistivités faibles).

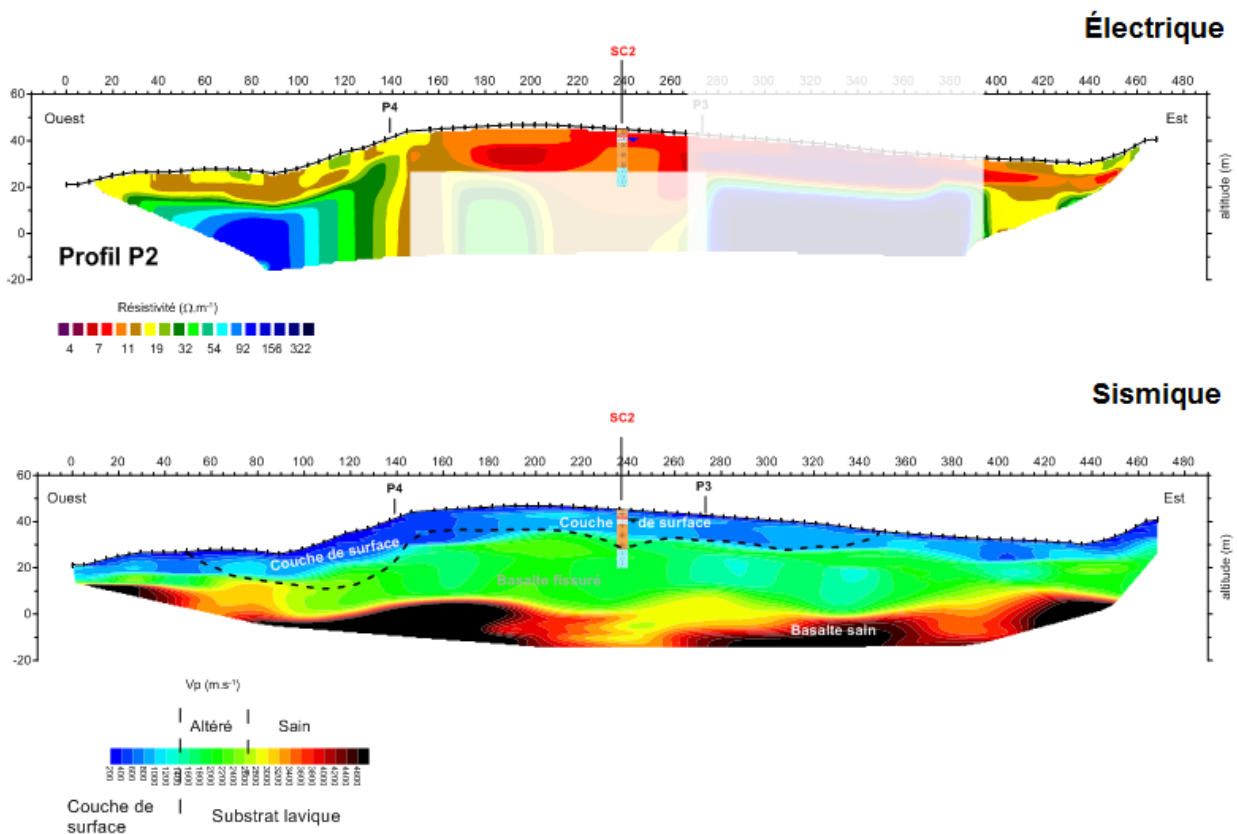


Figure 13 - Résultats de l'acquisition au niveau du profil 2 – en haut résultats profil électrique - en bas résultat du profil sismique Vp

b) Interprétations des résultats des investigations géophysiques

Les géométries définies par les deux méthodes géophysiques diffèrent. L'approche sismique apparaît plus fidèle aux discontinuités lithologiques observées sur les forages. Les mesures électriques permettent d'appréhender les conditions hydrogéologiques de la zone.

La corrélation des sondages sismiques avec la nature géologique des formations observées permettent d'identifier les données sismiques de sub-surface, à savoir :

- Des dépôts récents allochtones (laves torrentielles) avec des vitesses inférieures à $1\,500\text{ m.s}^{-1}$ (limite en pointillé sur les Figure 12 et Figure 13) soit entre 10 à 18 m de profondeur d'amont en aval ;
Les observations conduisent cependant à avoir quelques réserves sur le seuil à $1\,500\text{ m.s}^{-1}$ correspondant localement à des affleurements de basalte très fortement altérés, pulvérulents ;
- Des dépôts laviques altérés fissurés avec des vitesses comprises entre 1500 m.s^{-1} et $2\,800\text{ m.s}^{-1}$ soit entre 20 à 35 m de profondeur d'amont en aval.;
- Des dépôts laviques sains avec des vitesses comprises supérieurs à 3200 m.s^{-1} soit vers 30 à 45 m de profondeur d'amont en aval.

Ainsi, les profils sismiques définissent un ensemble monoclinale subparallèle à la topographiques.

Les profils électriques définissent un corps conducteur de forme allongée dans la direction N-S dont l'épaisseur s'accroît vers le nord de 10 à 22 m. L'extension latérale de corps conducteur avec des terminaisons en biseau est limitée aux bordures de la planèze entre les deux thalwegs. Cette géométrie évoque une configuration de paléo-vallée.

La plus forte conductivité observée dans l'axe de la planèze peut être expliquée par une argilosité et/ou une teneur en eau plus importante dans les dépôts de surface ainsi que la partie altérée du substratum.

La corrélation entre les données de forages, d'affleurements et de géophysiques, semble mettre une évidence au droit du quartier de Foubouni, le remplissage d'une dépression (paléo-vallée) par des dépôts détritiques (laves torrentielles). L'axe de cette paléo-vallée aurait une orientation nord-sud et passerait au centre de la planèze de Foubouni.

L'épaisseur des alluvions torrentielles est légèrement inférieure à la vingtaine de mètres dans la zone la plus épaisse.

Cette paléo-vallée constituerait un axe de drainage préférentiel des eaux souterraines et expliquerait aussi la conductivité électrique plus marquée à ce niveau.

La géophysique n'a pas permis d'identifier clairement la semelle de glissement. Les déplacements pourraient s'effectuer à l'interface entre le substratum volcanique altéré (base de la paléovallée) et le dépôt torrentiel sus-jacent.

4.3. SYNTHÈSE DES DÉPLACEMENTS MESURES DE JANVIER 2014 A JANVIER 2015

a) Présentation du réseau et mesures effectuées

Suite aux premières constatations de déformations (Hachim S. (2003) et Tardy D. (2013)), il a été décidé de réaliser un premier référentiel de repères géographiques répartis de manière la plus homogène possible sur l'ensemble de la zone instable et avec des points de références sur des secteurs stables hors glissement.

Ce réseau de repères de 14 points a fait l'objet de trois relevés, le 17 janvier 2014, le 11 juillet 2014 puis le 30 janvier 2015 par le cabinet de géomètre Mayotte Topo.

Par ailleurs, les repères de ce premier réseau de surveillance étaient installés dans certains cas sur des infrastructures ou des bâtis pouvant subir des déplacements internes. Ces repères n'ont pas été conservés dans la suite du suivi topographique. Pour cela les déplacements mesurés dans ce référentiel sont à interpréter avec prudence.

b) Pluviométrie sur lors du suivi initial de janvier 2014 à janvier 2015

Le suivi topographique du glissement a débuté en janvier 2014 lors d'une saison humide plus pluvieuse que les normales (+30%) pour cette saison (Figure 14).

Le mois de mars 2014 a notamment été marqué par le passage du cyclone Hellen le 29 mars 2014. Cet événement reste le dernier événement cyclonique mémorable ayant affecté l'île³.

Les cumuls les plus importants ont été enregistrés au niveau du poste de M'tzamboro, à savoir 233 mm en 24h. Le manque d'historique de cette station, ouverte depuis 1993, ne permet pas de qualifier précisément la période de retour du phénomène. Toutefois, les pluies quotidiennes enregistrées au niveau des postes de Combani (commune de Tsingoni) et Kani-Kéli (264 mm) dépassent les valeurs de durée de retour décennale (valeur non indiquée sur le site de Météo France).

La saison sèche ayant suivie fut marquée par une pluviométrie très en retrait par rapport aux normales (-70%).

Enfin le dernier relevé réalisé dans le cadre de ce premier suivi à la fin du mois de janvier a été effectué à la suite d'un mois très pluvieux (+25% par rapport aux normales).

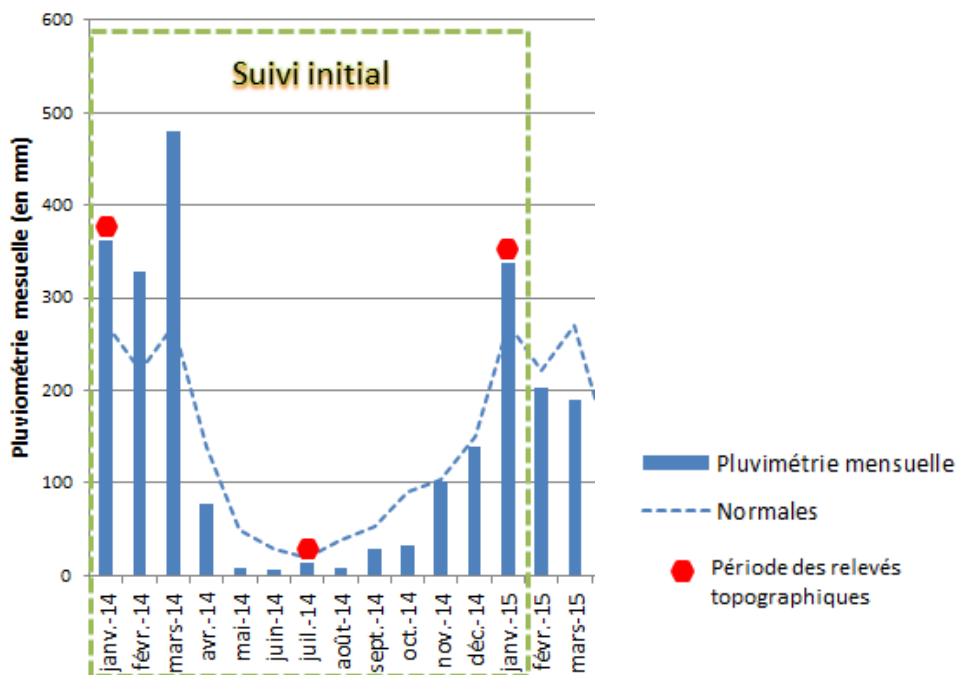
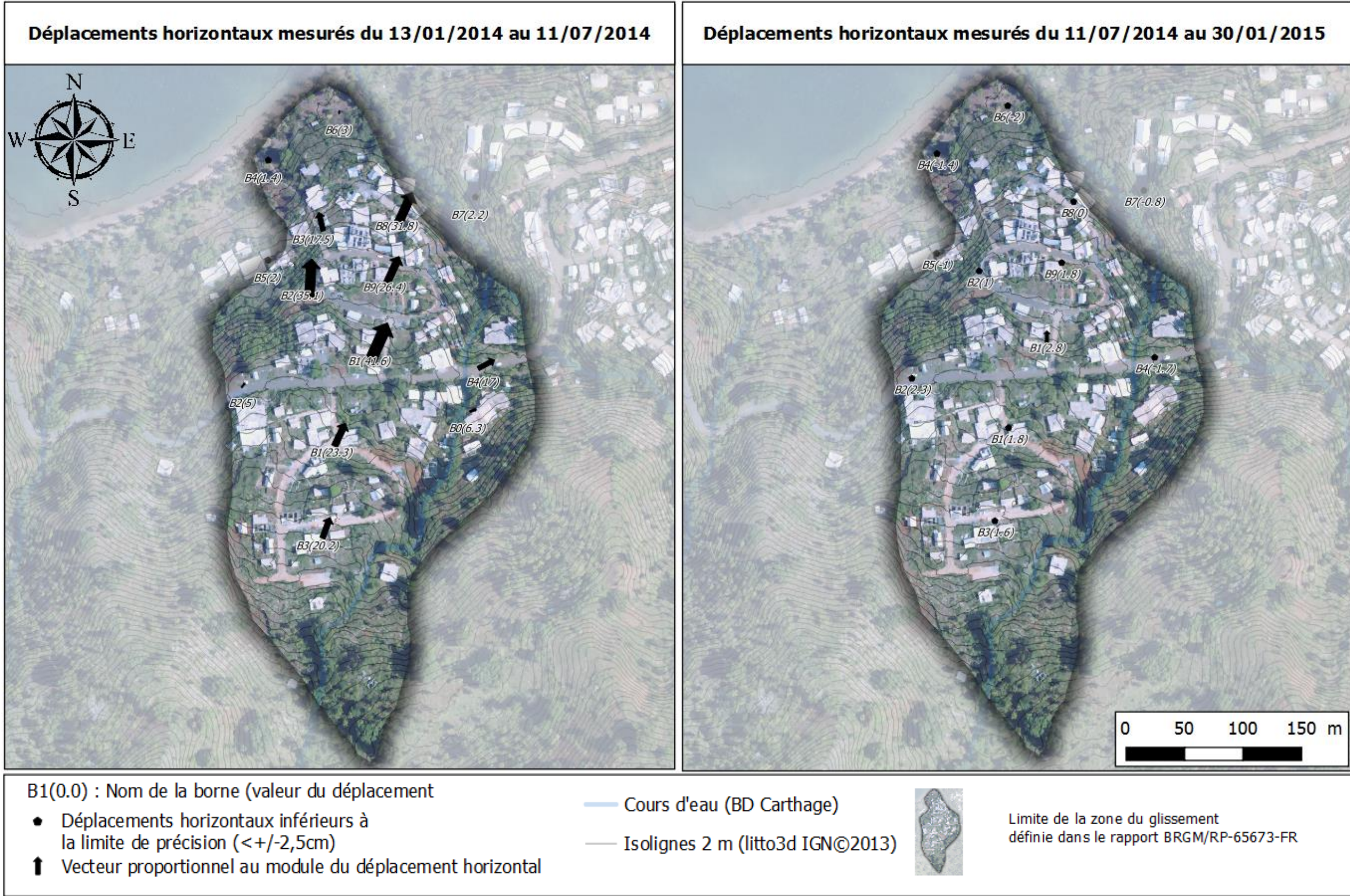


Figure 14 – Relevé des précipitations mensuelles au niveau de la station de Mtsamboro comparés aux normales pluviométriques

³ <http://pluiesextremes.meteo.fr/mayotte/2014-Hellen.html>



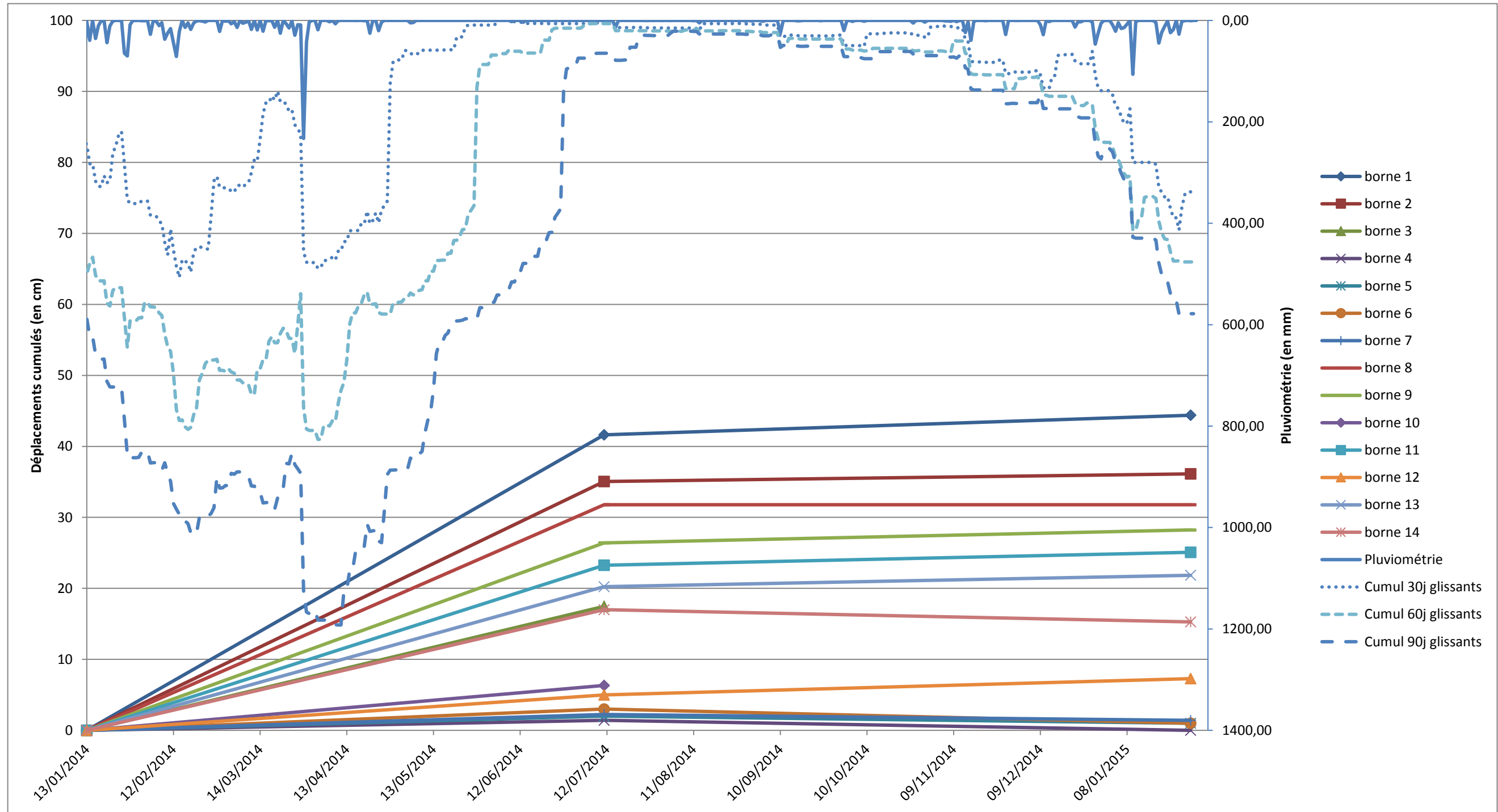


Figure 15 - Déplacements des repères entre le janvier 2014 et juillet 2015.

c) Résultats et incertitudes

La précision planimétrique des levés topographiques n'a pas été communiquée par le Cabinet de géomètres Mayotte topo. Toutefois, au regard de la technique de nivellement employée, et à l'instar de la précision communiquée pour la suite du levé (cf. § 5.2), la confiance accordée aux mesures est de l'ordre de $\pm 2,5$ cm. Les déplacements mesurés inférieurs à cette valeur ne sont pas considérés interprétables. Ces incertitudes répercutées dans le calcul des vitesses de déplacement entre deux relevés se traduisent par une limite de précision de 5 cm.an^{-1} .

Les mesures topographiques démontrent que la zone de Foubouni a bien subi un déplacement important, principalement entre janvier et juillet 2014. Le déplacement n'est pas homogène et la plupart des repères se sont déplacés globalement dans le sens de la pente, c'est-à-dire du sud vers le nord. Sur la carte résumant l'ensemble des déplacements (Figure 15), on note que :

- les déplacements les plus importants d'ordre pluridécimétriques (18 à 41 cm) sont situés dans l'axe médian de la zone en mouvement (flèches les plus longues), soit des vitesses de déplacement maximales d'au moins 70 cm.an^{-1} ;
- le déplacement maximal mesurés est situé en aval immédiat de la route nationale (41,6 cm) ;
- les bornes situées sur le littoral se sont peu ou pas déplacées (entre 1 et 5 cm sur l'année 2014, soit des déplacements proches de la limite de précision), suggérant que ces points se situent en aval du front du glissement;
- la borne située en bordure ouest de la zone de glissement s'est peu déplacée de 7 cm sur l'année 2014;
- Entre juillet 2014 et janvier 2015, les déplacements mesurés de l'ensemble des points de suivi sont nettement plus faibles et généralement inférieurs à la limite de précision accordée aux mesures.

Ce suivi topographique initial a permis de mesurer l'influence du phénomène cyclonique Hellen ayant affecté Mayotte le 29 mars 2014. Les précipitations apportées par cet événement qualifient une période de retour supérieure à 10 ans sur les stations de Tsingoni et Kani Kéli. Les déplacements très importants observés sont probablement à corrélérer en grande partie aux pluies de cet événement survenu à la fin d'une saison des pluies particulièrement pluvieuse (+30% aux normales).

Ces déplacements extrêmes en lien avec l'épisode Hellen sont dans la suite du rapport comparés aux déplacements dits « normaux » mesurés lors de la seconde phase de suivi (cf. § 5.2).

On note aussi un fort ralentissement, voire un arrêt des déplacements mesurés sur la période de juillet 2014 à janvier 2015 interceptant la saison sèche 2014 et le début de la saison des pluies 2014/2015 qui fut également marquée par une forte pluviométrie (+25% par rapport aux normales).

Les cumuls sur 30 jours glissants maximaux des périodes de janvier 2014 à juillet 2014 puis de juillet 2014 à janvier 2015 sont proches. L'écart des déplacements du sol mesurés entre ces périodes aux cumuls pluviométriques proches sur 1 mois, s'explique vraisemblablement par la survenue d'un épisode pluviométrique extrême fin mars 2014 (cyclone Hellen). Ces observations tendent à indiquer un rôle déterminant des pluies intenses dans l'activation ou l'accélération du glissement.

4.4. SYNTHÈSE DES DÉFORMATIONS DE SURFACES OBSERVÉES ET DES DÉSORDRES SUR LE BATI

Lors de la phase 1 (Lacquement et al. 2015, BRGM/RP-65673), de l'étude des observations sur l'ensemble du quartier ont été effectuées afin de :

- caractériser la nature des roches dans la zone d'étude ;
- identifier les structures affectant l'ensemble des aménagements et le bâti ;
- caractériser la cartographie des structures ;
- identifier les zones humides et des arrivées d'eau en surface ;
- réaliser une base de données photographique.

Ces observations de terrain ont mis en évidence une série de marqueurs de surface de la déformation (Figure 16 **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**) :

- Au niveau de la voirie :
 - de très nombreuses fissures de traction de direction globalement E-O ;
 - quelques failles normales extensives de direction E-O ;
 - des fractures ouvertes généralement de direction N-S subverticales ressemblant à des fentes d'extrados ;
- Au niveau des maisons :
 - des cisaillements subhorizontaux des pylônes des fondations ;
 - des fentes subhorizontales ouvertes parfois en échelon affectant les murs parallèles à la pente dans la partie sud des maisons ;
 - des fissures subverticales ouvertes parfois pluricentimétriques de direction N-S affectant les murs Nord ou Sud des maisons ainsi que les murs de soutènement

Les désordres observés ont été catégorisés en 4 niveaux de déformations: faibles, moyennes, fortes et intenses définis comme suit :

- Déformations faibles : 1 fracture présente et de faible largeur (millimétrique) et longueur (métrique);
- Déformations moyennes : plusieurs fractures présentes (au maximum 3), toujours de faible largeur;
- Déformations fortes : plusieurs fractures ;
- Déformations intenses : une a plusieurs fractures de grande dimension et largement ouvertes ou présentant un décalage centimétrique net.

D'après quelques témoignages recueillis sur le site, les désordres seraient apparus ou se seraient accentués environ 1 à 2 mois après le passage du cyclone Hellen en mars 2014.

Ces observations des désordres exposent des mécanismes extensifs internes se manifestant par l'ouverture de fissures perpendiculairement à la pente et l'affaissement de compartiments. Cette dynamique traduit un différentiel de vitesse interne au glissement entre l'amont et l'aval du glissement. Par ailleurs, des discontinuités N-S semblent disjoindre des compartiments ne se déplaçant pas aux mêmes vitesses induisant des mouvements décrochants le long des discontinuités observées. Enfin dans la partie aval du glissement, des fissures et des affaissements se développent en recul des sommets de berges, à l'est et à l'ouest du glissement.



Figure 16 - Carte structurale de la zone de glissement de Foubouni proposée à partir des observations de surface effectuées lors de la phase 1 de l'étude lors de l'hiver austral 2015

5. Suivi du glissement de novembre 2015 à mars 2017

5.1. HYDROGEOLOGIE

De par la faible extension de son bassin versant, le secteur de Foubouni a été écarté des sites ayant fait l'objet de prospection hydrogéologiques (Jourdain T. et al. 2002, RP-52193-FR et Jaouën T., et al. 2011, RP-59621-FR). Néanmoins, l'extension du bassin versant hydrogéologique, pouvant être plus importante que celle du bassin versant topographique reste indéterminée sur ce secteur.

a) Propriétés hydrogéologiques des formations en présence

Les investigations géophysiques montrent la présence d'un corps conducteur dans l'axe de la paléovallée pouvant être interprété par la présence d'un faciès plus argileux de la formation de surface ou par la présence d'eaux souterraines.

Les sondages réalisés ont permis de caractériser l'unité de surface interprétée comme un cône alluvionnaire torrentiel interstratifié de colluvions. Cet horizon correspond à des niveaux stratifiés argileux rouges et ocre à éléments et blocs sains (80 % du dépôt) (Lacquement et al. 2015).

Bien que les prospections hydrogéologiques antérieures n'aient pas étudiées le site de Foubouni spécifiquement, les observations de terrain faites au nord-est de l'île (Mapouéra) ont montré que les colluvions de pied de pente présentaient des perméabilités supérieures à celle des laves scoriacées altérées (Jourdain T. et al. 2002, RP-52193-FR). Dans d'autres contextes volcaniques tropicaux (Vittecoq et al., 2007), les colluvions sont considérées comme des horizons semi-perméables dont les propriétés hydrogéologiques sont liées à la proportion d'argile, à leur degré d'altération et l'abondance en blocs du dépôt et de la perméabilité de la matrice.

Les typologies de laves torrentielles de même que leurs organisations internes sont particulièrement variées. Il est aussi délicat d'attribuer des propriétés hydrodynamiques données spécifiques à ces dépôts.

Sous cet horizon de surface, la formation rencontrée en forage est un basalte plus ou moins altéré. Les basaltes sains sont supposés à 35-40 m de profondeur sur la base des données de géophysique. Ces formations lorsqu'elles sont fracturées possèdent des caractéristiques hydrauliques intéressantes surtout si cette perméabilité initiale est renforcée par une fracturation d'origine tectonique. L'altération de cette roche diminue rapidement ces propriétés aquifères (Jaouën T., et al., 201, RP-59621-FR).

b) Observations hydrogéologiques de surface

Les points d'observations d'indices hydrogéologiques de surface sont représentés en Figure 17.

Un puits a été repéré en aval de la RN lors de l'expertise de 2013 (Tardy, 2013). Bien que des eaux usées soient rejetées dans cet ouvrage, l'alimentation de celui-ci semble se faire essentiellement par des eaux souterraines sub-affluentes à cet endroit, et ce de manière pérenne selon les témoignages recueillis à l'époque.

De plus, une zone d'émergences d'eau souterraine a été observée en aval des dernières habitations du quartier, en partie sommitale du talus dominant la plage de Foubouni (Tardy, 2013). D'après les riverains ces émergences seraient pérennes.

Par ailleurs, lors de la campagne de terrain de la phase 1 de l'étude, effectuée lors de l'hiver austral 2015 (saison sèche), deux zones de stagnation d'eau (pérennes) ont été observées en aval de la route nationale et une autre en amont (Figure 17).

c) **Analyse de la piézométrie**

La piézométrie au niveau des trois piézomètres réalisés lors de la phase 1 de l'étude ont été suivi depuis novembre 2015 selon un pas de temps horaire avec une sonde pression enregistreuse. Les données de ce suivi sont représentées en Figure 17. La piézométrie sur cette période image le fonctionnement hydrogéologique « en condition normale », c'est à dire pour une pluviométrie proche des normales pluviométriques.

Les piézomètres présentent des comportements différents traduisant des propriétés hydrodynamiques du sol variables.

❖ **Piézométrie au niveau de PZ1 (piézomètre amont) :**

L'occupation du sol dans l'environnement immédiat de PZ1 est constituée par un remblai compacté, moyennement favorable à une infiltration rapide des eaux de surface.

Le piézomètre amont, PZ1, présente des fluctuations piézométriques de l'ordre de 10 m. Le niveau piézométrique d'étiage se situe à 47 m NGM environ, soit à 24 m de profondeur.

Lors de la saison des pluies 2015/2016, la montée piézométrique est soudaine de mi-janvier à début février, en particulier à la suite d'un épisode pluvieux significatif (101 mm en 24h) le 01/02/2016. Alors que lors de la saison des pluies 2016/2017, la montée du niveau piézométrique est plus lente et aussi plus irrégulière.

Le retour à un niveau piézomètre bas s'effectue en 3 mois environ.

La piézométrie au niveau de cet ouvrage n'est pas influencée par les épisodes pluvieux survenant lors de la saison sèche 2016, ni par les épisodes pluvieux du début de la saison des pluies 2016/2017, d'octobre 2016 à février 2017.

L'effet de capacité observé par la diminution progressive du niveau piézométrique sur 3 mois confirme l'hypothèse de la présence d'une nappe aquifère plus qu'un ressuyage des eaux superficielles.

Les fluctuations piézométriques marquées tendent à indiquer des propriétés hydrodynamiques de l'aquifère moins élevées que celle rencontrées au niveau des deux autres piézomètres.

Enfin, l'absence de réaction à l'ensemble des événements pluvieux, y compris lors des fortes précipitations épisodiques (83.6 mm le 19/10/2016) tend à suggérer que l'aquifère au droit de PZ1 n'est pas en communication directe avec le cours d'eau à l'Est. La recharge de l'aquifère semble s'effectuer qu'à la suite de la saturation des formations de surface.

❖ **Piézométrie au niveau de PZ2 (piézomètre intermédiaire) :**

De la même manière que PZ1, les terrains autour de PZ2 sont constitués de remblai compacté peu favorable à une infiltration rapide des eaux de surface.

Depuis sa date d'exécution en septembre 2015 jusqu'à février 2016, le piézomètre intermédiaire, PZ2, dont la cote de fond se situe à 28 m NGM ne contenait pas d'eau.

Une élévation rapide du niveau piézométrique de 2 m est observée à la suite de l'épisode pluvieux du 01/02/2016.

Le 04/03/2016, le piézomètre s'est partiellement rebouché faisant passer le fond de l'ouvrage de 17,0 m/sol à 15,3 m/sol.

Le niveau piézométrique a réagi aux précipitations de fin mars 2016.

À l'exception de la remontée soudaine consécutive à l'effondrement de la base du piézomètre, le piézomètre PZ2 montre une tendance de recharge et de descente progressive, comparable à celle observée sur PZ1.

À partir du 09/05/2016, le piézomètre s'est asséché à la cote à 30,3 m NGM . Depuis cette date le niveau piézométrique n'est jamais remonté dans PZ2.

Bien que la chronique piézométrique au niveau de PZ2 ne soit pas complète, son évolution semble contrôlée par la même dynamique de recharge que celle observée au niveau de PZ1.

❖ **Piézométrie au niveau de PZ3 (piézomètre aval) :**

Le piézomètre aval PZ3, montre des fluctuations de niveau jusqu'à 3 m.

La chronique piézométrique de PZ3 apparaît beaucoup plus irrégulière que celles des deux autres ouvrages.

Des élévations soudaines du niveau piézométrique suivi de descentes rapides sont observées immédiatement après chaque événement pluvieux dépassant 10 mm sur 24h.

Au-delà des variations soudaines on note une tendance d'évolution saisonnière de la piézométrie avec une recharge par à-coups lors de fortes précipitations (> 50 mm par 24h) répétées.

La descente du niveau piézométrique se fait ensuite de manière progressive sur 3 à 4 mois.

Les fluctuations soudaines de piézométrie peuvent s'expliquer par une perméabilité de surface importante permettant une infiltration rapide des eaux ou par une alimentation latérale de l'aquifère par la rivière.

L'occupation du sol (zone cultivée) à proximité de PZ3 est un facteur favorisant l'infiltration des eaux de surface.

L'hypothèse d'une alimentation latérale par la rivière reste plus difficilement justifiable, de par la position du lit de la rivière au droit de PZ3, située 2 à 3 m sous le niveau piézométrie d'étiage. Dans cette configuration, l'incision du cours d'eau constituerait plus un axe de drainage qu'une

zone d'alimentation. Une liaison hydraulique est toutefois possible en amont de PZ3, au niveau de la RN où le lit de la rivière se situe à une altitude proche du niveau piézométrie, voire légèrement au-dessus.

d) **Hypothèse concernant le fonctionnement hydrogéologique du secteur**

Les observations hydrogéologiques semblent indiquer :

- l'existence d'une nappe aquifère contenue dans la couche de surface constituée d'alluvions torrentielles et de colluvions (effet de capacité observé sur les chronique piézométrique) ;

- dans la partie aval du glissement :
 - des propriétés hydrogéologiques supérieures que celles observées en amont de la route nationale ;
 - de meilleures conditions d'infiltration. En effet, la forte réactivité de la piézométrie de PZ3 aux évènements pluvieux suggère des terrains de surface plus perméables.
 - une absence de liaison hydraulique entre la nappe et la rivière. En effet, les émergences observées en aval du quartier de Foubouni, en situation de sommet de planèze encadrée de deux cours d'eau, tendent en effet à indiquer :
 - une perméabilité plus faible sur au front et sur les bords du glissement dans sa partie aval limitant le drainage naturel des eaux vers les points bas, dans ce cas les fond de ravines ;
 - l'existence d'un niveau de plus faible perméabilité (aquiclude) à faible profondeur se rapprochant localement de la surface et favorisant l'émergence des eaux souterraines.
 - une « chenalisation » des écoulements, selon un axe plus perméable pouvant correspondre à l'axe de la paléovallée en amont de la route nationale.

- dans la partie aval du glissement, une zone non saturée plus épaisse qu'en aval ou moins perméable, révélée par l'absence d'impact sur la piézométrie de PZ1 et PZ2 des épisodes pluvieux de début de saison des pluies ou par les pluies, mêmes fortes, en saison sèche.

Enfin, l'hypothèse d'un aquifère plus profond au sein des basaltes devenant plus sains en profondeur, ne peut être vérifiée de par l'absence de données de forages profonds sur la zone.

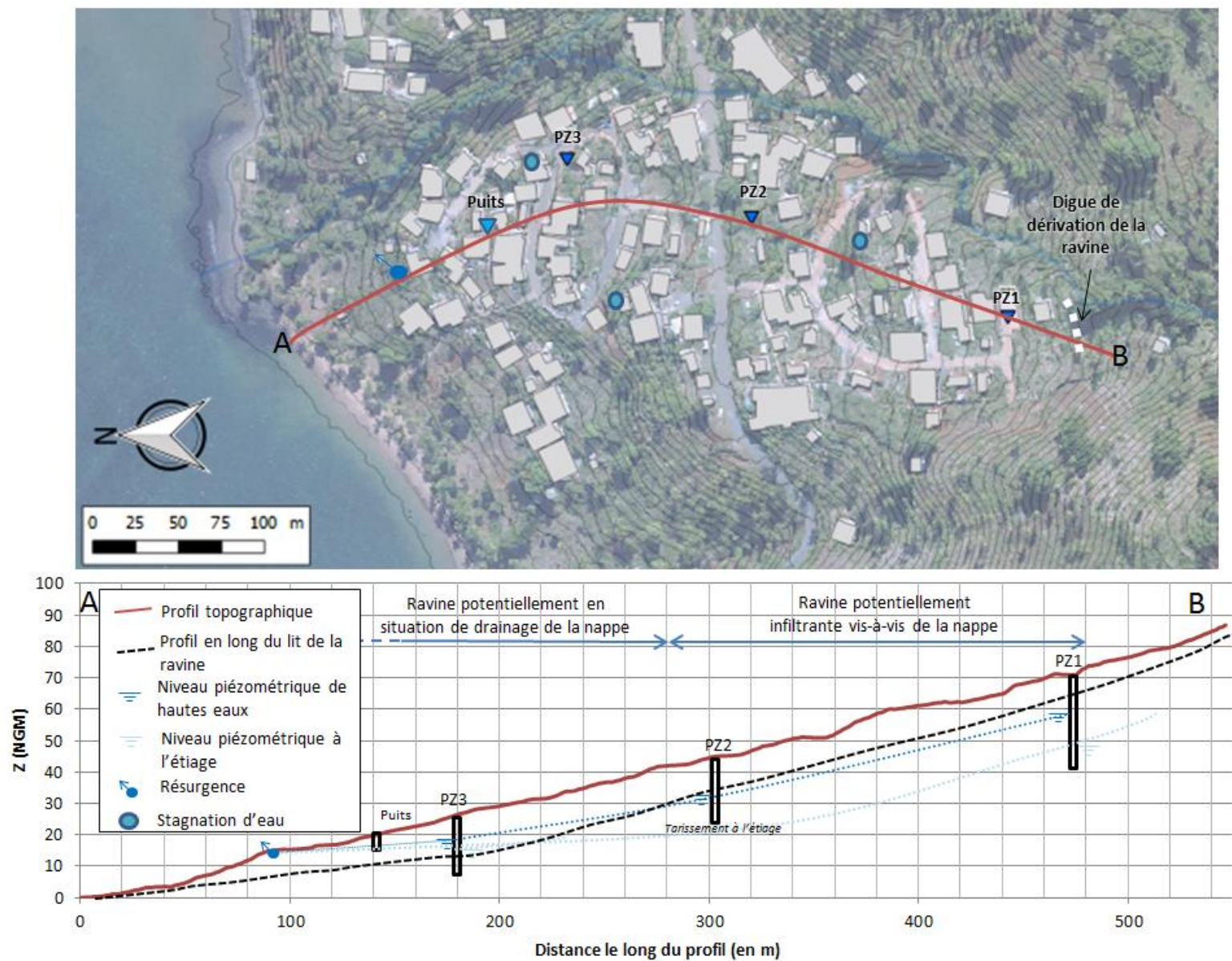


Figure 17 – Localisation des observations hydrogéologiques

Bilan du suivi topographique du glissement de Foubouni de novembre 2015 à mars 2017

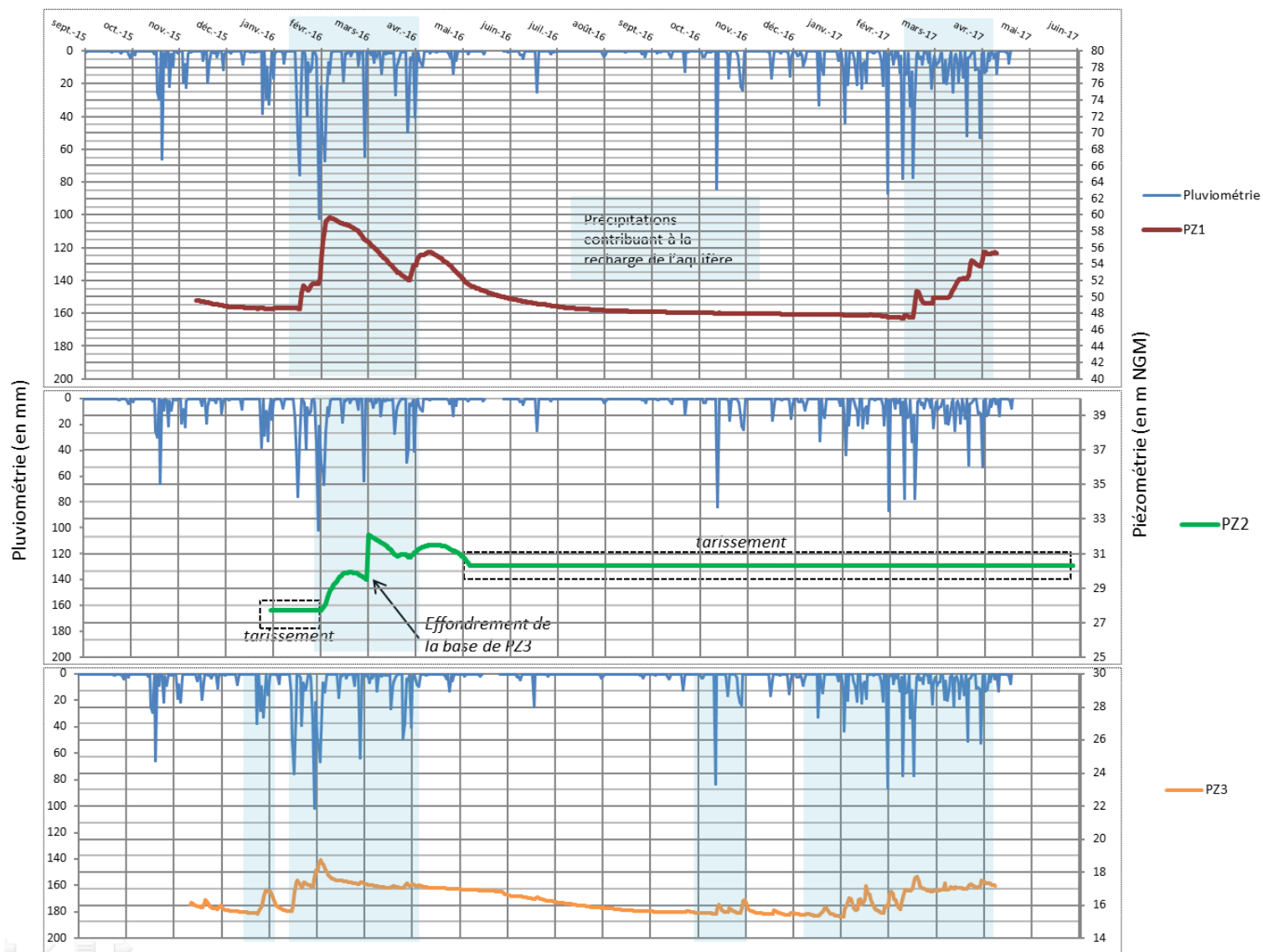


Figure 18 – Piézométrie mesurée de novembre 2015 à avril 2017 comparé aux précipitations enregistrées sur la station de Mtsamboro.

5.2. SUIVI DES DEPLACEMENTS DE NOVEMBRE 2015 A MARS 2017

a) Présentation du réseau de suivi

Suite à l'étude de phase 1, un réseau de 28 bornes topographiques dont 4 points de références à l'extérieur de la zone du glissement a été implanté sur le site. Par la suite, plusieurs bornes ont dû être remplacées suite à des détériorations ou des disparitions.

Les bornes sont constituées de plots en ciment, équipés d'un clou de géomètre en leur centre.

Le suivi topographique des bornes a été réalisé par le Cabinet de géomètres experts Gilles Rossius, lors de 5 relevés effectués :

- Du 19 au 25 novembre 2015 ;
- Du 3 au 6 mars 2016 ;
- Du 6 au 9 juin 2016 ;
- Début septembre 2016 (date précise non connue) ;
- Du 6 au 10 mars 2017.

b) Pluviométrie lors de période de suivi de novembre 2015 à mars 2017

La période de suivi réalisée dans le cadre de cette étude est caractérisée par un déficit pluviométrique par rapport aux précipitations normales sur le site de Mtsamboro (Figure 19) :

- La saison des pluies 2015/2016 présente un déficit pluviométrique de l'ordre de 10% ;
- La saison sèche 2017 marque une pluviométrie en retrait de 35 % par rapport aux normales sur cette période ;
- Sur la saison humide 2016/2017, la pluviométrie est légèrement inférieure à la pluviométrie normale sur cette période (-4%), même si dans le détail, le mois de février 2017 fut particulièrement pluvieux (+82%).

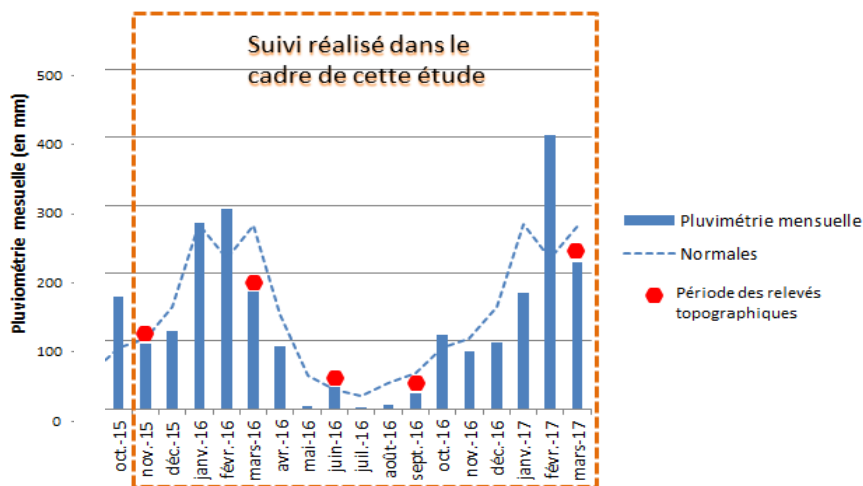


Figure 19 – Relevé des précipitations mensuelles au niveau de la station de Mtsamboro comparés aux normales pluviométriques⁴

⁴ <http://www.meteofrance.yt/climat/mayotte/mtzamboro-gen/98512001/normales>

c) Résultats et incertitudes

La précision planimétrique des levés topographiques communiquée par le Cabinet de géomètre expert Gilles Rossius **est comprise entre $\pm 1,5$ cm ± 3 cm sur certain secteur du fait de l'évolution de la végétation et la construction ou l'évolution du bâti impliquant un agrandissement de la boucle de nivellement.**

Dans la suite de cette étude, les déplacements en deçà de 2,5 cm ne sont pas interprétés. Ces incertitudes répercutées dans le calcul des vitesses de déplacement entre deux relevés se traduisent par une limite de précision de 5 cm.an⁻¹.

Sur la période de suivi de novembre 2015 à mars 2017, soit 17 mois, on observe (Figure 20) :

- Un déplacement significatif de l'ordre de 7 à 9 cm ($\pm 2,5$ cm) de la partie aval du glissement (en aval de la RN) orienté Nord-Nord-Est, en direction du thalweg de la ravine ;
- Un déplacement important de 14 cm ($\pm 2,5$ cm) de la borne en bordure ouest du glissement sur la RN vers le Nord-Ouest, en direction de l'encaissement occidental du glissement;
- Un déplacement des repères situés au sein du talus dominant la plage de Foubouni, de 5 à 6 cm ($\pm 2,5$ cm) vers le Nord-Est ;
- Des déplacements de 1 à 4 cm (proches ou en dessous de la limite de précision accordée aux mesures) de la partie du glissement en amont de la RN ;
- Aucun déplacement significatif sur la bordure Est du glissement, dans sa partie amont ;
- Aucun déplacement significatif au niveau des repères situés en pied de pente au Nord-Ouest du glissement.

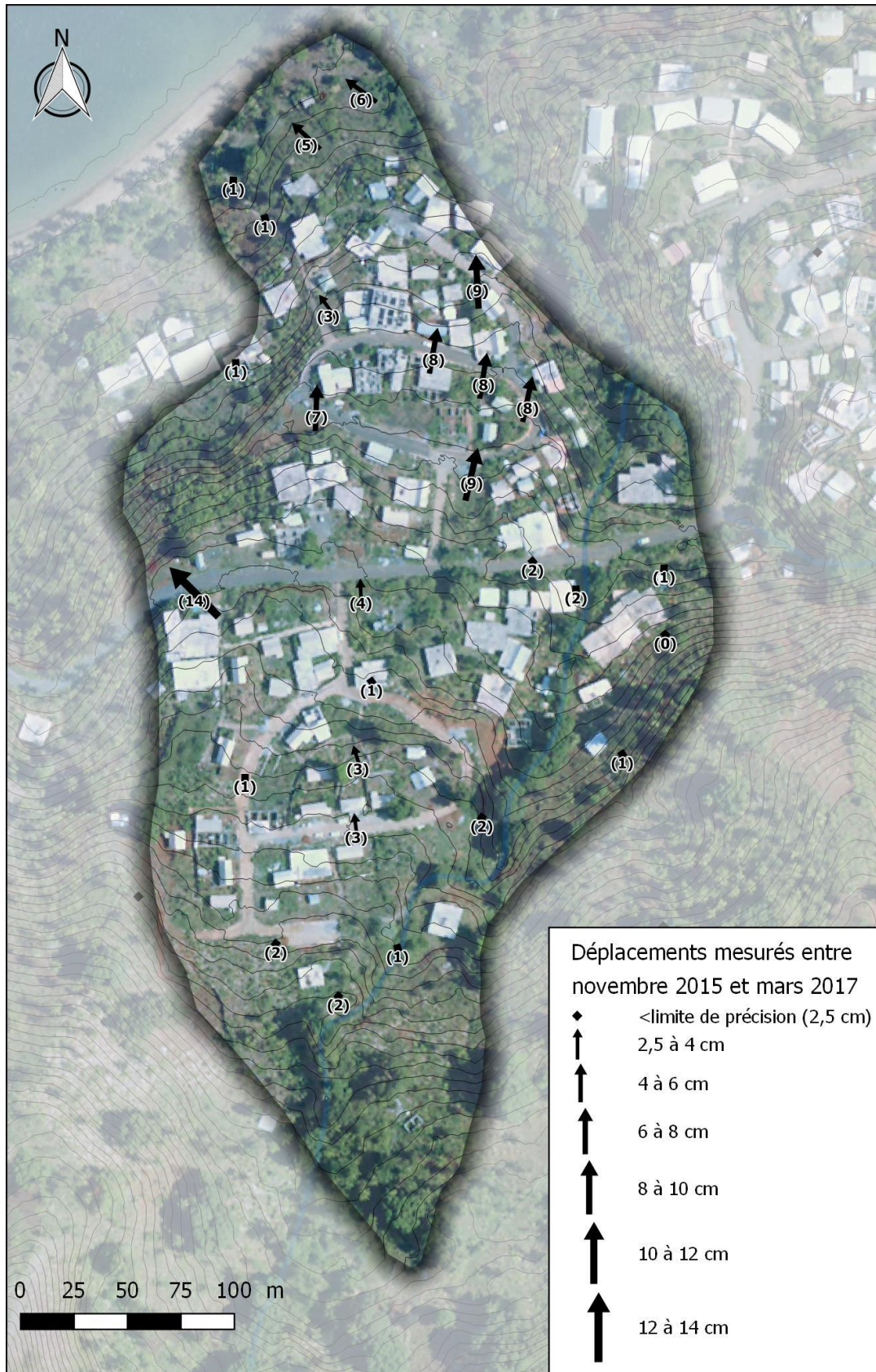


Figure 20 – Déplacements cumulés entre le levé de novembre 2015 et celui de mars 2017

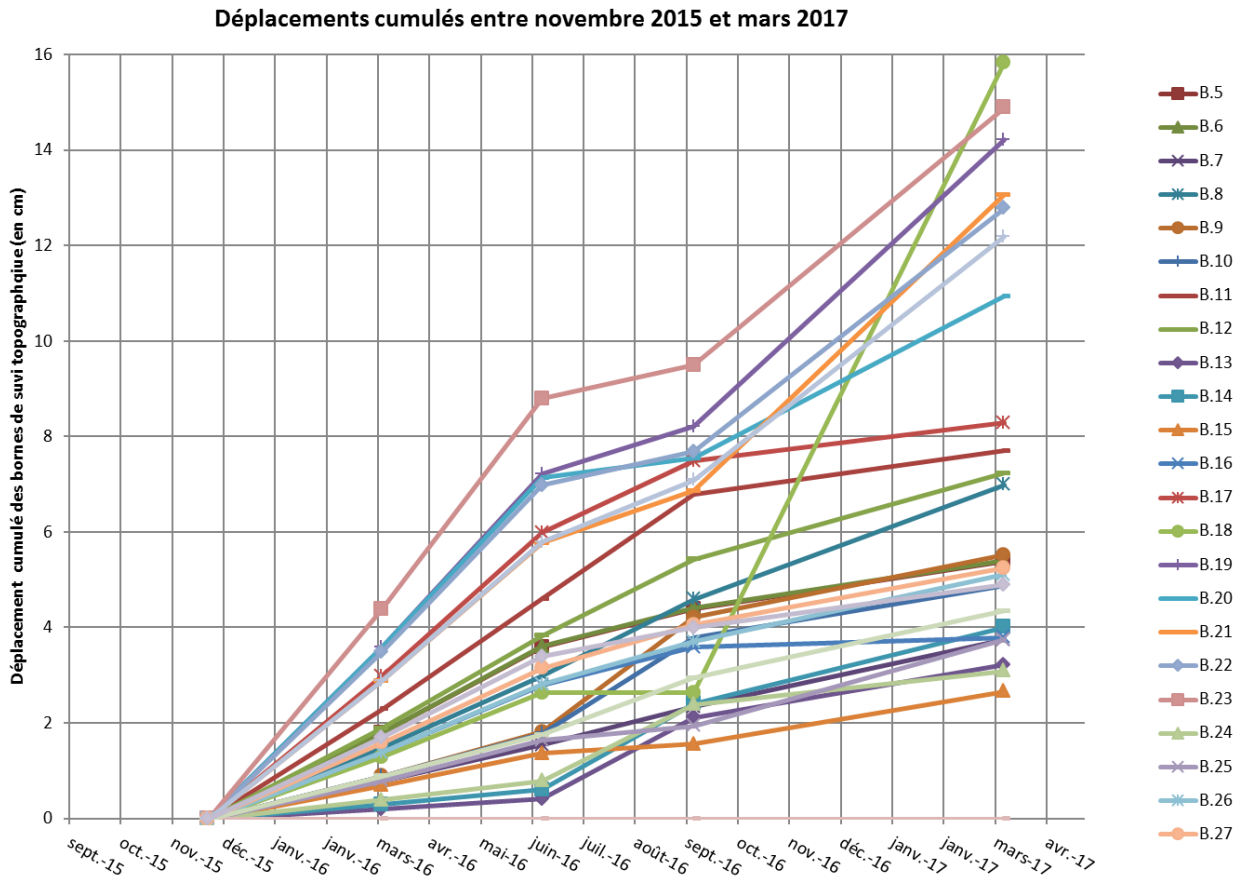


Figure 21 – Evolution des déplacements cumulés entre le levé de novembre 2015 et celui de mars 2017

Les principaux constats ressortant de la spatialisation des déplacements entre chaque campagne de relevé piézométrique, représenté en Figure 22 sont les suivantes :

❖ **De novembre 2015 à mars 2016 (saison humide):**

- Des vitesses de déplacements élevées au sein de la partie aval du glissement ;
- Des vitesses de déplacement de la partie amont du glissement inférieures à la limite de précision ;
- Des vitesses de déplacement au front du glissement, inférieures à la limite de précision des mesures ;

❖ **De mars 2016 à juin 2016 (saison sèche):**

- Sur l'ensemble du glissement, des vitesses de déplacement nulles à faibles et inférieures à la précision des mesures ;

❖ **De juin 2016 à septembre 2016 (saison sèche) :**

- Dans la partie aval du glissement, des vitesses de déplacement nulles à faibles inférieures à la précision des mesures ;

- Dans la partie amont, des vitesses de déplacement faibles proches de la précision des mesures.

❖ **De septembre 2016 à mars 2017 (saison humide) :**

- Une accélération des déplacements dans la partie aval du glissement ;
- Dans la partie amont du glissement, des vitesses de déplacement nulles à faibles inférieures à la précision des mesures.
- Une activation de la bordure Ouest du glissement au niveau de la borne située sur la RN.

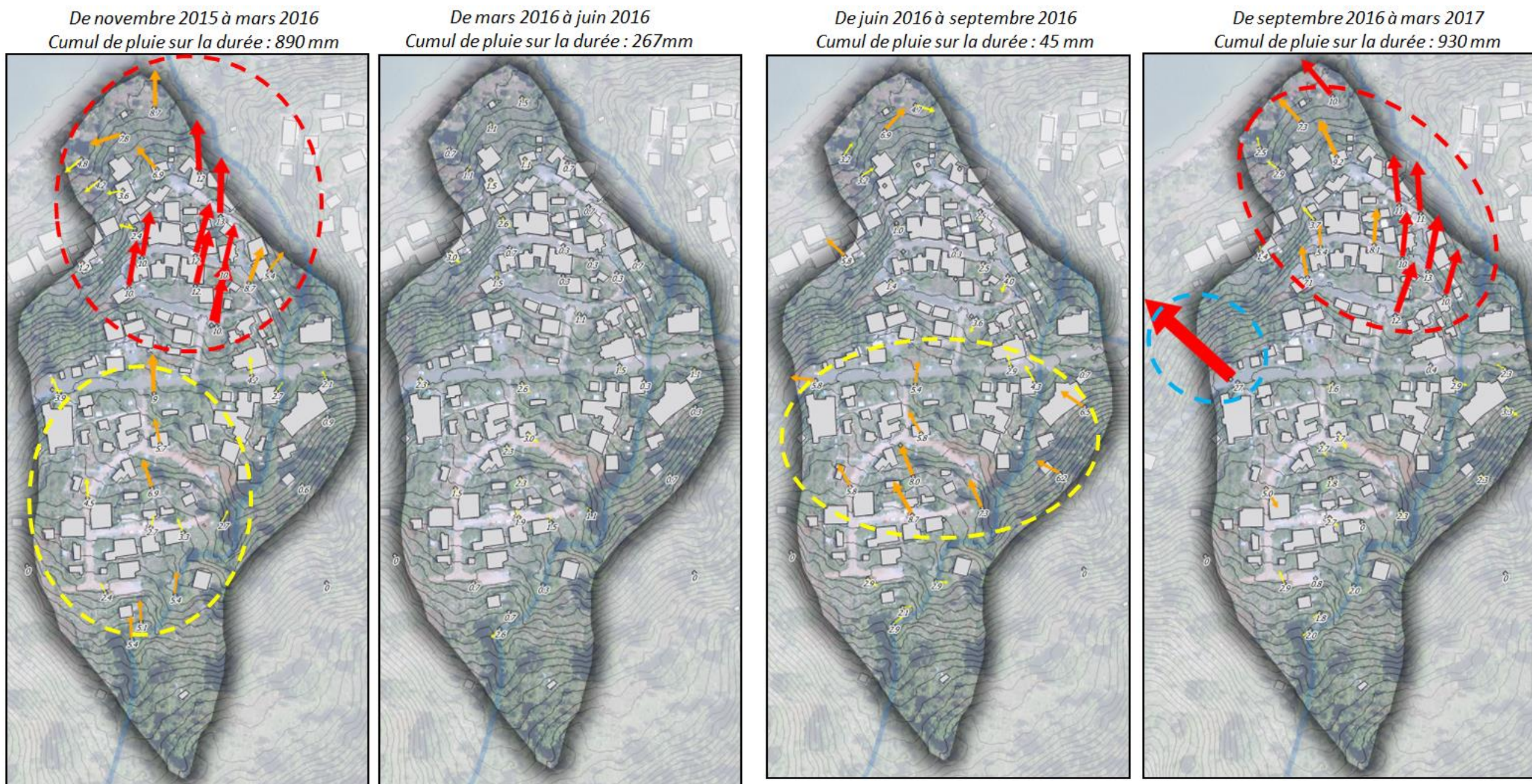
L'analyse de l'évolution temporelle des vitesses de déplacement mesurées permet de distinguer les évolutions observées au niveau des bornes en 2 groupes (Figure 23):


- Le groupe 1, correspondant essentiellement aux bornes situées en amont de la RN et à un point situé en bordure Nord-Ouest du glissement montre des variations de vitesses, sur la période de suivi, entre 1cm.an^{-1} et 8cm.an^{-1} .
Les fluctuations de vitesse observées pour ce groupe de repères sont difficilement interprétables, car les valeurs se situent pour la plupart sous la limite de précisions accordées aux mesures topographiques.
- Le groupe 2, rassemble les points dont les vitesses de déplacement sont comprises entre 8 et 14cm.an^{-1} lors des relevés de novembre 2015 à mars 2016, puis entre les relevés de septembre 2016 et mars 2017 (saisons des pluies) et comprises entre 0 et 4cm/an lors des relevés de mars à septembre 2016 (saison sèche).

Bien que la limite de précision des relevés topographiques restreigne les possibilités d'interprétation, il ressort de cette analyse les tendances suivantes:

- Les bornes du groupe 2 présentent une accélération franche entre les relevés de novembre 2015 à mars 2016, puis entre les relevés de septembre 2016 et mars 2017. Ces périodes correspondent à la saison des pluies ;
- Les bornes du groupe 2 présentent un déplacement significativement plus important lors de en saison des pluies que celles du groupe 1 ;
- Entre mars 2016 et septembre 2016, les vitesses de déplacements de l'ensemble des bornes sont faibles et situées sous la limite de précision accordées à ses valeurs.




Vitesses de déplacement planimétrique mesurées entre les différentes campagnes de suivi des bornes topographique entre novembre 2015 et mars 2017





- Limite de précision considérée par relevé topographique (Δl) : $\pm 2,5$ cm
- Limite de précision considérée sur les vitesses de déplacement entre deux dates ($\Delta l \times 2$) : ± 5 cm/an

Vitesses de déplacement

-  « Inférieures à la limite de précision » : < 5 cm/an
-  « Significatives à élevée » : > 5 à 10 cm/an (± 5 cm/an)
-  « Très élevées » : > 10 cm/an (± 5 cm/an)




-  Déplacements « significatifs » à « très élevés » de la partie aval du glissement en saison des pluies
-  Déplacements inférieurs ou proches de la limite de précision des parties intermédiaire et amont du glissement
-  (ré) activation de la bordure ouest du glissement avec des vitesses très élevées

Figure 22 : Représentation spatiale des vitesses de déplacement entre chaque levé topographique

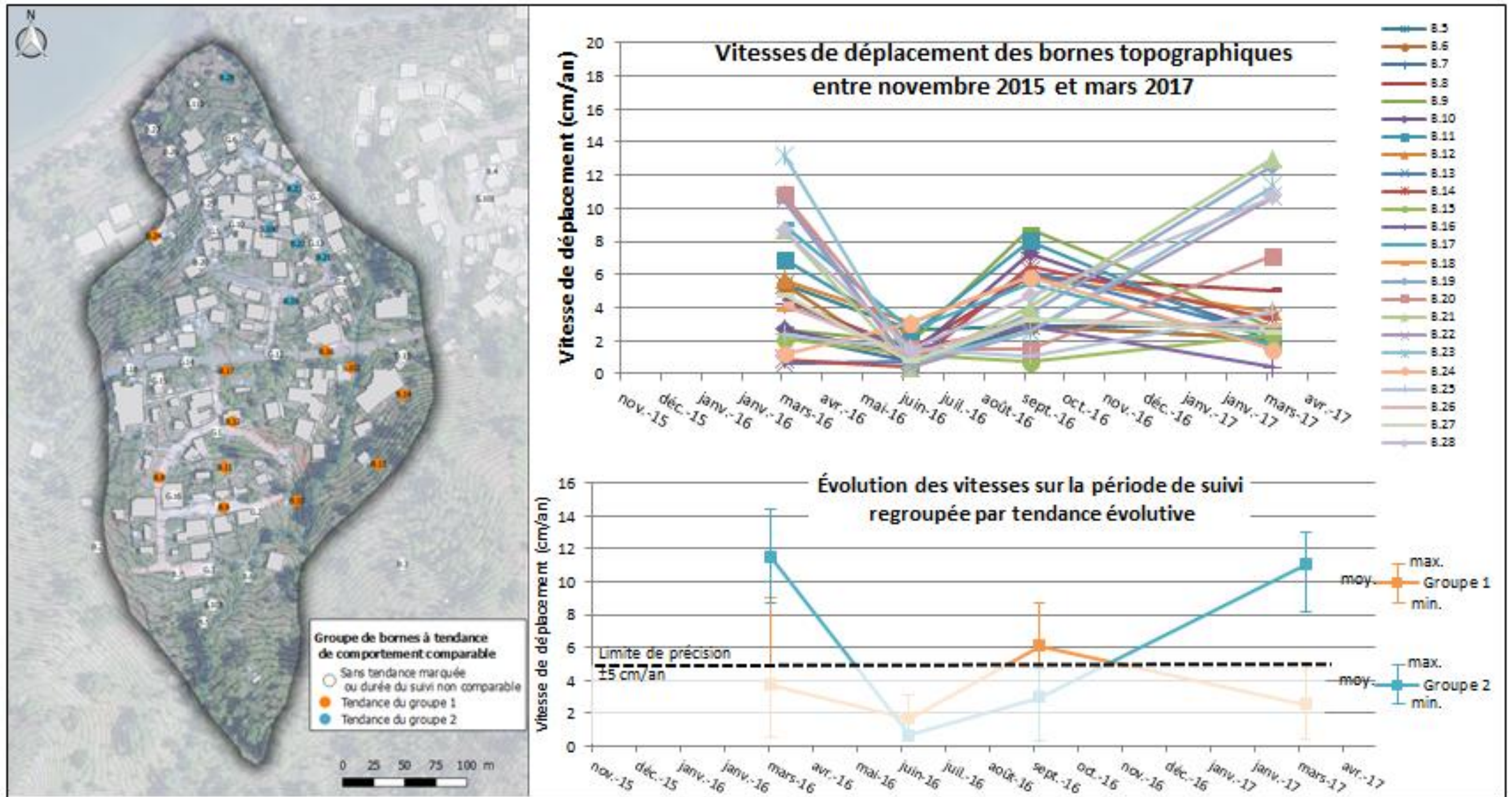


Figure 23 : Evolution des vitesses de déplacement et regroupement par tendance évolutive

6. Interprétations

6.1. CORRELATION ENTRE LES VITESSES DE DEPLACEMENT, LA PLUVIOMETRIE ET LA PIEZOMETRIE

Les fluctuations des nappes souterraines sont très souvent à l'origine de déclenchements des glissements de terrain d'ampleur. L'action mécanique défavorable des pressions d'eau souterraine intervient de deux manières (C. Chapeau et J-L. Durville, 2005):

- Dans les sols tropicaux meubles non saturés, l'eau capillaire crée une cohésion apparente élevée. La mise en saturation des sols annule cette cohésion apparente et diminue de ce fait les caractéristiques géomécaniques des terrains ;
- Par ailleurs la mise en charge de la porosité d'un sol génère des pressions interstitielles ayant pour effet de significativement diminuer la résistance aux cisaillements des matériaux sur une surface de glissement.

La comparaison de la cinétique de déplacement avec les variations pluvio-piézométriques présentées dans ce rapport (Figure 24) est uniquement effectuée sur les bornes en aval du glissement présentant des déplacements significatifs (supérieurs à la limite de précision ± 5 cm/an). Le piézomètre de référence pour cette analyse est le piézomètre aval, PZ3.

Le graphique suivant (Figure 24) représente la moyenne des vitesses de déplacement des bornes situées en aval du glissement et la piézométrie enregistrée au niveau de PZ3.

Sur ce graphique, le point est positionné à la fin de la période caractérisée (par exemple, le point ayant pour abscisse juin 2016, représente la vitesse moyenne de mars 2016 à juin 2016).

- De novembre 2015 à mars 2017, les vitesses moyennes de déplacement sont comprises entre 8 et 14 cm.an⁻¹. Sur cette période, le niveau piézométrique a fluctué de 15,5 à 18,7 m NGM ;
- Entre mars 2016 et juin 2016, la vitesse de déplacement diminue de manière significative, alors que le niveau piézométrique reste relativement haut (entre 16,8 et 17,2 m NGM) sur cette période ;
- De juin 2016 à septembre 2016, les vitesses de déplacement restent faibles en lien avec un niveau piézométrique bas (entre 15,5 et 16,5 m NGM) ;
- De septembre 2016 à mars 2017, les vitesses moyennes de déplacement sont comprises entre 8 et 13 cm.an⁻¹. Sur cette période, le niveau piézométrique a fluctué de 15,6 à 17,2 m NGM.

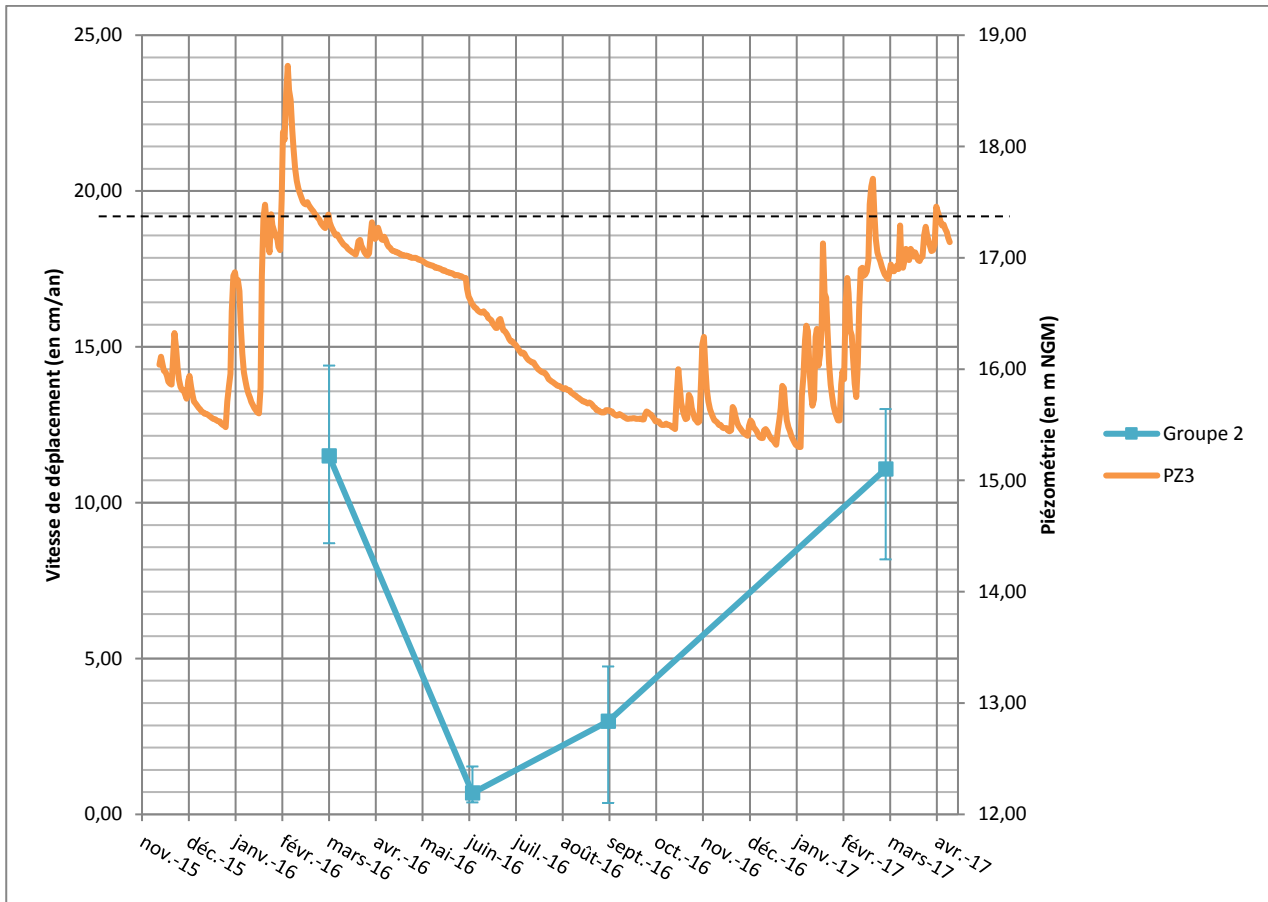


Figure 24 : Evolution des vitesses de déplacement en aval du glissement et piézométrie de PZ3

Les faibles déplacements enregistrés de mars à juin 2016 s'expliquent difficilement alors que le niveau piézométrique reste relativement haut au début de la période entre les deux relevés. Ces mesures sont à interpréter avec prudence du fait de la limite de précision des mesures topographiques se répercutant sur le calcul des vitesses de déplacement.

La fréquence de relevés des bornes topographiques espacés de 3 à 6 mois ne permet pas de définir un seuil pluviométrique ou piézométrique d'accélération des déplacements. Néanmoins, une relation semble se dessiner entre les vitesses de déplacement mesurées et le niveau piézométrie de PZ3. On peut émettre l'hypothèse que les déplacements, s'initialisent lorsque le niveau piézométrique dépasse 17,3 m NGM à proximité de PZ3 (ligne pointillée sur la Figure 24) Si cette hypothèse était vérifiée, cela signifierait que les déplacements mesurés entre novembre 2015 et mars se seraient produits dans un court laps de temps.

Les déplacements maximaux mesurés sont représentés en fonction du cumul de pluies des trois mois ayant précédés les levés topographique sur la Figure 25 .

Les vitesses de déplacement maximales en conditions normales semblent être de l'ordre de 18 cm.an⁻¹. Les vitesses de déplacements entre janvier et juillet 2014, sont très certainement, principalement influencées par le passage du Cyclone Hellen le 29 mars 2014. Les vitesses de déplacement maximales enregistrées en lien avec cet événement seraient supérieures à 1,5 m.an⁻¹.

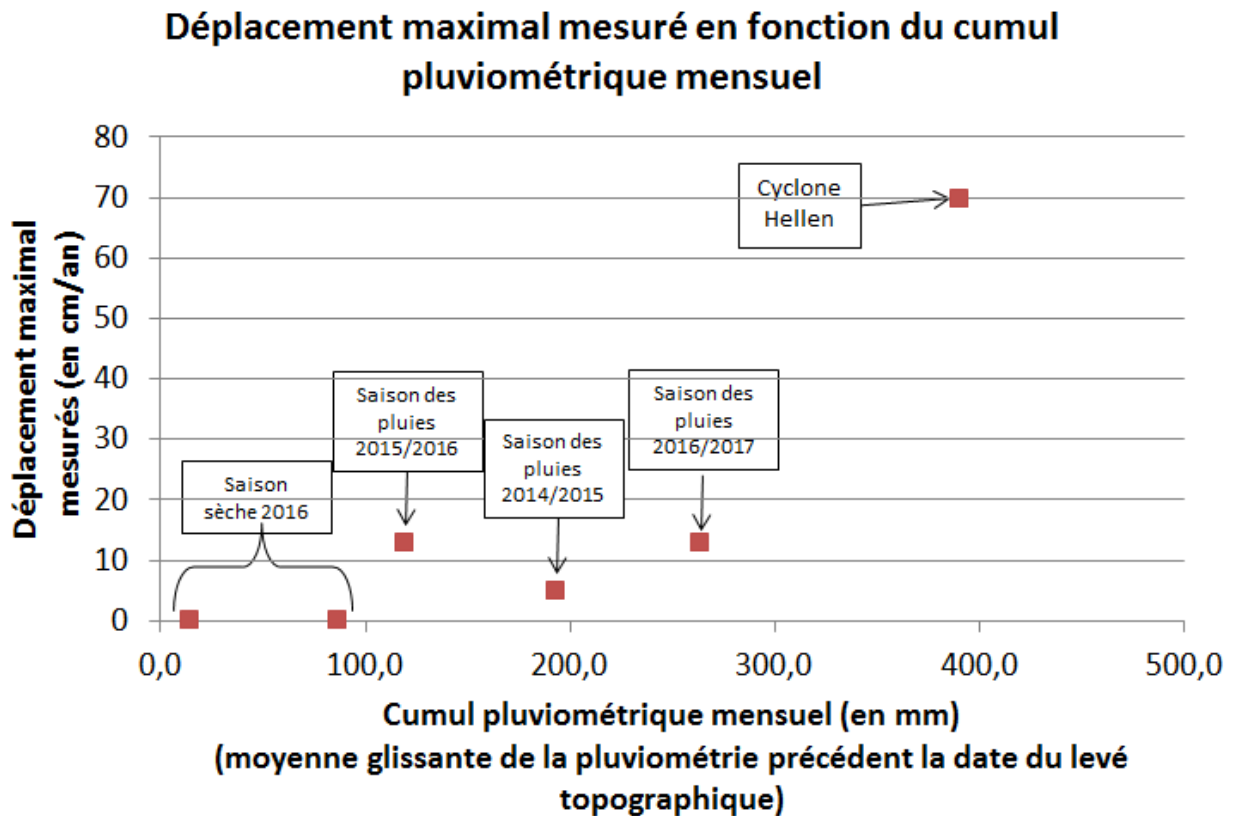


Figure 25 : Déplacements maximaux mesurés sur glissement en fonction du cumul pluviométrique mensuel les moyennes glissantes sont sur combien de temps ?

6.2. HYPOTHESE CONCERNANT LE FONCTIONNEMENT DU GLISSEMENT DE TERRAIN DE FOUBOUNI

Les investigations et observations des phases 1 et 2 de cette étude amènent à proposer le modèle conceptuel du glissement suivant (Figure 26) ;

a) Géométrie du glissement

- Les masses en cours de glissement seraient constituées par la couche de surface (alluvions torrentielles et colluvions) remplissant une paléo-vallée. La géométrie de cette ancienne dépression contrôlerait la direction des déplacements. L'épaisseur maximale des masses instables se situerait dans l'axe de la paléovallée et augmenterait d'amont (une dizaine de mètres) vers l'aval (une vingtaine de mètres) ;
- Un obstacle physique (« point dur ») en profondeur limiterait la propagation du glissement vers l'ouest (bordure plus haute de la paléo-vallée au nord-ouest de la zone de glissement). Cet obstacle profond favoriserait la diffluence (séparation) des masses en mouvement. À la bordure ouest du glissement une partie des matériaux suivrait une orientation nord-ouest, tandis qu'à l'est, le glissement poursuivrait une propagation vers le nord-est.

- La surface de glissement pourrait être localisée à la limite entre le substratum basaltique altéré et la couche de surface constituée de laves torrentielles pouvant expliquer le comblement ou le cisaillement de PZ2 au niveau de cette interface.

b) Cinétique du glissement

- La partie la plus active du glissement se situerait en aval de la route nationale. Alors que les déplacements mesurés en amont correspondraient à un réajustement des terrains en arrière de la zone aval active. Ce différentiel de vitesse entre l'amont et l'aval du glissement induit des contraintes extensives ce manifestant par l'ouverture de fissures perpendiculairement à la pente et l'affaissement de compartiments.
- L'écart de vitesse entre les masses se déplaçant dans l'axe de la paléo-vallée et celles évoluant sur les bordures, serait à l'origine de cisaillements en surface à l'origine des désordres observés.
- Au niveau des bordures est et ouest du glissement, dans sa partie aval, les indices de mouvements extensifs (failles normales, cicatrices d'arrachement) et les événements historiques témoignent d'une déstabilisation latérales du glissement en direction des ravines. L'érosion hydraulique en pied de berge en rive gauche contribuerait à la déstabilisation des bordures du glissement par rupture de butée de pied ;

c) Influence de l'hydrogéologie

- La géométrie de la paléo-vallée contraindrait aussi l'écoulement des eaux souterraines préférentiellement au niveau de son axe. Cette configuration induirait également une remontée de nappe en partie aval du glissement (rétrécissement de la largeur de la paléo-vallée en aval). Ainsi, la charge hydraulique plus élevée dans la partie aval du glissement conduirait à une diminution de la résistance au cisaillement plus importante à ce niveau. Dans la partie amont du glissement les propriétés hydrodynamiques des terrains ne permettent pas une augmentation d'un champ de pressions interstitielles et donc une réduction de la résistance au cisaillement aussi marquée qu'en aval ;
- Les déplacements du glissement mesurés semblent survenir lors d'élévations de la piézométrie à la suite d'épisodes pluvieux intenses en saison des pluies, lorsque les terrains sont déjà saturés. Le glissement apparait aussi réagir rapidement aux élévations, même brèves, de la piézométrie en aval du glissement, à partir d'un seuil restant à préciser (*a priori* proche de 17 m NGM au niveau de PZ3), L'inertie du glissement serait donc faible ;

d) Autres facteurs aggravants

- L'urbanisation du quartier constituerait un facteur aggravant du glissement de terrain de Foubouni, d'une part à cause de l'augmentation de la surcharge apportée aux terrains et d'autre part du fait d'une gestion des eaux pluviales du site non maîtrisée ;
- Les ruptures probables de réseaux de collecte des eaux pluviales, d'assainissement, voire d'adduction en eau potable, du fait des déplacements pluri-décimétriques peuvent générer des rejets d'eaux concentrés dans le sol et participer à l'activation du glissement.

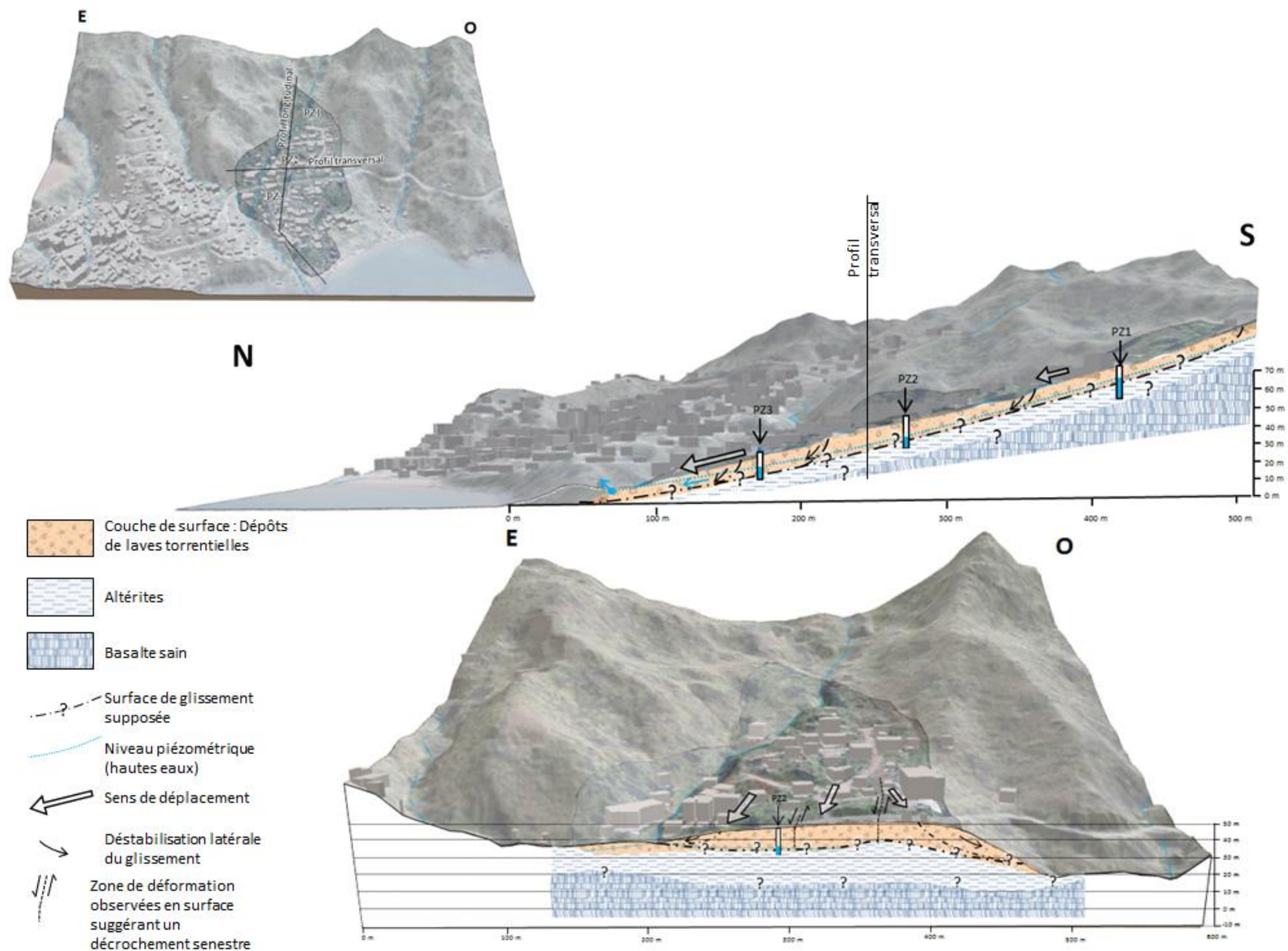


Figure 26 : Modèle conceptuel du glissement du Foubouni

7. Evaluation du risque

Historiquement aucun événement météorologique n'a conduit à un emballement du glissement de Foubouni.

Le cyclone Hellen en mars 2014 ayant apporté des précipitations d'une intensité proche d'une période de retour décennal, a généré des déplacements en surface pluri-décimétriques.

La tendance d'augmentation des vitesses de déplacement en fonction des cumuls pluviométriques amène à penser que lors d'un épisode pluvieux avec une période de retour supérieur à 10 ans, un emballement du phénomène est possible dans sa partie aval. Dans ce cas le phénomène impacterait une cinquantaine d'habitations et leurs occupants.

Toutefois, le découplage des déplacements de la partie amont du glissement laisse penser qu'en cas d'emballement du phénomène en aval, les terrains en amont de la route nationale pourrait ne pas être entraînés dans la même dynamique.

À courts termes, lors de la prochaine saison des pluies sans que celle-ci soit concernée par un épisode météorologique extrême, la probabilité d'occurrence de déstabilisation soudaine se situe avant tout au niveau des bordures de la partie aval du glissement.

En effet ces zones subissent la poussée des terrains en arrière sans que celle-ci ne soit compensée par une butée suffisante pour retenir la progression du glissement. De plus, la bordure est du glissement est soumise à l'action hydraulique de la rivière en régime de crue participant à la rupture de butée du pied du talus.

Ces désordres se manifestent préférentiellement aux limites des compartiments du glissement ayant des déplacements non homogènes suivant des axes de décrochement mais également aux limites de compartiments affaissés.

Ces observations et du suivi des déplacements permettent de qualifier l'aléa glissement de terrain sur la zone d'étude tel que figuré sur la carter suivante (Figure 27).

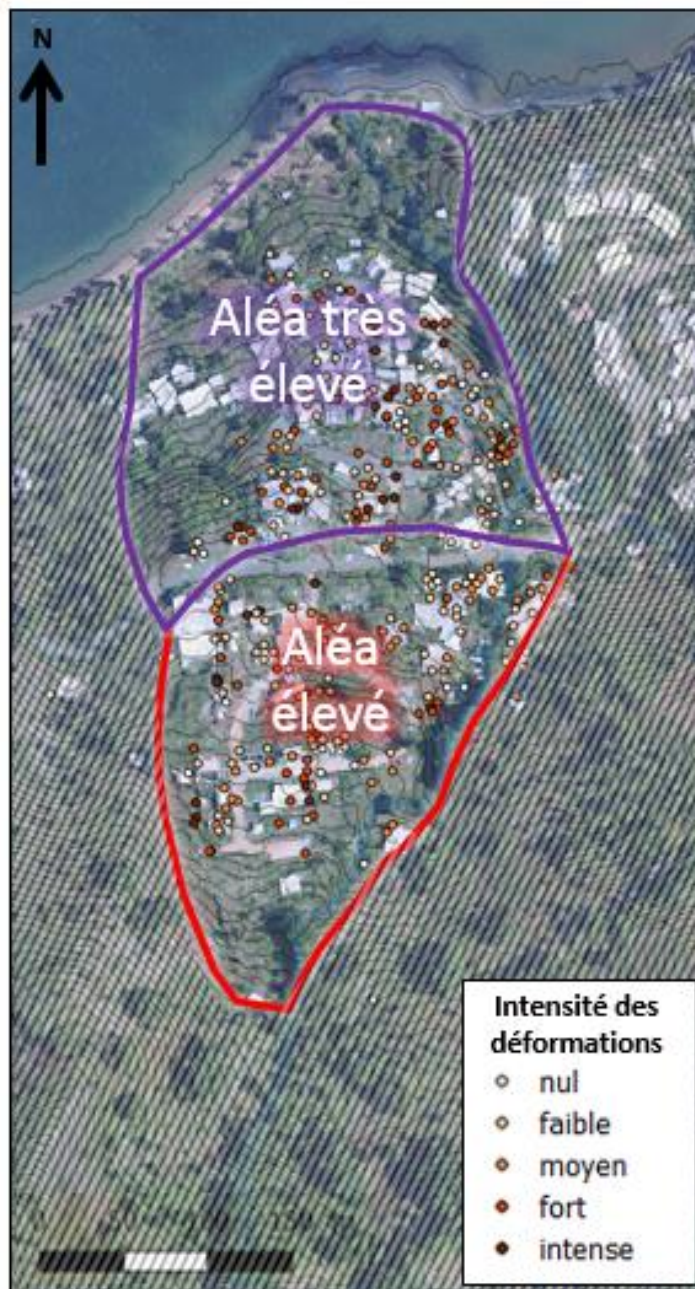


Figure 27 : Qualification de l'aléa glissement de terrain au droit de la zone d'étude.

La menace sur les personnes la plus préoccupante est la ruine des bâtiments et leur effondrement comme cela s'est produit par le passé en 2002 (cf. § 3.2). Certains bâtiments pourraient ne pas résister à de nouveaux déplacements centimétriques voire décimétriques attendus lors de la prochaine saison des pluies.

Le diagnostic structurel du bâti de quartier de Foubouni réalisé par le Bureau d'étude SEIB en avril 2016 doit constituer un élément d'aide à la décision pour définir les bâtiments menaçant à court terme (prochaine saison des pluies) de potentiellement s'effondrer.

8. Conclusions et recommandations

Cette étude a permis de préciser la connaissance du fonctionnement du glissement de Foubouni.

Il est ainsi mis en évidence que la zone aval du glissement constitue la partie la plus active du glissement. Les déplacements de la partie amont correspondraient à un réajustement plus lent des terrains en situation de rupture de butée (décompression des terrains).

Les observations et investigations tendent à indiquer que le glissement s'opère à l'interface entre une couche de surface constituée de colluvions et d'alluvions torrentielles interstratifiées et le substratum basaltique altéré. L'épaisseur des masses en glissement varierait d'une dizaine à une vingtaine de mètres.

La piézométrie du secteur semble jouer un rôle moteur dans les déplacements du glissement, en particulier en aval du glissement où la configuration de l'aquifère et ses propriétés favorisent la déstabilisation des terrains.

Un comportement du glissement avec une réponse rapide aux élévations piézométrique au-delà d'un seuil restant à définir. Ce seuil ne serait atteint à la suite de pluies intenses survenant dans un contexte de haut niveau piézométrique (saison humide).

Bien qu'aucun glissement de grande ampleur ne soit connu sur le site ou sur l'île dans des configurations analogues, le risque d'emballement du glissement dans sa partie aval est possible, en particulier pour un épisode pluvieux avec une période de retour supérieure à 10 ans, a fortiori si celui-ci intervient alors que les sols sont déjà saturés.

La probabilité de déstabilisation des bordures de la partie aval du glissement reste plus élevée de par une rupture de la butée de pied sous l'effet de l'action érosive du cours d'eau, y compris en l'absence de phénomène pluvieux intense.

Les données acquises ne permettent pas de statuer sur un seuil pluvio-piézométrique d'activation du glissement. En effet, le relevé topographique du réseau de bornes a été effectué selon une fréquence trop faible pour détacher la seule influence des événements pluviométriques les plus forts d'une saison qui semblent être à l'origine des déplacements les plus importants. De plus, la méthode de levé topographique employée, ne permet pas d'interpréter les déplacements de faible intensité.

Les recommandations à court terme (avant la prochaine saison des pluies) sont :

- Procéder à l'évacuation des bâtiments d'habitation dont les désordres menacent d'évoluer vers un effondrement à court terme, sur la base du diagnostic structurel effectué par le bureau d'études référent (SEIB, 2016);
- Mettre à jour le diagnostic structurel de l'ensemble des habitations annuellement à la suite de chaque saison des pluies. La fréquence d'inspection du bâti de la zone sera adaptée à la dynamique observée du glissement et pourra le cas échéant être réalisée deux fois par an.
- Inscription de mesures d'évacuation temporaire de la partie aval du glissement (habitations situées sous la route nationale) au PCS de la commune lors d'événement météorologique dangereux.

Les recommandations de travaux permettant à court terme (avant la prochaine saison des pluies) d'améliorer la sécurisation du quartier sont :

- Améliorer les dispositifs de gestion des eaux pluviales du quartier, en particulier dans sa partie aval (sous la RN) où les terrains apparaissent plus perméables. Il s'agira notamment de collecter :
 - o Les eaux en amont et en aval de la route nationale ;
 - o les eaux de toitures ;
 - o les eaux de ruissellement au sens large ;
 - o Les eaux d'assainissement ;
 - o AEP.

Les collecteurs devront être descendus jusqu'à proximité du lit de la ravine à l'Est de sorte à ne pas injecter des eaux sur le talus instable.

De plus afin d'éviter toute défaillance du réseau susceptible de provoquer un rejet d'eau concentré d'eau et une aggravation de la déstabilisation :

- o Les réseaux seront réalisés de sorte à accepter des déformations (canalisation type PEHD) avec des raccords souples.
 - o Un entretien régulier du réseau de gestion des eaux pluviales devra être réalisé ;
 - o Un diagnostic périodique des réseaux (AEP, EP, EU) devra être réalisé, a minima selon une fréquence annuelle, ou à la suite d'épisode pluvieux importants sera réalisés.
 - o En cas de constat de détérioration ou de dysfonctionnement du réseau, les réparations seront effectuées sans délai.
- Empêcher tout rejet d'eau concentré au niveau des bordures du glissement. Pour ce faire, les eaux de ruissèlement devront être collectées en amont et des cordons de béton seront disposés le long des bordures instables.
 - Les fissures ouvertes sur chaussée seront colmatées

Au regard des masses en déplacement (>500 000 m³) et de la hauteur du front de glissement (15 m), des parades actives de confortement semblent techniquement complexes à mettre en œuvre.

Des solutions visant à augmenter la butée de pied pourraient être envisagées. Les ouvrages à concevoir devraient pouvoir accepter des déplacements.

Dans cette configuration, une des parades actives envisageable semble être la réalisation d'un mur poids souple en gabions pour ses propriétés auto drainantes. Cet ouvrage devra nécessairement être couplé à un dispositif de drainage profond du glissement (drains subhorizontaux, éperons drainants). Ces ouvrages devront être dimensionnés dans le cadre d'études géotechniques réalisés dans le cadre de la norme NF P94-500.

Toutefois au regard du fonctionnement pressenti du glissement en lien étroit avec la piézométrie (ralentissement voire arrêt du glissement à l'étiage), le rabattement permanent de la nappe présente dans la couche de surface, ou tout du moins en saison des pluies semble être la solution la plus viable pour ralentir le glissement.

Pour ce faire, des tests hydrauliques de l'aquifères devront être réalisés dans le but de dimensionner un champ captant (nombre de puits, profondeur, diamètre, équipements, entraxe entre ouvrage) permettant de maintenir un rabattement suffisant pour empêcher l'activation du glissement. Les puits d'essais pourraient être implantés le long de la route nationale. Les équipements des puits devront pouvoir résister au déplacement du glissement. Pour cela les tubages et crépines seront en acier. Ils devront être équipés d'un dispositif de pompage dimensionné sur la base d'essais par pompage et alimenter en énergie par un groupe électrogène, non vulnérable aux coupures d'électricité pouvant se produire lors de phénomènes météorologiques intenses.

En compléments des travaux de protection de berges en rive gauche de la ravine permettront de limiter le sapement de pied participant à la déstabilisation de la bordure Est du glissement. Il pourra s'agir d'une protection de type mur en gabions ou enrochements bétonnés

Toutes ces recommandations visant à la mise en sécurité du site sont à mettre en perspective d'une évacuation définitive de la partie aval du glissement et d'une solution de relogement de ses occupants.

Ces solutions de sécurisation possibles et actions complémentaires à engager à moyen terme sont récapitulées dans le tableau suivant.

Solution	Avantages	inconvénients	coût
<p>Ouvrage poids au front et sur les bordures du glissement + drainage profond (drains subhorizontaux et éperons drainants)</p> <p>+ reprise des réseaux EP, EU, AEP</p> <p>+ réhabilitation du bâti</p>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Sécurisation de l'ensemble du secteur 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Études préalables longues et complexes au cours desquelles les mesures d'évacuation devront être maintenues ▪ Pérennité des ouvrages incertaine ▪ Nuisances liées aux travaux ▪ Coût 	<p>~ 3 à 5 M€</p> <p>hors études/MOE</p> <p>hors reprise des réseaux et réhabilitation du bâti</p>
<p>Champ captant par forages</p> <p>+ reprise des réseaux EP, EU, AEP</p> <p>+ réhabilitation du bâti</p>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Coût ▪ Capacité de réalisation locale 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Études préalables au cours desquelles les mesures d'évacuation devront être maintenues ▪ Coûts de fonctionnement maintenance ▪ Efficacité du dispositif à démontrer pour des épisodes extrêmes (période de test) ▪ Ne permettra pas de sécuriser les enjeux au front et en bordure du glissement ▪ Incertitudes concernant la pérennité des ouvrages dans la zone de glissement 	<p>~1M€</p> <p>Hors études/MOE</p> <p>hors reprise des réseaux et réhabilitation du bâti</p> <p>hors maintenance et cout de fonctionnement</p>

<p>Évacuation définitive du secteur aval (~ 75 habitations)</p> <p>+ déconstruction du bâti et infrastructures</p>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Réduction totale du risque 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Impact social ▪ Solution de relogement à trouver 	<p>~ 3 à 5 M€ (évaluation économique à préciser)</p> <p>hors coûts des solutions de relogement</p>
<p>Définition de mesures d'alerte pour l'évacuation du quartier basée sur l'amélioration de la connaissance du phénomène par la poursuite du suivi</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Mise à jour annuel du diagnostic structurel du bâti (avant chaque saison des pluies) ▪ Poursuite du suivi piézométrique sur la zone ▪ Suivi des pluviomètres présents sur la zone (Météo France et projet Leslam) ▪ Suivis topographiques réguliers (mensuels et adaptés aux épisodes pluvieux) par dGPS et transmission de compte rendu après chaque intervention ▪ Calcul des pluies efficaces ▪ Détermination d'une loi de transfert pluviométrie-piézométrie-déplacements ▪ Précisions des seuils de vigilance et d'alertes 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Maintien de la surveillance régulière du site permettant d'actualiser le niveau d'exposition des habitants ▪ Précision de la cinétique de déplacement du glissement 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Ne constitue pas une étude de dimensionnement de solutions de confortement ni de renforcement du bâti ▪ Implique le maintien des mesures d'évacuation initiales pendant la durée de l'étude complémentaire 	<p>~ 100 k€ annuel</p>

Tableau 1 : Synthèse des solutions de sécurisation envisageables

9. Bibliographie

Batista D. (CEREMA), 2016, Compte rendu de la visite du CEREMA sur le quartier de Mafouboujou à Mtsamboro (Foubouni) le 21 janvier 2016.

BUREAU D'ETUDES SEIB (Avril 2016) Rapport de diagnostic bâti du lotissement de Foubouni - commune de m'tzamboro. Réf. :SEI-160405-DIA-MZE-MTZ

Chapeau C., Durville J-L., (2006): L'eau et les risques de glissements de terrain. Géorama juin 2006, BRGM éditions.

Hachim S. (2003). Synthèse des risques naturels à Mayotte : Approche historique et situation actuelle

Jaouën T., Vittecoq B., Lions J., Gourcy L. avec la collaboration de Winckel A et, Allier D. (2011) - Caractérisation hydrogéologique du potentiel en eaux souterraines de Mayotte – secteur Nord-Ouest. Rapport d'avancement BRGM/RP-59621-FR. 96 p., 34 ill., 9 tab.

Jourdain T., Maurillon N. et Mouron R. (2002) - Approche géologique et hydrogéologique des ensembles volcaniques de Grande-Terre (Ile de Mayotte) Rapport BRGM/RP-52193-FR - octobre 2002.

Lacquement F., François B., Parizot M. et Lauret G. (2016) – Étude du glissement de terrain du quartier de Foubouni. Commune de Mtsamboro. Rapport final – phase 1. BRGM/RP-65673-FR, 82 p., 28 fig., 6 ann., CD.

Lacquement F., Nehlig P., Bernard J. (2013) - carte géologique de Mayotte à 1/30 000. BRGM/RP-61803-FR, 135 p., 45 ill., 1 ann.

Mayotte topo (2014) - Rapport de Contrôle – Quartier de Mafouboujou – suivi de glissement de terrain – relevé des points de contrôles juillet 2014. 3p.

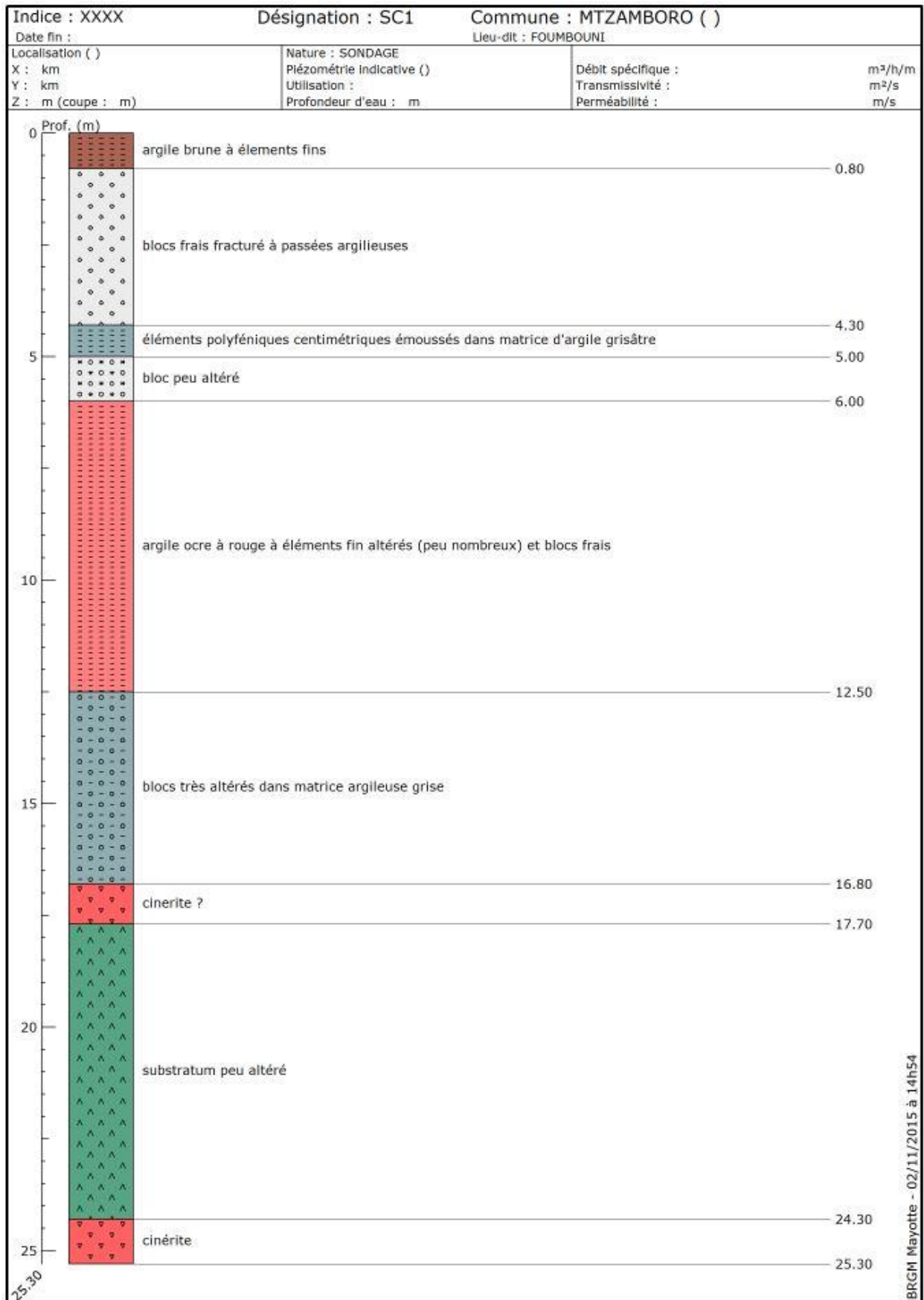
Rossius Gilles, Cabinet de Géomètre Expert (2015-2016) – Relevés topographiques du réseau de bornes du quartier de Foubouni à Mtsamboro (Mayotte) du 19 au 25 novembre 2015 ; du 3 au 6 mars 2016 ; du 6 au 9 juin 2016 ; de septembre 2016 et du 6 au 10 mars 2017.

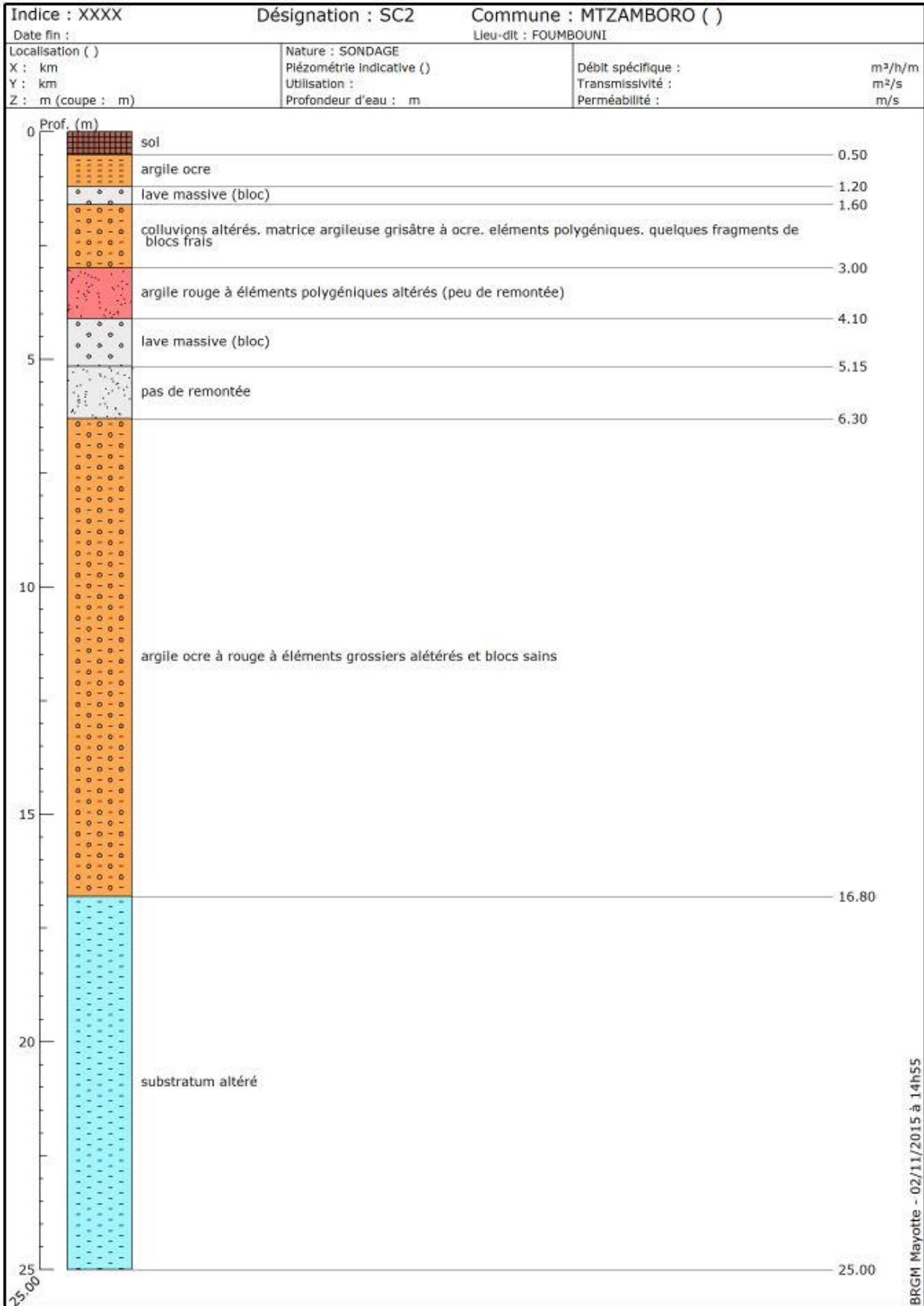
Vittecoq B., Lachassagne P, Lanini S., Ladouche B., Marechal J.-C., Petit V., 2007. Élaboration d'un système d'information sur les eaux souterraines de la Martinique : identification et caractérisations quantitatives. Rapport final. BRGM/RP- 55099-FR.

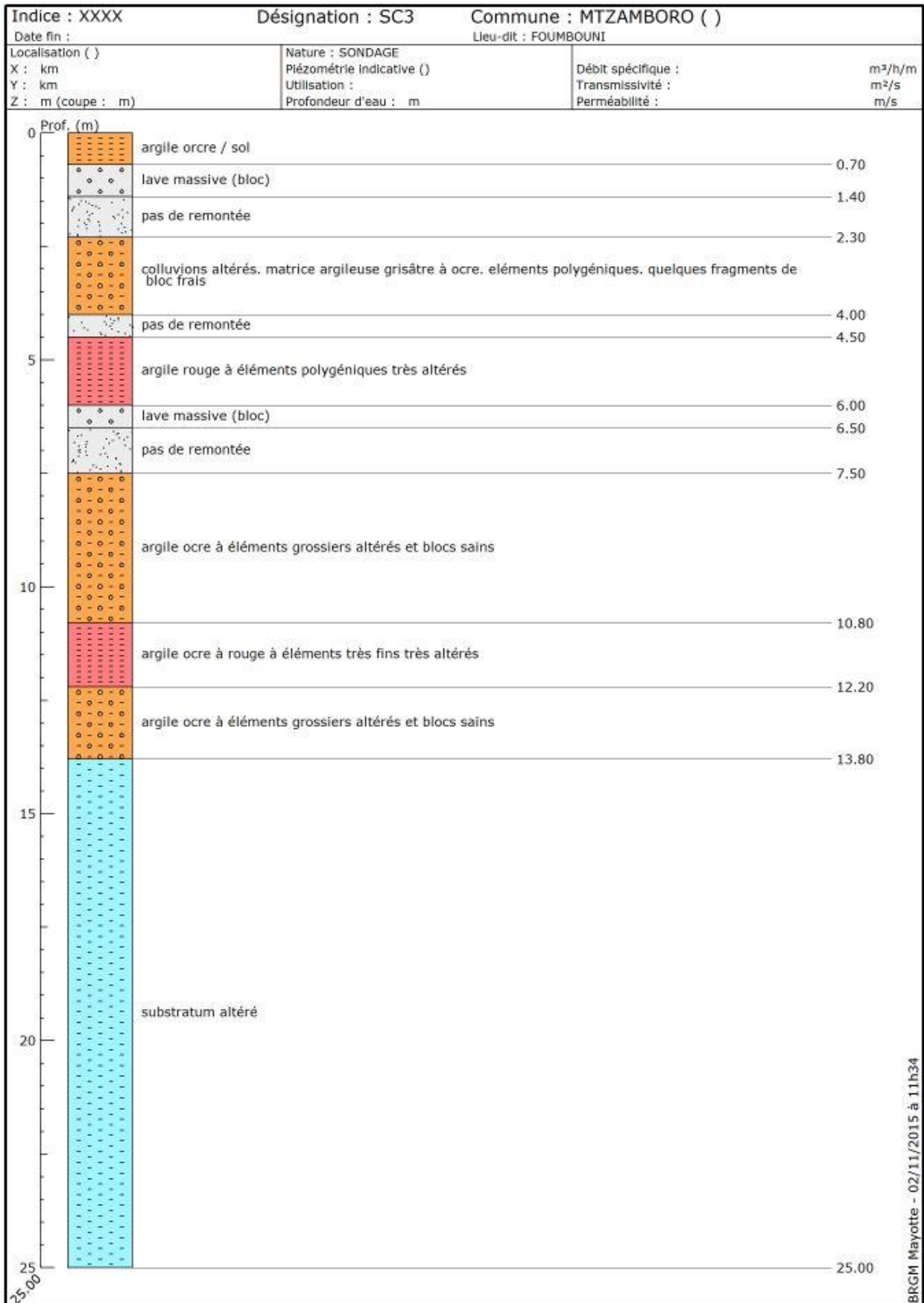
Tardy D. (2013) - Expertise d'un glissement de terrain supposé sur le quartier de Mafouboujou à M'tzamboro – BRGM/RP-62274-FR. 32 p., 26 fig.

Annexe 1

Logs géologiques des sondages carrotés







Annexe 2

Résultats des acquisitions sismiques et électriques

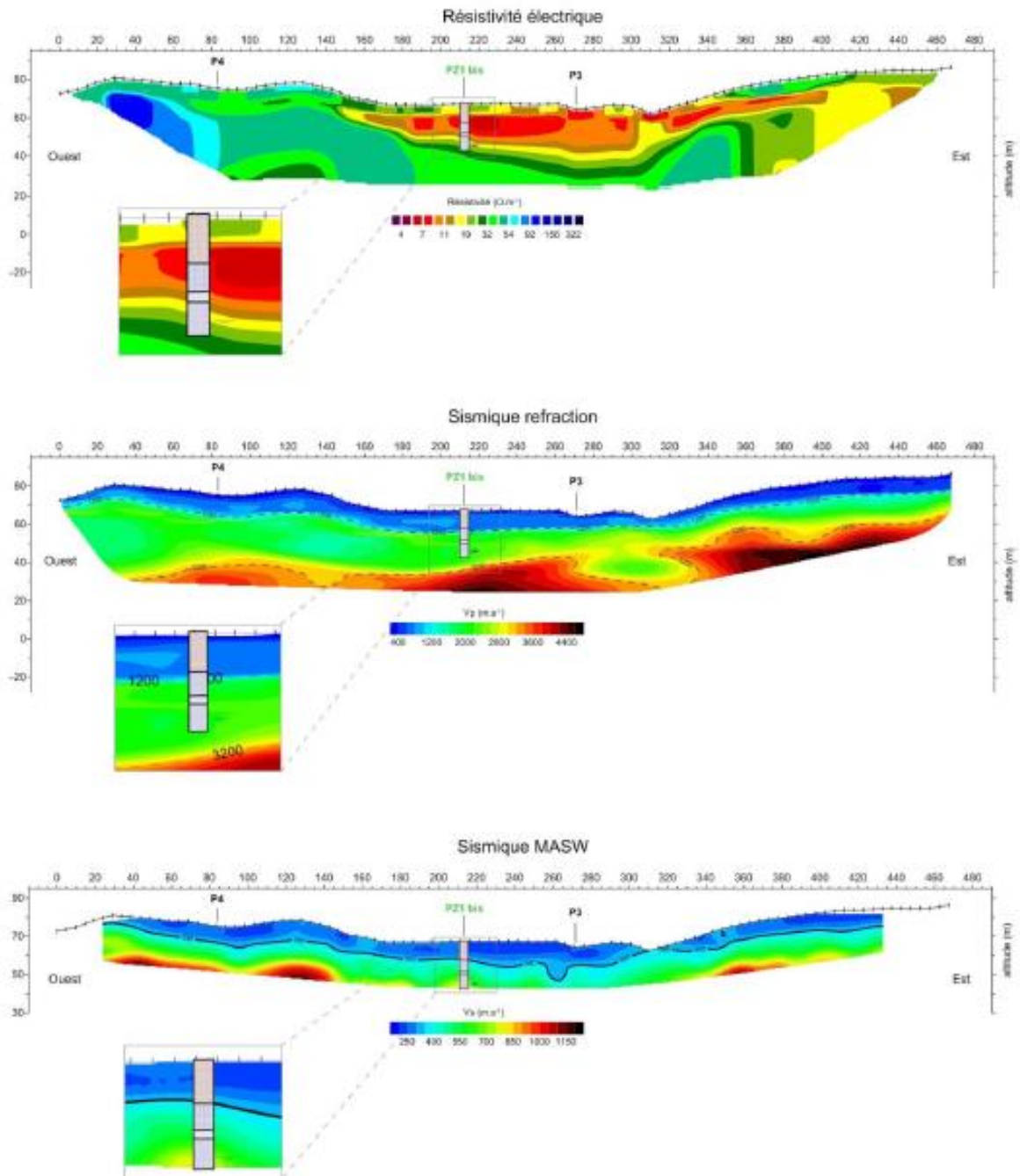


Figure 28 : résultats de l'acquisition géophysique, en haut : profil de résistivité, en bas : le profil sismique pour la ligne P1 il ya quand même des choses étranges ur les profils surtout le premier

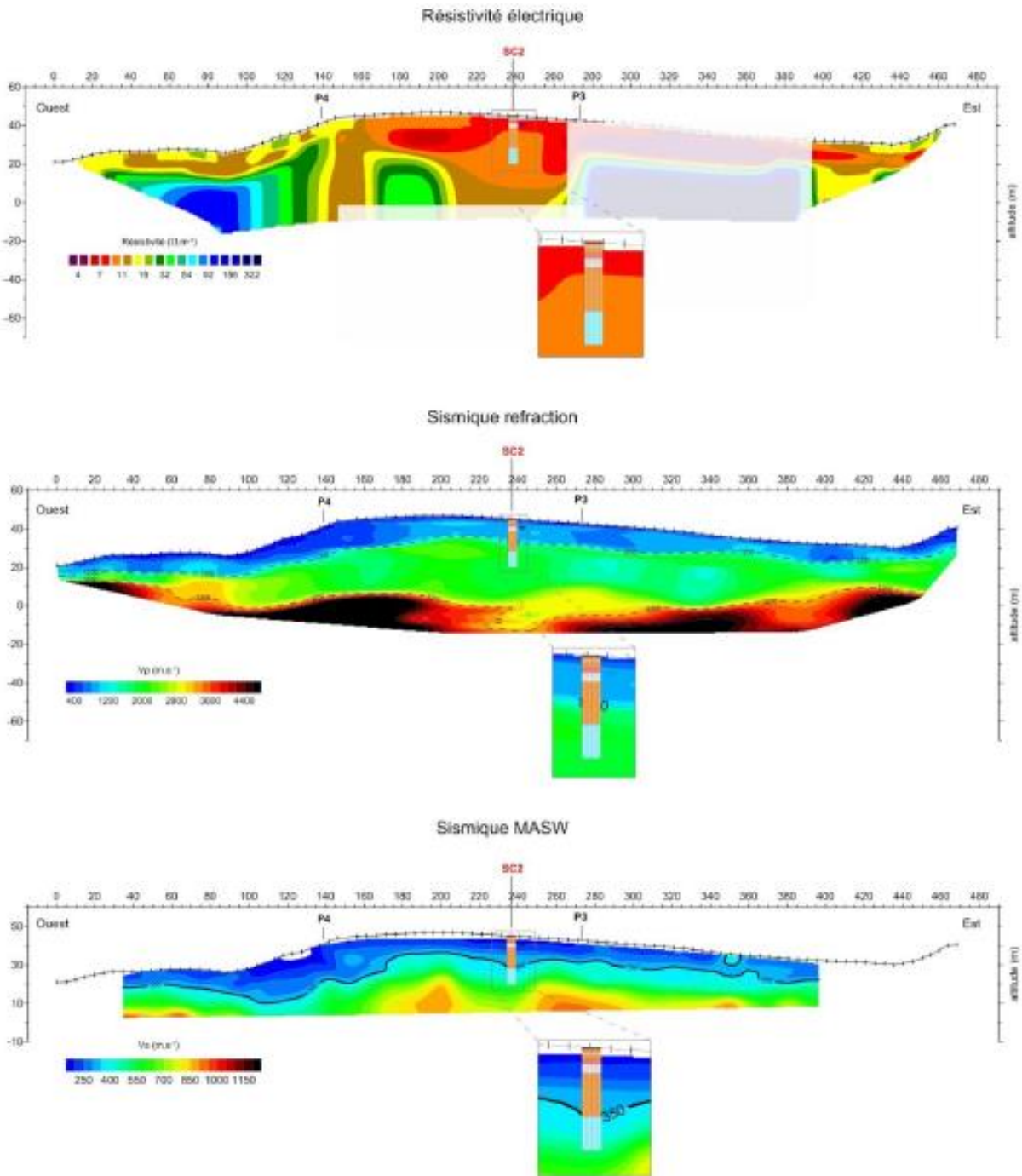


Figure 29 : résultats de l'acquisition géophysique, en haut : profil de résistivité, en bas : le profil sismique pour la ligne P2

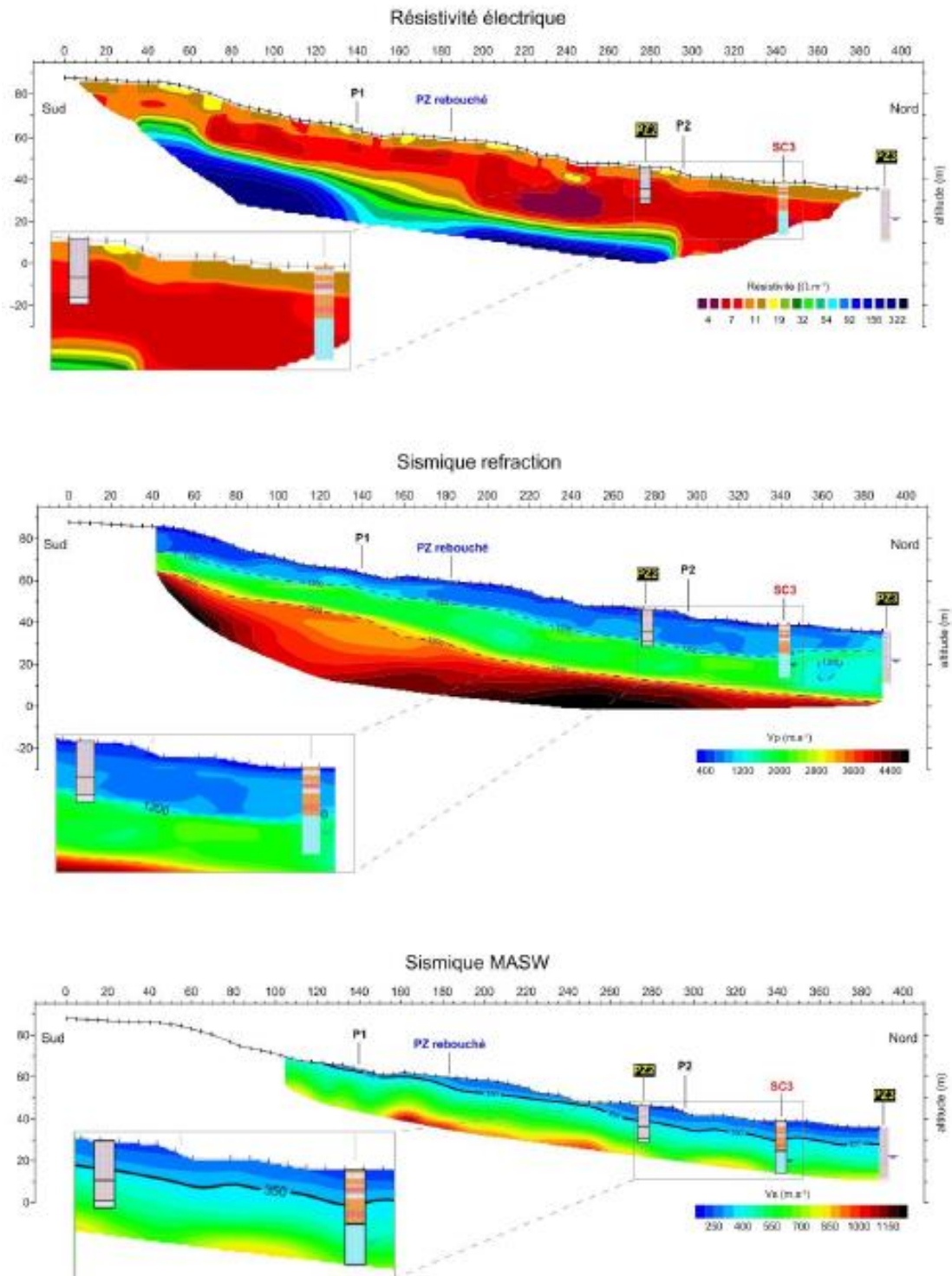


Figure 30 : résultats de l'acquisition géophysique, en haut : profil de résistivité, en bas : le profil sismique pour la ligne P3

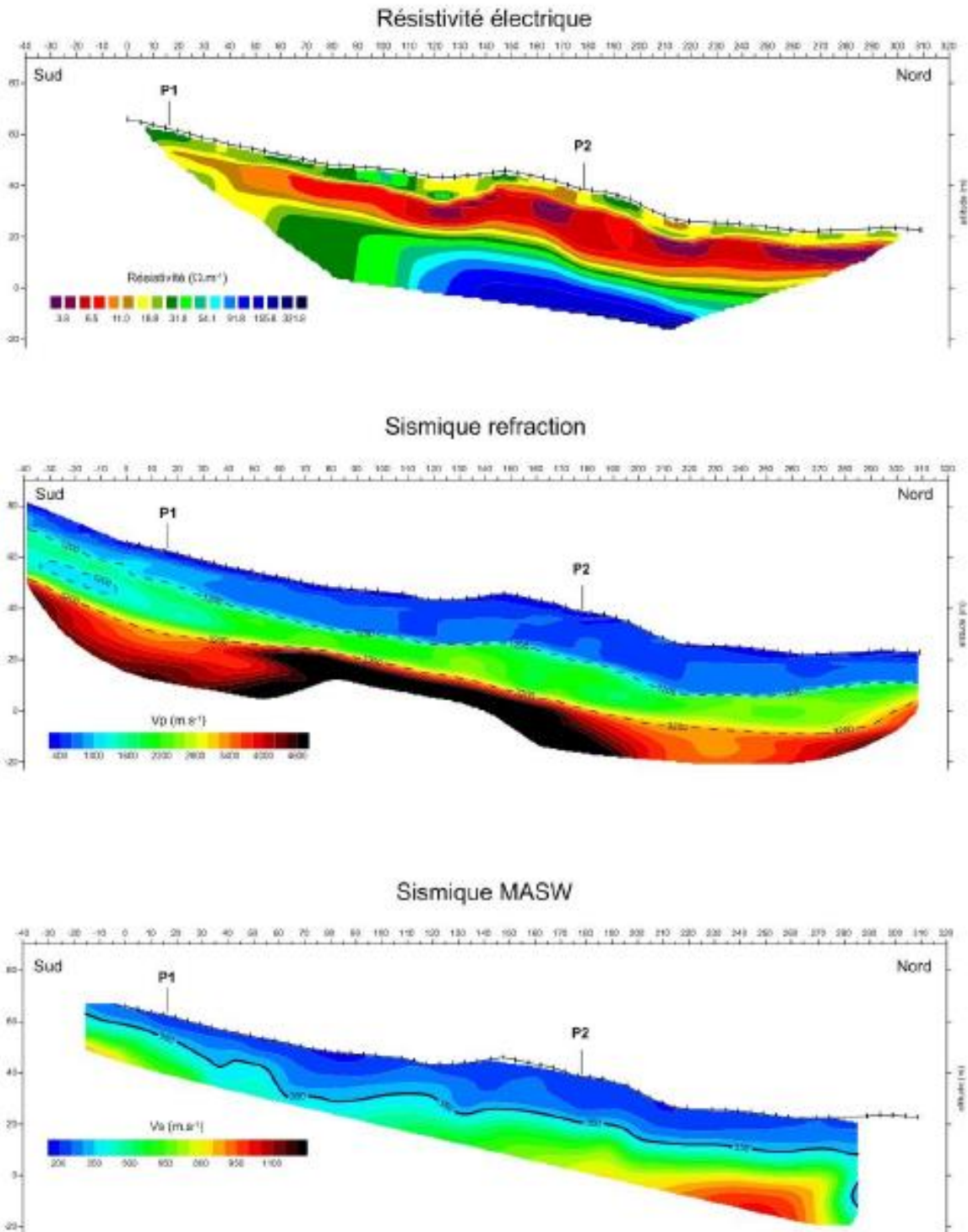


Figure 31 : résultats de l'acquisition géophysique, en haut : profil de résistivité, en bas : le profil sismique pour la ligne P4



Centre scientifique et technique
3, avenue Claude-Guillemain
BP 36009
45060 – Orléans Cedex 2 – France
Tél. : 02 38 64 34 34 - www.brgm.fr

Direction régionale de Mayotte
Immeuble « Le Jacaranda » n° 5
1, lotissement « Les Trois Vallées »
BP 363, Kawéni - 97600 Mamoudzou - France
Tél : 02 69 61 28 13