HAL
open science

Analyse d'affleurements rocheux par photogrammétrie : instrumentation légère, protocole d'acquisition et restitution 3D pour l'analyse structurale

Clyde Coddet

To cite this version:

Clyde Coddet. Analyse d'affleurements rocheux par photogrammétrie : instrumentation légère, protocole d'acquisition et restitution 3D pour l'analyse structurale. Sciences de l'ingénieur [physics]. 2017. dumas-01834330

HAL Id: dumas-01834330

https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-01834330

Submitted on 10 Jul 2018

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

CONSERVATOIRE NATIONAL DES ARTS ET METIERS

ECOLE SUPERIEURE DES GEOMETRES ET TOPOGRAPHES

MEMOIRE

présenté en vue d'obtenir

le DIPLOME D'INGENIEUR CNAM

SPECIALITE : Géomètre et Topographe

par

Clyde CODDET

Analyse d'affleurements rocheux par photogrammétrie : instrumentation légère, protocole d'acquisition et restitution 3D pour l'analyse structurale.

Soutenu le 05 juillet 2017

JURY

PRESIDENT :	**M. José CALI, maître de conférences**
MEMBRES :	**M. Régis MOURGUES, maître de stage** **M. Ghyslain FERRE, maître de stage** **Mme Elizabeth SIMONETTO, professeur référent** **M. Alain ZANELLA, co-encadrant**

Remerciements

D’abord, je souhaite adresser mes remerciements à Monsieur Régis Mourgues et à Monsieur Alain Zanella pour m’avoir accueilli au sein du laboratoire de Planétologie et Géodynamique. Je leur suis reconnaissant pour l’aide, l’inspiration, le temps et la confiance qu’ils m’ont accordés. Je tiens également à souligner la rigueur, la précision et le courage dont ils ont fait preuve lors de la mission terrain en Argentine.

Je remercie Madame Simonetto de m’avoir suivi tout au long de mon TFE et d’avoir corrigé mon travail.

Pour son temps, sa patience et le soutien apporté lors des calculs sous le logiciel CoMeT, je remercie vivement Monsieur Durand sans qui le projet n’aurait pas pu aboutir.

Je tiens à remercier les personnes qui ont accepté de répondre à mes questions, Monsieur Labergerie, Monsieur Morel et Monsieur Verdun, pour leur contribution essentielle à ce projet.

Je remercie également Monsieur Ferré pour m’avoir orienté dans mon travail et m’avoir aidé lors d’une mission sur le terrain.

Je pense également aux personnes avec qui j’ai pu travailler, Abdel, Alexis, Charlotte, Damien, Kevin, Raphael, Ratana, Steven, Thibault et Thomas avec qui j’ai passé de bons moments et qui ont rendu ce stage agréable.

Enfin, un grand merci à toute ma famille pour son soutien, les relectures attentives et la correction des fautes.

Table des matières

REMERCIEMENTS **3**

TABLE DES MATIERES **4**

INTRODUCTION **6**

I. ETAT DE L'ART **9**

I.1. ORIENTATION ET PENDAGE 9

I.1.1. Définition *9*

I.1.2. Méthode de mesures *10*

I.2. GEOREFERENCEMENT D'UN NUAGE DE POINTS PAR DISTANCEMETRE 10

I.2.1. Principe *10*

I.2.2. Matériel *11*

I.2.3. Méthodologie *11*

I.2.4. Résolution au sens des moindres carrés *11*

I.2.4.1. Mise en équation 11

I.2.4.2. Pondération des mesures 13

I.3. MISE A L'ECHELLE ET ORIENTATION D'UN NUAGE DE POINTS PAR MIRE SPATIALE 14

I.3.1. Principe *14*

I.3.2. Traitement informatique *15*

I.3.3. Précision des résultats *16*

I.3.3.1. Comparaison de profils 16

I.3.3.2. Comparaison par abattage par le feu 16

I.4. CONCLUSION 17

II. PREPARATION DE LA PHASE TERRAIN **18**

II.1. PRISES DE VUES THEORIQUE 18

II.1.1. Matériel photogrammétrique *18*

II.1.2. Distance de prise de vue à la paroi *18*

II.1.3. Emprise au sol d'une image *19*

II.1.4. Calcul de la base *19*

II.2. SCHEMA DE PRISES DE VUES 20

II.3. ETALONNAGE DE LA CAMERA 22

II.4. MISE A L'ECHELLE ET ORIENTATION DU NUAGE DE POINTS 23

II.4.1. Cahier des charges *23*

II.4.2. Réalisation d'un canevas d'appui par distancemètre *23*

II.4.2.1. Matériel 24

II.4.2.2. Pré-analyse du réseau sous CoMeT 25

II.4.3. Protocole de levé par mire spatiale *28*

II.4.3.1. Matériel 28

II.4.3.2. Préparation des mires 28

II.4.3.3. Méthodologie 28

II.4.3.4. Précision théorique 29

II.5. SITES D'ETUDE 29

II.5.1. Canyon en argentine *29*

II.5.2. Falaise des grottes de Saulges *30*

II.6. CONCLUSION 30

III. ANALYSE DES DONNEES **31**

III.1. PRESENTATION DES DONNEES 31

III.1.1. Mission Argentine ... *31*
III.1.1.1. Correction des perturbations et de la déclinaison magnétiques ... 31
III.1.1.2. Traitement du canevas d'appui ... 33
III.1.1.3. Traitement des prises de vue ... 34
III.1.2. Mission Saulges ... *35*
III.1.2.1. Traitements des canevas d'appui ... 36
III.1.2.2. Traitements des prises de vue ... 36
III.2. ANALYSE DES RESULTATS ... 36
III.2.1. Analyse statistique des précisions et des régions de confiance ... *37*
III.2.2. Comparaison des méthodes de géoréférencement ... *39*
III.2.2.1. Comparaison des canevas d'appui ... 39
III.2.2.2. Comparaison des nuages de points ... 40
III.2.3. Analyse des données photogrammétriques ... *43*
III.2.4. Comparaison des données géométriques structurales ... *44*
III.3. ANALYSE STRUCTURALE ... 44
III.3.1. qFacets ... *45*
III.3.2. Compute normals ... *47*
III.3.3. Ransac ... *47*
III.3.4. Comparaison des outils d'extraction de plan ... *48*
III.3.5. Calcul du pendage et de l'orientation ... *49*
III.3.6. Résultats ... *50*
III.4. CONCLUSION ... 52

CONCLUSION GENERALE ... 54

BIBLIOGRAPHIE ... 56

LISTE DES FIGURES ... 58

LISTE DES TABLEAUX ... 59

Introduction

Ce travail de fin d'études a été réalisé au sein du Laboratoire de Planétologie et de Géodynamique (LPG), en partenariat avec l'Ecole Supérieure des Géomètres et Topographes (ESGT). Ces deux établissements sont situés sur le domaine de l'université du Maine, au Mans.

A ce jour, les techniques de modélisations 3D, sont utilisées dans de nombreux domaines tels que la police scientifique, la pétrochimie, l'exploitation minière, l'auscultation d'ouvrage, l'automobile, l'usinage, la défense, l'archéologie ou encore la conservation du patrimoine. Il existe principalement deux méthodes de modélisation 3D, la lasergrammétrie (i) et la photogrammétrie (ii).

(i) La lasergrammétrie, ou relevé par scanner laser, est une technique basée sur le principe d'émission-réception d'un faisceau de lumière laser, permettant d'acquérir plusieurs millions de points tridimensionnels par seconde. Chaque point scanné sur le terrain est immédiatement connu en coordonnées X, Y, Z. Cette technique implique l'utilisation d'un matériel de pointe, un scanner laser, très coûteux, lourd à mettre en place et demandant une haute technicité.

(ii) La photogrammétrie, quant à elle, permet de représenter des objets en trois dimensions à partir d'images numériques ou argentiques. Elle s'appuie sur la vision d'un objet depuis deux points de vue différents pour reconstituer une copie 3D exacte de la réalité. La mise en place de cette méthode nécessite la réalisation de prises de vue et d'un canevas d'appui. Cette méthode est une bonne alternative à l'utilisation du scanner laser du fait de son faible coût d'investissement et de sa légèreté d'utilisation. De plus, elle permet la production de modèles 3D de très bonne qualité, proches des modèles obtenus par lasergrammétrie (e.g. [Barbier et al., 2016 ; Rose H., 2012]).

La réalisation des photos, tout comme les logiciels de traitement photogrammétrique sont accessibles à tous sans grandes connaissances. Cependant les techniques d'orientation et de mise à l'échelle du nuage de points, étape indispensable pour réaliser des mesures a posteriori sur le nuage de points, sont complexes et coûteuses. En effet, cela nécessite des connaissances avancées en topographie et du matériel de précision (tachéomètre et GPS). Pour autant, la photogrammétrie offre des perspectives intéressantes pour le géologue telle que l'acquisition de données surabondantes et la modélisation de zones inaccessibles. C'est le cas notamment des études de terrain menées par les chercheurs du laboratoire du Mans. Dans leur projet de recherche, NatHyFS (Natural Hydraulic Fracturing in Shale), le docteur Alain ZANELLA et le Professeur Régis MOURGUES étudient la fracturation hydraulique naturelle dans les roches mères.

Actuellement, il est admis que la génération des hydrocarbures développe des surpressions de fluide conduisant à une fracturation hydraulique naturelle des roches mères (e.g. [Cobbold et al. 2013 ; Zanella et al. 2014]). Les fractures développées (Figure 1), aussi appelées beef, prennent la forme de veines de calcite fibreuses parallèles à la stratification de la roche. On les retrouve principalement dans des argiles et plus souvent dans des roches

mères produisant des hydrocarbures. Si l'on comprend le temps de génération, la géométrie et les mécanismes d'extension de la fracture on peut trouver les possibilités de migration des hydrocarbures. C'est pourquoi la présence de fractures dans la roche intéresse particulièrement les compagnies pétrolières.

Figure 1 : Photographie d'un affleurement rocheux en Argentine (source : A. Zanella). Les beefs sont visibles en blanc sur la photo.

Le sujet de ce TFE est l'analyse d'affleurements rocheux par photogrammétrie. Dans ce cadre d'étude, assez répandu en Géosciences, les méthodes classiques de photogrammétrie ne sont pas totalement adaptées du fait des difficultés d'accès au site d'étude et des contraintes budgétaires. Le premier objectif de ce TFE est de mettre en place un protocole d'acquisition 3D léger et peu onéreux, répondant aux exigences des études de terrain en géologie. Le second objectif est d'étudier les possibilités d'extraction de données géométriques structurales des plans de fractures. Pour cela, il faut caractériser les beefs en 3 dimensions, c'est-à-dire définir l'orientation par rapport au nord et l'inclinaison du plan de faille, puis modéliser son extension dans l'espace.

Les résultats issus de cette étude participeront à répondre à un questionnement plus large dans le cadre du projet NatHyFS : quel est le moteur de la fracturation des roches ? Comment sont générées les fractures ? Qu'elle est leur distribution spatiale ? Sur quelle distance peut s'étendre une fracture ?

Pour mener ce projet de fin d'études, deux sites expérimentaux, présentant des parois rocheuses, ont été retenus :

- Un canyon, d'une longueur de 350 m situé dans le bassin de Neuquén en Argentine (38.117 S ; 70.406 W). Ce site, au cœur du projet NatHyFS, présente de nombreuses évidences de fracturation hydraulique à différentes échelles. Ce canyon permettra de vérifier si le protocole d'acquisition proposé peut constituer un nouvel outil pour l'analyse de plan de fracture.
- Le site des grottes de Saulges, situé en Mayenne, présente une falaise d'une hauteur de 20 m sur une longueur de 60 m. La paroi rocheuse sera étudiée afin de comparer plusieurs protocoles de géoréférencement.

Ce mémoire s'articule autour de trois grands chapitres. Le premier chapitre présente un état de l'art des techniques de mesures d'orientation et de pendage des plans de fracture, en géologie, puis deux méthodes de géoréférencement du nuage de points à faible coût.

Le deuxième chapitre expose la phase préalable aux différentes missions sur le terrain, c'est-à-dire la mise en place d'un schéma pour la réalisation des prises de vues et l'application des protocoles de géoréférencement à notre cas d'étude.

Enfin, le troisième chapitre présente l'analyse des données statistiques issues des différents traitements afin de déterminer les perspectives des protocoles d'acquisition photogrammétrique. Cette étude est complétée par une analyse structurale des plans de fractures extraits du nuage de points.

I. Etat de l'art

Dans ce chapitre nous verrons tout d'abord les techniques de détermination de l'orientation et du pendage des plans de fractures, puis nous étudierons la méthode de géoréférencement par distancemètre introduite par M Egels [Egels et Al., 2016]. Enfin, nous analyserons une méthode de mise à l'échelle et d'orientation du nuage points appliquée par des spéléologues, archéologues et paléontologues.

I.1. Orientation et pendage

Lors des études de terrain en géologie, les structures sont orientées dans l'espace à l'aide de deux paramètres : orientation et pendage. Ces paramètres sont obtenus par mesure avec une boussole et un clinomètre. Cet état de l'art, sur les méthodes de mesures de pendage et d'orientation, est basé sur les ouvrages de [Sorel et al., 2014 ; El Wartiti et al., 2007 ; @Cours-geosciences].

I.1.1. Définition

En géologie, l'orientation (azimut) d'un plan correspond à la direction, par rapport au Nord géographique, de la droite résultant de l'intersection de ce plan et d'un plan horizontal. L'orientation d'un plan peut être définie selon deux conventions: l'azimut ou la direction. En France, l'orientation se mesure généralement comme un azimut, alors que dans le reste du monde, l'orientation se mesure comme une direction. L'azimut est donné entre 0 et 360° alors que la direction est donnée entre 0 et 180° en précisant sa direction Nord ou Sud.

Le pendage (dip direction) correspond à l'angle entre la ligne de plus grande pente d'un plan géologique et d'un plan horizontal. A ne pas confondre avec le pendage apparent (cf. Figure 2). Par construction géométrique le pendage est perpendiculaire à l'orientation (cf. Figure 3).

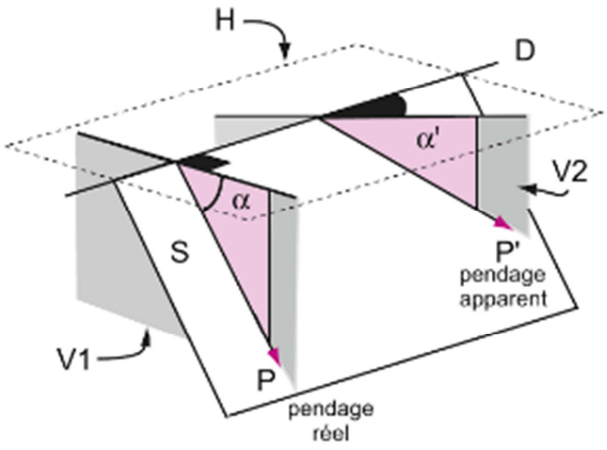


Figure 2 : Distinction entre pendage réel et pendage apparent d'un plan (source : [Sorel et al, 2014]).

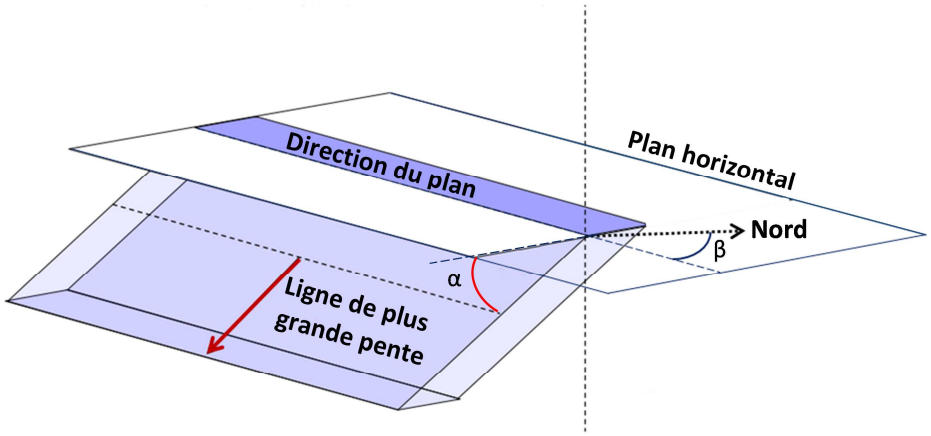


Figure 3 : Relations entre pendage (α) et orientation (β) d'un plan à mesurer.

I.1.2. Méthode de mesures

L'azimut tout comme la direction est mesuré à l'aide d'une boussole. Après avoir placé celle-ci à l'horizontale au niveau de la fracture, l'opérateur lit la valeur angulaire par rapport au Nord. Un clinomètre est ensuite utilisé pour mesurer le pendage. Après avoir plaqué celui-ci contre la ligne de plus grande pente l'opérateur lit la valeur d'inclinaison.

L'imprécision de ce protocole est de l'ordre de 3° selon si le plan de fracture est estimé correctement.

I.2. Géoréférencement d'un nuage de points par distancemètre

Le géoréférencement du nuage de points dans l'espace est une étape indispensable pour réaliser des mesures structurale a posteriori sur celui-ci. M. Egels et M. Laroze ont récemment publié un article, dans la revue XYZ, concernant une méthode de géoréférencement des cibles à l'aide d'un distancemètre [Egels et Al., 2016]. Elle a été mise en place afin de réaliser un *« canevas d'appui topographique »* avec du matériel léger et peu onéreux.

I.2.1. Principe

Cette méthode est basée sur le théorème suivant : « trois groupes de cercles concentriques centrés sur trois stations se coupent trois à trois de façon unique (à une symétrie près) » [Egels et Al, 2016]. Ainsi, à partir des mesures de distances horizontales de trois cibles depuis trois stations indépendantes on peut déterminer les coordonnées des cibles. Les angles verticaux sont utilisés pour la réduction de la distance à l'horizontale et le calcul altimétrique. Les angles horizontaux permettent de lever les ambiguïtés de symétrie liées à la trilatération, de détecter des fautes et de faciliter les calculs de valeurs approchées. L'imprécision, de 1 à 3°, sur ces mesures n'est donc pas aberrante.

La redondance des mesures est le point essentiel de cette méthode. Elle permettra de contraindre et d'ajuster le réseau, lors de la résolution par moindres carrés, et apportera une information de précision à partir des résidus.

I.2.2. Matériel

Le matériel nécessaire pour réaliser cette méthode est composé de :

- Un distancemètre laser équipé d'un inclinomètre ;
- Un trépied permettant de fixer le distancemètre ;
- Une rotule avec plateau gradué ou une boussole ;
- Des cibles.

Le coût de cet équipement varie de 600€ à 1 600€ environ.

I.2.3. Méthodologie

Les cibles sont positionnées régulièrement sur les parois ou murs environnants. Les cibles aux sols devront être placées avec parcimonie. En effet, la faible hauteur du trépied implique des visées tangentes entrainant une perte de précision.

Comme l'indique M. Egels, *« il est impératif que 3 cibles soient mesurées depuis 3 stations »* [Egels et Al., 2016]. Les stations et cibles doivent être placées de manière à pouvoir satisfaire cette contrainte. D'autres cibles et d'autres stations peuvent venir compléter ce réseau pour en améliorer sa précision.

Chaque nouvelle station doit avoir au minimum 3 cibles en commun avec la station précédente. En effet, pour déterminer les coordonnées d'une station libre il faut un minimum de trois points.

De plus, comme l'explique M. Egels les stations « doivent dessiner un triangle ». Si les stations sont alignées il ne sera pas possible de lever les ambiguïtés de symétrie liées à cette méthode ou alors la précision sera dégradée. Ainsi ces trois contraintes doivent être respectées.

La hauteur d'instrument n'est pas nécessaire pour les calculs. S'il existe un excentrement entre le point de mesure du distancemètre et le centre de sphère de la rotule il faudra le prendre en compte dans les calculs.

Pour réaliser les calculs, les coordonnées de la première station ainsi que son orientation doivent être fixées ou mesurées (GPS de randonnée et boussole par exemple).

I.2.4. Résolution au sens des moindres carrés

I.2.4.1. Mise en équation

Nous allons maintenant nous intéresser aux observations obtenues à partir de cette méthode sachant que :

- Le point stationné est noté S ;
- Le point visé est noté P ;
- La distance suivant la pente est notée D_{SP} ;
- L'angle zénithale est noté V_{SP} ;
- La lecture horizontale (réalisée à l'aide de la rotule) est notée H^0_{SP} ;
- L'azimut (réalisé à l'aide de la boussole) est noté A^0_{SP}.

Equation d'observation associée à la distance suivant la pente :

$$D_{SP} = \sqrt{(e_P - e_s)^2 + (n_P - n_S)^2 + (u_P - u_s)^2}$$ [Durand S., cours IG4 TDP]

Equation d'observation associée à l'angle zénithal :

$$V_{SP} = \arctan\left(\frac{\sqrt{(e_P - e_S)^2 + (n_P - n_S)^2}}{u_P - u_S}\right)$$ [Durand S., cours IG4 TDP]

Le distancemètre fournit une inclinaison (Inc_{SP}), en degré, par rapport au plan horizontal, qui est ensuite transformée en angle zénithal :

$$V_{SP}{}^{\circ} = 90 - Inc_{SP}{}^{\circ}$$

Dans le cas où l'on utilise une rotule avec plateau gradué on mesure l'angle horizontal et dans le cas où l'on utilise une boussole on mesure un azimut.

L'équation d'observation associée à l'angle horizontal est :

$$H_{SP} = \arctan\left(\frac{e_P - e_S}{n_P - n_S}\right) - G_{O,S}$$ [Durand S., cours IG4 TDP]

L'azimut du zéro du limbe du plateau gradué $G_{O,S}$ est une inconnue supplémentaire.

L'équation d'observation associée à l'azimut est :

$$A_{SP} = \arctan\left(\frac{e_P - e_S}{n_P - n_S}\right)$$ [Durand S., cours IG4 TDP]

Le nombre d'inconnues du problème est fonction du nombre de stations et de cibles :

- 3 inconnues (e_P; n_P; u_P) par cible,
- Si une boussole est utilisée 3 inconnues : (e_S; n_S; u_S) par station, hormis la station de départ qui est connue ou fixée,
- Si une rotule avec plateau gradué est utilisée 4 inconnues : 3 coordonnées (e_S; n_S; u_S) par station, hormis la station de départ qui est connue ou fixée, et l'azimut du zéro du limbe $G_{O,S}$, hormis celui de départ qui est fixé.

<u>Remarque :</u> dans cette méthode aucune visée n'est réalisée entre les stations. Les coordonnées de la première station ainsi que l'azimut du zéro du limbe de celle-ci sont connus ou fixés.

Le nombre d'équations est fonction du nombre de cibles relevées par station.

Si cinq cibles sont mesurées chacune depuis trois stations, il y a $5 \times 3 + 2 \times 3 = 21$ inconnues, si des azimuts ont été mesurés, ou $5 \times 3 + 2 \times 4 = 23$ inconnues, si des angles horizontaux ont été mesurés, et $4 \times 5 \times 3 = 60$ équations. Le système est donc surdéterminé.

Or « la méthode des moindres carrés permet la résolution de problèmes inverses dans lesquels les observations sont surabondantes par rapport aux inconnues » [Durand S., cours IG4 TDP].

Ce point est très important. En effet, grâce à la surabondance d'équations, le réseau pourra être ajusté au sens des moindres carrés. Chaque mesure est pondérée à partir de sa précision, ce qui implique que les angles horizontaux ou les azimuts auront un poids très faible par rapport aux angles zénithaux qui auront eux-mêmes un poids plus faible que les distances.

I.2.4.2. Pondération des mesures

La matrice de pondération P est :

$$P = \sum_L^{-1} = \begin{bmatrix} \frac{1}{{\sigma_{D1}}^2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \dots & 0 & . & . & . & . & . & . \\ . & 0 & \frac{1}{{\sigma_{Di}}^2} & 0 & . & . & . & . & . \\ . & . & 0 & \frac{1}{{\sigma_V}^2} & 0 & . & . & . & . \\ . & . & . & 0 & \dots & 0 & . & . & . \\ . & . & . & . & 0 & \frac{1}{{\sigma_V}^2} & 0 & . & . \\ . & . & . & . & . & 0 & \frac{1}{{\sigma_H}^2} & 0 & . \\ . & . & . & . & . & . & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{{\sigma_H}^2} \end{bmatrix}$$

Avec :

- $\sum_L^{-1}$ la matrice de covariance. Les termes de covariance sont nuls car les mesures sont indépendantes ;
- $\sigma_{Di} = \sqrt{(l\ mm + D_i \times x\ ppm)^2 + {\sigma_P}^2}$;
- $\sigma_V = \frac{k^{(en\,°)} \times \pi}{180}$;
- $\sigma_H = \frac{j^{(en\,°)} \times \pi}{180}$;
- Erreur de pointé $\sigma_P = 4mm$.

Les paramètres $j;\ k; l\ et\ x$ sont définis à partir de l'appareil utilisé, de l'environnement et des conditions d'utilisation.

D'après l'application de M. Egels de cette méthode dans une petite église rurale, [Egels et Al., 2016], les précisions associées à ce type de mesures sont de :

	Distances	**Angles zénithaux**	**Angles horizontaux**
Ecart type pour un distancemètre Leica D5 sur un trépied muni d'une rotule avec plateau gradué	3 mm	0.2°	2 à 3°

Le calage du modèle photogrammétrique de M. Egels sur les 8 cibles présente un écart-type de 27 mm en 3D.

Les résultats de cette application permettent d'estimer l'ordre de grandeur qu'il est possible d'obtenir avec ce type de méthode même si celle-ci dépend grandement de la géométrie du réseau et de l'appareil utilisé.

La précision des mesures peut être améliorée, comme le souligne M. Egels, en utilisant un support à vis micrométrique (Leica FTA 360 par exemple), pour réduire les erreurs de pointé et faciliter l'opération de visée.

I.3. Mise à l'échelle et orientation d'un nuage de points par mire spatiale

Cette partie fait référence à des travaux réalisés par des géologues et spéléologues [Arles et al, 2011], et par des archéologues et paléontologues [@dinosaurpalaeo]. La méthode présente un grand intérêt pour ces corps de métier puisqu'elle nécessite seulement l'utilisation d'un appareil photo et d'une mire de référence spatiale. En effet, cela permet de s'affranchir de nombreuses contraintes telles que :

- ✓ Conditions d'accès difficiles
- ✓ Milieu hostile et étroit (en souterrain par exemple)
- ✓ Faible budget
- ✓ Connaissances en topographie limitées
- ✓ Temps d'acquisition restreint

Même si cette méthode est apparue plus récemment, le principe de mise à l'échelle du nuage de points était appliqué depuis de nombreuses années pour obtenir des modèle 3D de petit objet (de quelques cm à quelques m). Les paléontologues plaçaient notamment une règle graduée à coté de spécimen à modéliser en 3D pour permettre la mise à l'échelle du nuage de points et ainsi réaliser des mesures a posteriori [Mallisson et al, 2014].

I.3.1. Principe

En photogrammétrie, l'orientation et la mise à l'échelle du nuage de points peuvent être réalisées à l'aide de 3 points. Dans le cas d'une mire de référence spatiale, l'orientation et la mise à l'échelle sont réalisées à partir d'un objet étalon sur lequel on connait les coordonnées de plusieurs points, au moins trois, dans un système local.

Cette méthode consiste à placer l'objet étalon, une mire de référence spatiale, (cf. Figure 5) dans la scène à photographier. Elle peut prendre différentes formes :

- ➢ Une simple feuille sur un plan dur [@dinosaurpalaeo] (Figure 4).
- ➢ « une plaquette articulée par une rotule sur un trépied » [Arles et al., 2011] (Figure 5).

Figure 5: Mire de référence spatiale en situation [Arles et al., 2011].

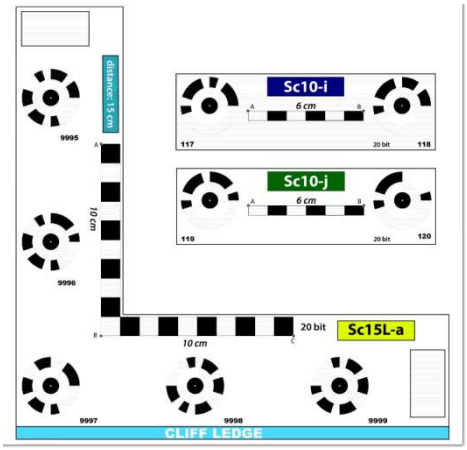


Figure 4 : Mire de référence spatiale papier [@dinosaurpalaeo].

Sur cette mire plusieurs repères sont référencés dans un système local. La distance entre ces repères étant connus, il est possible de réaliser la mise à l'échelle du nuage de points.

D'autres symboles (quadrillages, carrés avec différents aplats, hachurages, …) sont également ajoutés pour donner une texture suffisante à la mire pour être modélisée.

Concernant l'orientation, la mire doit être à l'horizontale. Pour cela des petites nivelles ou un niveau de maçon peuvent être utilisés. Le plan horizontal est ensuite orienté, selon les besoins, à partir d'un axe présent sur la mire. Mme Marie Attard, spécialiste en écologie et biologie, du département des Sciences des animaux et des plantes, de l'université de Sheffield, orientait par exemple l'axe de la mire de manière parallèle à la falaise (Figure 4). Lors de cette mission Mme Attard cherchait à modéliser une paroi rocheuse sur laquelle les oiseaux pondaient leurs œufs. L'orientation par rapport au Nord n'était donc pas nécessaire. M. Adrien Arles, archéologue de l'université d'Orléans, explique dans son rapport, [Arles et al., 2011], qu'il oriente la mire par rapport au Nord grâce à une boussole. En effet, les cavités souterraines étant sinueuses, la boussole est le seul moyen de conserver la même orientation pour chaque scène.

L'orientation est donc réalisée en fonction du besoin en termes de mesure a postériori ou de visualisation. Cependant les mires doivent être parallèles entre elles si la scène est divisée en plusieurs blocs (cf. 1er point de la partie I.3.2).

I.3.2. Traitement informatique

D'après Malmary, [Malmary J., 2015], le traitement informatique peut être réalisé de plusieurs façons :

- Définir les coordonnées des repères d'une seule mire. Si plusieurs mires sont utilisées aucune coordonnée ne pourra être affectée à leurs repères car la position des mires entre elles est inconnue. Il faudra alors diviser le nuage en blocs. Chaque bloc étant composé d'une scène centrée autour d'une mire de référence spatiale. Il faudra, ultérieurement, assembler les nuages denses de chaque scène entre eux. Pour faciliter l'opération d'assemblage, les mires doivent être parallèles entre elles : c'est-à-dire que si une mire est orientée par rapport au Nord, les

autres doivent être placées avec le même procédé. Si l'on place les mires parallèles à la falaise il faut au préalable s'assurer de sa continuité et de sa linéarité.

- Définir au minimum les coordonnées de trois repères d'une mire puis créer des « Barres d'échelle » (« Scale bars ») entre les points en utilisant le logiciel Photoscan. Cet outil permet de renseigner la distance entre deux points. Ainsi, plusieurs mires de référence spatiale peuvent être utilisées dans une même scène. En revanche, les composantes de l'orientation (horizontalité et direction par rapport au Nord ou un à objet) ne sont définies qu'à partir d'une seule mire.

I.3.3. Précision des résultats

D'après les travaux réalisés par M. Arles, [Arles et al., 2011], dans les mines de Sainte-Marie-aux-Mines, la marge d'erreur est d'environ 2% en relatif. Dans son rapport « La photogrammétrie appliquée à l'archéologie minière » deux comparaisons de cette méthode ont été réalisées.

I.3.3.1. Comparaison de profils

La première comparaison a été réalisée à l'aide de quatre coupes, d'une galerie, obtenues par tachéométrie. Les erreurs obtenues sont en moyenne inférieures à 2%. Cependant, comme l'explique l'auteur les difficultés de superposition des coupes obtenues par tachéométrie et par photogrammétrie engendrent des erreurs.

La mire de référence spatiale la plus proche était à 4 m des coupes.

Cette confrontation permet uniquement d'estimer la précision de la mise à l'échelle du nuage de points puisque les coupes ont été recalées entre elles.

I.3.3.2. Comparaison par abattage par le feu

La deuxième méthode de comparaison a été réalisée afin de vérifier si le protocole de mire de référence spatiale pouvait constituer un nouvel outil pour l'étude de la technique minière d'abattage par le feu.

Cette technique ancestrale consiste à extraire des matériaux après avoir chauffé la roche à l'aide d'un feu (Figure 6).

Elle a été utilisée jusque dans les années 1600 et est maintenant étudiée par les archéologues. Les volumes de roche extraits, lors des expériences, sont déterminés à l'aide d'un seau d'eau (éliminant les charbons par flottaison).

Figure 6 : Chantier expérimental d'abattage par le feu (source : [Arles et al, 2011]).

La technique de mire de référence spatiale permet un gain de temps et est plus simple à mettre en place. Toutefois, il faut analyser sa précision par rapport à l'ancien protocole pour savoir si elle peut être appliquée.

Pour cela, trois modélisations d'une cavité (Figure 6) ont été réalisées à des instants différents : une à l'état initial, puis deux suite à des abattages successifs. La comparaison du modèle 3D initial aux modèles 3D faisant suite à l'abattage permet d'en déduire les volumes de roches abattues.

Ces volumes sont confrontés à ceux obtenus après extraction (mesurés à l'aide d'un seau d'eau). La différence de volume met en avant une imprécision inférieure à 1%.

Tout comme la première méthode, cette comparaison ne permet d'estimer que la précision de la mise à l'échelle du nuage de points.

I.4. Conclusion

Ainsi, la méthode de modélisation actuelle des plans de fractures est basée sur des mesures à la boussole et à l'inclinomètre. Elle permet de déterminer les valeurs de pendage et d'orientation avec une précision de l'ordre de 3° environ. Cependant, il est actuellement impossible pour les géologues de réaliser des mesures dans des zones inaccessibles et il est difficile de modéliser l'extension du plan de fracture.

La photogrammétrie pourrait pallier ces problèmes et constituer une alternative à cette méthode, à condition d'être au moins aussi précise et d'avoir un coût assez faible. Le protocole de M Egels présente des perspectives intéressantes en termes de géoréférencement puisqu'il est peu couteux (de l'ordre de 1 000 €) et permet d'atteindre une précision de l'ordre de 3 cm pour un petit réseau. Le protocole par mire de référence spatiale est, quant à lui, tout aussi intéressant puisque son coût est très faible (inférieur à 100 €). La précision de la mise à l'échelle, déterminée dans l'article [Arles et al., 2011], est de 2%.

Ces deux méthodes doivent toutefois être appliquées à notre cas d'étude : le canyon.

II. Préparation de la phase terrain

Cette phase de préparation est indispensable au bon déroulement de la mission. Elle permettra, notamment, de vérifier que notre protocole d'acquisition 3D répond au cahier des charges. Nous verrons tout d'abord le schéma de prise de vues à adopter pour obtenir une précision suffisante pour les analyses structurales à posteriori. Puis nous appliquerons les méthodes de géoréférencement, vues précédemment, à notre cas d'étude : le canyon. La précision théorique de ces méthodes sera confrontée au cahier des charges. Enfin, nous aborderons les protocoles à mettre en place sur les deux sites d'études dont nous disposons.

II.1. Prises de vues théorique

L'objectif de cette partie est de définir le matériel photogrammétrique à utiliser, de calculer l'éloignement de l'opérateur à la paroi lors des prises de vues et la distance entre deux clichés afin de répondre aux critères fixés par le laboratoire.

II.1.1. Matériel photogrammétrique

Les caractéristiques de l'appareil, CANON EOS 80D, utilisées pour réaliser les clichés sont les suivantes :

- Taille du capteur image : 22.3 mm x14.9 mm.
- Pixels enregistrés : 6018 x 4021.
- Définition : 24.2 mégapixels.

Dans cette partie on notera :

- D la distance à la paroi (en m)
- f la focale utilisée (en mm)
- Tpi la taille du photosite (en microns)
- Tps la taille du pixel au sol
- n le nombre de pixels sur un côté de l'image

II.1.2. Distance de prise de vue à la paroi

Connaissant la taille du capteur et le nombre de pixels on peut en déduire la taille du pixel image : $Tpi \left| \begin{array}{l} \frac{22.3}{6018} = 3.706\ \mu m \\ \frac{14.9}{4021} = 3.706\ \mu m \end{array} \right. \Longrightarrow Tpi = 3.706\ \mu m$

D'après la Figure 7 on peut en déduire la formule suivante : $\frac{D}{f} = \frac{Tps}{Tpi}$

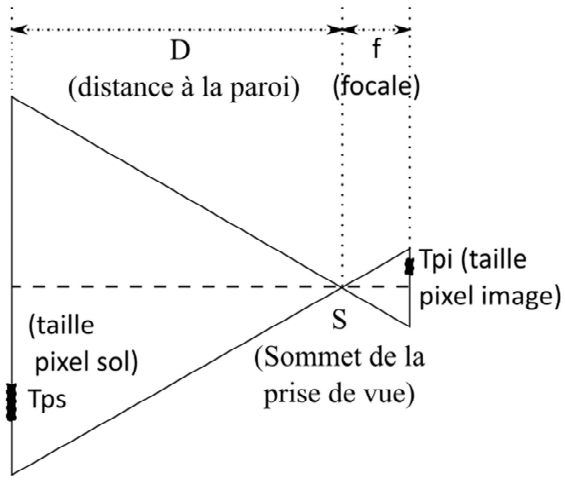


Figure 7 : Relations entre D, f, Tps et Tpi.

Le cahier des charges impose une taille du pixel au sol inférieure à 0.2 cm. Le canyon étant étroit une focale de 10 mm a été choisie afin d'avoir un plus grand champ de vision. Une seconde focale sera utilisée pour réaliser les clichés lorsque la paroi dépassera 5 m de hauteur.

Ainsi $D = f \times \frac{Tps}{Tpi} < 10 \times 10^{-3} \times \frac{0.2\times10^{-2}}{3.706\times10^{-6}} \approx 5.4\, m.$

Les photos doivent être réalisées à moins de 5 m environ de la paroi pour avoir une taille de pixel au sol inférieure à 2 mm. Pour réaliser les clichés du haut de la paroi plusieurs méthodes sont possibles :

- Se rapprocher de la paroi si cela ne cause pas une perte d'information due au relief ;
- Augmenter la focale ;
- Utiliser une perche ;
- Prendre les photos depuis le haut du canyon quand l'accès est possible.

II.1.3. Emprise au sol d'une image

Soit une image, de taille li (14.9 mm) x Li (22.3 mm), prise à une distance de 5 m de la paroi avec une focale de 10 mm. Son emprise au sol est de :

$ls = Tps \times n = Tpi \times \frac{D}{f} \times n = 3.706 \times 10^{-6} \times \frac{5}{10\times10^{-3}} \times 4021 = 7.45\, m$ [Simonetto E., cours ES1].

De même $Ls = 11.12\, m.$

II.1.4. Calcul de la base

On considère un axe de déplacement parallèle à la paroi. On choisit un recouvrement, r_x, de 80% afin d'avoir une redondance importante de données et de réduire les zones d'occlusions. La base, distance entre deux clichés successifs, est de :

$B = Ls \times (1 - r_x)$ [Simonetto E., cours ES1].

Ainsi $B = \text{Tpi} \times \frac{D}{f} \times \text{n} \times (1 - r_X) = 3.706 \times 10^{-6} \times \frac{5}{10 \times 10^{-3}} \times 6000 \times (1 - 0.8) = 2.22\ m.$

Si la hauteur de la paroi est supérieure à 6 m il faudra réaliser plusieurs bandes. Comme précédemment on choisit un recouvrement, r_y, de 20% afin de réduire les zones d'occlusion. La distance inter-bande noté A est de :

$A = ls \times (1 - r_y)$ [Simonetto E., cours ES1].

$A = \text{Tpi} \times \frac{D}{f} \times \text{n} \times (1 - r_X) = 3.706 \times 10^{-6} \times \frac{5}{10 \times 10^{-3}} \times 4000 \times (1 - 0.2) = 5.93\ m.$

Ci-dessous le tableau récapitulatif des focales utilisées pour les campagnes photogrammétriques.

Tableau 1 : Focales à utiliser en fonction du lieu de prise de vue

Lieu de prise de vue	Distance à la paroi	Focale	Taille du pixel sol	Distance entre deux prises de vue : base	Emprise de la photo
Fond du canyon	<4 m	10 mm	<1,5 mm	2 m (recouvrement 78%)	8,9 m x 6,0 m
	<5,4 m	10 mm	<2,0 mm	2 m (recouvrement 80%)	12,0 m x 8,0 m
Haut du canyon	<12 m	22 mm	<2,0 mm	2 m (recouvrement 80%)	12,2 m x 8,1 m

La détermination du nombre de points d'appui et de contrôle n'est pas abordée dans cette partie car les contraintes liées à la méthode de levé par distancemètre dans un environnement étroit impliquent l'utilisation d'un grand nombre de cibles (cf. partie II.4.2).

II.2. Schéma de prises de vues

En aérien les prises de vue sont généralement parallèles entre elles. Cependant en photogrammétrie terrestre une prise de vue convergente est plus adaptée du fait d'un relief plus marqué. Cela permet de réduire les zones d'occlusion et d'obtenir une plus grande précision.

Le schéma de prises de vues ci-dessous (Figure 8) permettra de modéliser la paroi. Il a été appliqué, notamment, pour de la modélisation 3D de parois rocheuses à proximité d'ouvrages de la SNCF : [Trochon M., 2012] et [Bakkouch L., 2013].

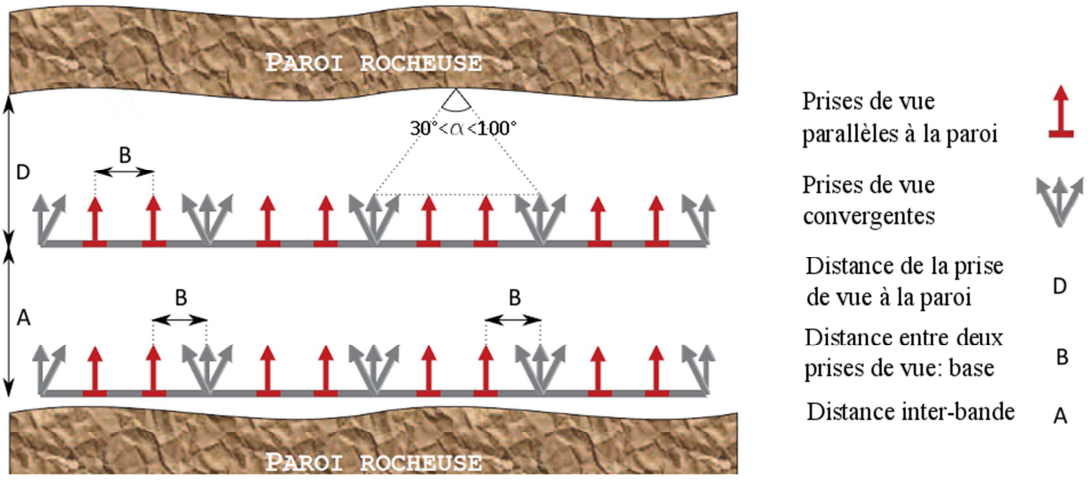


Figure 8 : Schéma des prises de vue de la paroi (source : [Trochon M., 2012] modifié).

Il faut réitérer cette opération pour obtenir la paroi opposée.

Le schéma ci-dessous (Figure 9) permettra de compléter le protocole précédent (Figure 8) afin de réduire les zones d'occlusion et d'augmenter la précision du modèle, notamment, sur le haut de la paroi.

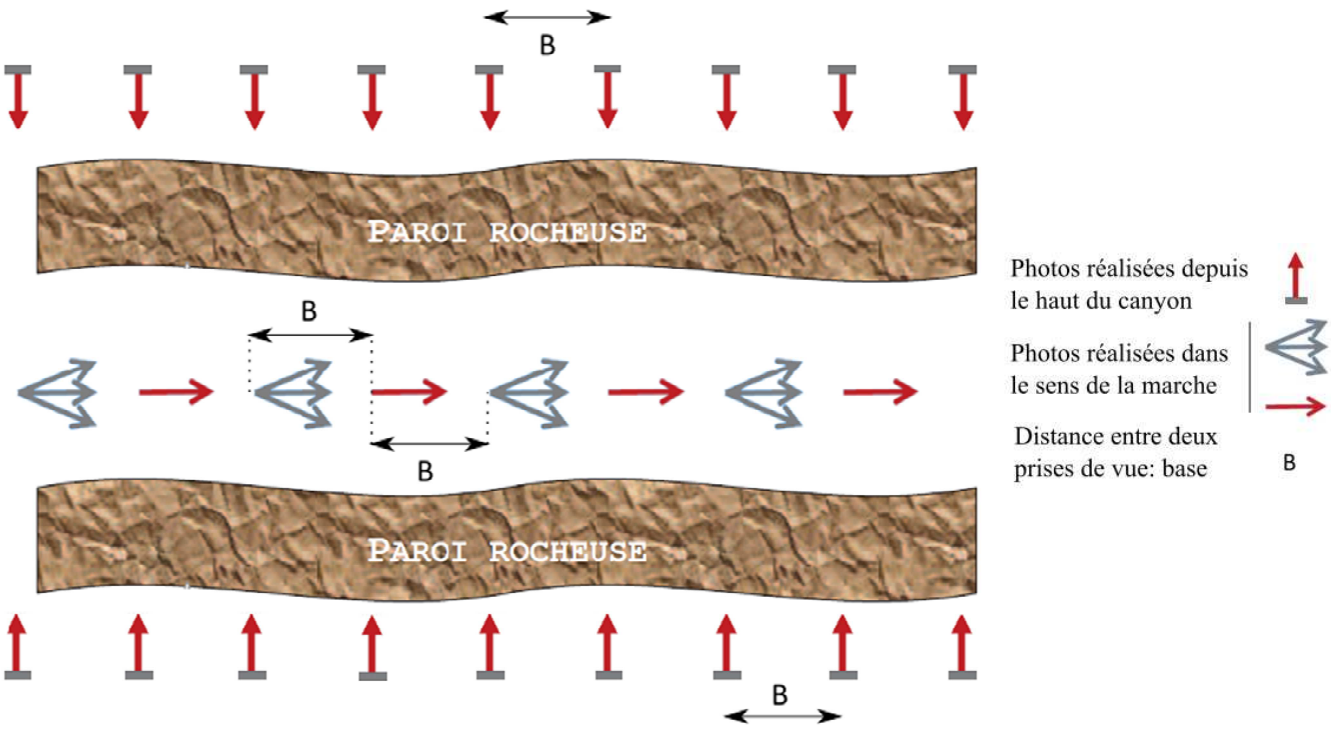


Figure 9 : Schéma de prise de vue du fond du canyon et des parois rocheuses.

Pour les clichés réalisés depuis le haut du canyon une focale de 22 mm est utilisée afin de ne pas perdre en résolution du fait de l'éloignement à la paroi opposée ou au fond du canyon.

Pour les parties cachées d'un objet (beef, rocher, etc) il est recommandé d'utiliser le schéma de prise de vue ci-dessous (Figure 10), d'après [Clery I, 2010], afin de modéliser l'objet dans son ensemble.

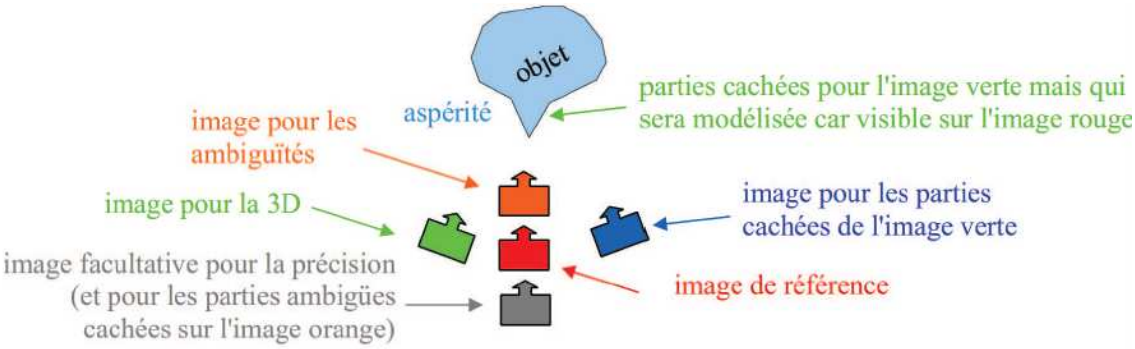


Figure 10 : Modélisation des parties cachées d'un objet (source : [Clery I, 2010]).

II.3. Etalonnage de la caméra

Afin de déterminer les paramètres internes de la caméra (la distance focale p ; les coordonnées cliché du point principal de symétrie PPS ; les coordonnées cliché du point principal d'autocollimation PPA ; les coefficients de distorsions radiales a, b et c) nous avons réalisé un étalonnage de l'appareil CANON EOS 80D. Ces paramètres permettront de contrôler, ultérieurement, ceux estimés par Photoscan lors de la phase d'alignement des photos.

Figure 11 : Polygone d'étalonnage de l'ESGT.

Pour étalonner une caméra on réalise des photographies de points connus en coordonnées terrain. A l'ESGT, nous disposons d'un mur d'étalonnage (Figure 11) sur lequel des points ont été déterminés, avec précision, en coordonnées terrain.

Nous avons réalisé plusieurs photos du polygone, en prenant soin, d'avoir des cibles sur toute l'image, en particulier sur les bords. Les photos ont ensuite été traitées sur le logiciel ETA développé par l'IGN. Les résultats sont les suivants :

- $(X_{PPA}; Y_{PPA})_{en\ mm} = (11.101; 7.421)$;
- $(X_{PPS}; Y_{PPS})_{en\ mm} = (10.844; 7.364)$;
- Focale : $p = 10.3\ mm$;
- Coefficient de distorsion :
  $(a;\ b;\ c)_{en\ pixel} = (-3.25 \times 10^{-9};\ 1.45 \times 10^{-16};\ -3.12 \times 10^{-24})$.

II.4. Mise à l'échelle et orientation du nuage de points

Pour réaliser des mesures sur le nuage de points, produit par photogrammétrie, il est nécessaire de réaliser l'orientation et la mise à l'échelle de celui-ci. La précision du relevé doit répondre au cahier des charges.

II.4.1. Cahier des charges

Les critères du cahier des charges sont les suivants :

- Précision sur l'azimut et le pendage des plans de fracture inférieure à 3°.
- Précision sur l'espacement des beefs inférieure à 2 cm.
- Instrumentation légère
- Budget limité à 1 000€ pour l'achat du matériel de géoréférencement.

Les résultats obtenus par M. Egels, [Egels et Al., 2016], nous orientent vers une méthode de mise à l'échelle et d'orientation du nuage de points par distancemètre. En effet, sur de petits ouvrages, sa méthode permet de satisfaire aux critères du cahier des charges.

Cependant, elle a été appliquée à un ouvrage spécifique (une église) de taille moyenne. Dans notre cas il s'agit de canyons de grande envergure (jusqu'à 300 m). Cette méthode sera donc adaptée et testée sur ce type de site afin de valider, ou non, les critères du cahier des charges.

En parallèle, nous allons mettre en place la méthode d'orientation et de mise à l'échelle du nuage de points par mire spatiale (cf. partie II.4.3). L'étude sur la précision de cette démarche, [Arles et al., 2011], (cf. partie I.3.3) ne permet pas d'estimer les possibilités offertes par cette méthode sur des ouvrages de grandes tailles. Nous analyserons donc les résultats de ce protocole pour en déterminer les possibilités d'utilisation en canyon.

Ces deux méthodes seront comparées à une méthode de référence : un levé des cibles par tachéométrie.

Deux sites seront utilisés pour étudier le protocole de levé :

- Un canyon situé dans le bassin de Neuquén en Argentine (cf. Figure 12) ;
- La falaise des grottes de Saulges en Mayenne.

Figure 12 : Localisation du bassin de Neuquén (source : www.riberadelbonito.com modifié).

II.4.2. Réalisation d'un canevas d'appui par distancemètre

La méthode de M. Egels doit être transposée afin de répondre aux spécificités de notre environnement de travail : le canyon.

Du fait des conditions d'utilisation (ensoleillement très important, étroitesse et sinuosité du canyon), du matériel (pointé difficile au distancemètre) et de la méthode (trilatération cf. partie I.2) certaines contraintes sont à prendre en compte :

- Distance des visées au distancemètre inférieure à 20 - 25m. Au-delà, la tâche du laser sur la cible est trop large pour réaliser un pointé précis et elle est peu visible ;

- Chaque groupe de trois stations doit former un triangle [Egels et Al., 2016] ;
- Chaque station doit mesurer un minimum de trois cibles communes avec la station précédente ;
- Chaque cible doit-être mesurée depuis trois stations [Egels et Al., 2016].

Il est également conseillé de rajouter des stations et des cibles supplémentaires si le chantier est étendu [Egels et Al., 2016]. En effet, cela permettra de détecter des fautes dans les mesures, de supprimer des mesures incohérentes si besoin et d'améliorer la précision du réseau.

Le distancemètre ne permettant pas d'enregistrer les mesures, celles-ci sont notées à la main sur un carnet. Or, s'il y a une erreur sur une ou plusieurs mesures retranscrites, il est impossible de les refaire. La redondance des mesures permet de prévenir ce problème, qui n'est pas pris en compte dans le logiciel CoMeT[1].

A partir des contraintes précédentes, nous avons établi le protocole suivant (Figure 13) :

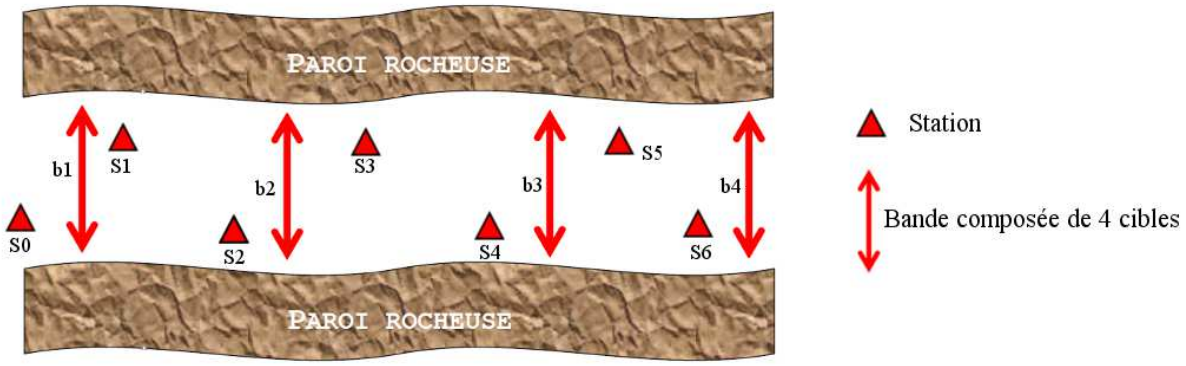


Figure 13 : Position des bandes de cibles et des stations dans le canyon

Les cibles sont positionnées en ligne : les deux premières cibles sont placées à mi-hauteur sur les parois (une de chaque côté), la troisième est placée au milieu du canyon, et la dernière est placée, en alternance, sur le sommet d'une des deux parois (en privilégiant la paroi la plus haute lorsque la différence de hauteur est importante).

Chaque station mesure les trois bandes les plus proches en excluant les cibles dont la mesure est tangente à la paroi. Chaque cible est donc relevée cinq fois. Cela permet, notamment dans un cas défavorable, de ne pas réaliser certaines mesures, par exemple, lorsque le laser est tangent à la cible ou lorsque la cible est masquée par un objet (rocher, végétation). La distance entre chaque bande doit être inférieure à 15 m du fait de l'étroitesse et de la sinuosité du canyon. Cette distance est à adapter sur le terrain en fonction de la géométrie du canyon.

II.4.2.1. Matériel

Le matériel utilisé pour réaliser le canevas d'appui par distancemètre est composé de :

- Un distancemètre Leica D810 touch ;
- Un trépied Leica TRI 70 ;

[1] CoMeT (Compensation de Mesures Topographiques) est un logiciel permettant l'ajustement de mesures, par la méthode des moindres carrés, et la pré-analyse de réseaux. Il a été développé au sein de l'ESGT.

- Un adaptateur pour trépied Leica FTA360 ;
- Une boussole.

Pour la méthode de levé par tachéométrie nous utilisons :

- Une station Leica TS06 plus 2'' ;
- Un trépied ;
- Un prisme et un porte prisme.

Pour rattacher le canevas dans un système de référence nous utilisons un GPS de randonnée, Garmin Oregon 750T, précis entre 5 à 10 m près.

II.4.2.2. Pré-analyse du réseau sous CoMeT

L'objectif de cette pré-analyse est d'étudier la faisabilité du protocole ci-dessus (II.4.2).

Pour réaliser cette étape, il faut disposer de coordonnées approchées des cibles et des stations à mettre en place tout en respectant au mieux la géométrie du canyon. La définition de Google Earth n'étant pas suffisante sur cette zone et la géométrie du canyon étant très particulière nous avons décidé de définir les coordonnées approchées à partir d'un travail que j'ai effectué l'an passé pendant mon stage. Il s'agit d'une modélisation 3D du chenal d'écoulement du torrent de la Lampe situé près de Grenoble.

Ce chenal présente des caractéristiques communes au canyon comme sa longueur, sa sinuosité et la présence de berges érodées, abruptes et d'une hauteur de l'ordre de 3 à 6 m.

A partir du nuage de points, j'ai déterminé les coordonnées approchées des cibles et des stations en respectant, au mieux, la géométrie du protocole schématisé ci-dessus (Figure 13).

Les précisions a priori des mesures acquises à l'aide du distancemètre Leica D810 sont:

- Ecart-type sur la mesure de distance : $0.002\ \mathrm{m} + 100\ \mathrm{ppm}$ pour une réflexibilité de la cible de 10 à 100% et une luminosité de fond élevée ;
- Centrage du point visée : 0.005 m ;
- Ecart-type sur la mesure d'inclinaison : 0.1°.

L'écart-type sur la mesure d'azimut (réalisée à la boussole) est d'environ 2.5° après correction de la déclinaison magnétique.

<u>Remarque :</u> La précision du géoréférencement n'étant pas un critère important dans ce projet, les précisions issues de la pré-analyse du réseau ne tiennent pas compte de la précision du rattachement (de 5 à 10 m). En revanche, la précision de l'orientation du réseau est prise en compte dans les calculs. Cette donnée est basée sur l'ensemble des mesures d'azimut réalisées à la boussole (avec un écart type de 2° environ après correction de la déclinaison magnétique). Ce que nous souhaitons étudier est la cohérence des points entre eux, afin d'avoir une mise à l'échelle correcte du nuage de points, et l'orientation du réseau, afin de s'assurer de la mesure d'azimut du beef.

La dimension de la zone d'étude est de 250 m de long sur 15 m de large environ.

D'après les résultats issus de la pré-analyse du réseau, Tableau 2, l'imprécision maximale (à deux sigmas près), sur le demi-grand axe de l'ellipse de confiance, est de 0.59 m sur un des points de l'extrémité du réseau. On remarque, en effet, que la taille des ellipses[2], tout comme les intervalles de confiance[3], sont croissants en fonction de la distance au premier point. Cela s'explique du fait que seul le premier point est fixé. Ne disposant que d'un GPS de randonnée, d'une précision de 5 à 10 m près, il est impossible de mesurer un deuxième point avec une précision suffisante pour améliorer la précision du réseau.

Tableau 2 : Intervalles et ellipses de confiance ponctuelles issus de la pré-analyse du réseau sous CoMeT

	Intervalles de confiance 1D (sur la coordonnée Alti)	Ellipses de confiance ponctuelles 2D (sur les coordonnées N ;E)	
	Précision (à 2 sigma : 95 %) sur la coordonnées Alti (en m)	Demi grand axe (à 2 sigma : 95% ; en m)	Demi petit axe (à 2 sigma : 95% ; en m)
Médiane	0,036	0,367	0,094
Moyenne	0,035	0,340	0,088
Maximum	0,056	0,592	0,222

La composante altimétrique est déterminée à 3.5 cm en moyenne, avec un maximum à 5.6 cm, ce qui est suffisant pour réaliser des mesures de pendage d'après le cahier des charges. En planimétrie les ellipses de confiance sont aplaties et orientées perpendiculairement à la paroi. Ceci s'explique du fait de la géométrie des visées. D'une part les visées sont d'un seul côté de la paroi (Figure 14) et d'autre part la faible largeur du canyon implique des visées tangentielles à la paroi. Pour réduire la taille du grand axe il faudrait réaliser des visées perpendiculaires aux cibles ou s'éloigner de la paroi.

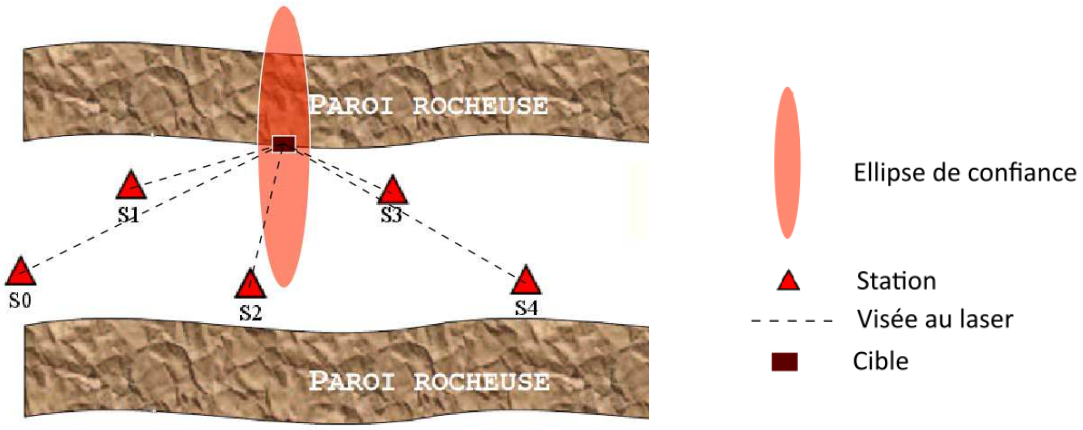


Figure 14 : Orientation moyenne des ellipses

Pour étudier l'erreur d'orientation sur les azimuts des beefs on s'intéresse à l'erreur d'orientation du modèle. Cet écart angulaire est obtenu entre le premier point du réseau et le

[2] L'ellipse de confiance 2D d'un point délimite une zone du plan dans laquelle la vraie valeur du point (en coordonnée 2D) à la probabilité de se trouver.

[3] L'intervalle de confiance du paramètre x_i (x_i=Altitude) est l'intervalle dans lequel la vrai valeur de ce paramètre a la probabilité p (p=0.95) de se retrouver.

point le moins précis (situé à 200 m du premier). En prenant l'écart maximum sur le demi grand axe de l'ellipse de confiance on obtient un écart d'orientation du réseau de l'ordre de $\varepsilon = \sin^{-1}(\frac{0.592}{200}) = 0.17°$. La précision pour déterminer les azimuts des fractures est, a priori, suffisante. Rappelons notamment que la mesure d'orientation du beef est réalisée habituellement à la boussole en approximant au mieux le plan de fracture.

Pour étudier la cohérence des points entre eux nous nous intéressons aux ellipses de confiance relatives en 3D. Les ellipses de confiance ponctuelles ne permettent pas d'estimer ce paramètre car elles sont impactées par l'imprécision de l'orientation. On remarque dans le Tableau 3, ci-dessous, que les résultats sont du même ordre de grandeur que les résultats obtenus précédemment (Tableau 2).

Tableau 3 : Ellipses de confiance relatives issues de la pré-analyse du réseau sous CoMeT

	Ellipses de confiance relatives 3D		
	Demi grand axe (à 2 sigma : 95% ; en m)	Demi moyen axe (à 2 sigma : 95% ; en m)	Demi petit axe (à 2 sigma : 95% ; en m)
Médiane	0,376	0,070	0,044
Moyenne	0,370	0,085	0,045
Maximum	0,717	0,272	0,084

L'ellipse maximale, en relatif, est obtenue entre le premier point et un des points de la dernière bande de cible (situé à 200 m du premier).

L'impact d'une imprécision de $0.717m$ sur la mise à l'échelle du nuage de points est d'environ $\frac{0,717}{200} \times 100 = 0.36\%$. Ainsi l'erreur sur l'espacement entre deux beefs de 80 cm est de 2.9 mm.

<u>Remarque :</u> Cette estimation ne tient pas compte de l'imprécision engendrée par le processus photogrammétrique. Le réseau n'ayant pas exactement la même géométrie que celui qui sera effectué en Argentine les précisions simulées lors de la pré-analyse peuvent différer légèrement (l'ordre de grandeur restera, à priori, le même).

<u>Conclusion :</u>

Ce protocole répond au cahier des charges. Il sera mis en place pour la mission Argentine. Par la suite, il sera comparé à une méthode de levé par tachéométrie.

Afin d'assurer les mesures sur la mission en Argentine nous avons décidé d'augmenter à 6 le nombre de cibles par bandes. Ainsi, si des cibles s'envolent à cause du vent ou si des fautes sont détectées sur certaines mesures la redondance des données sera encore suffisante pour ne pas perdre en précision. Cette campagne de mesure est réalisée par les géologues du laboratoire de planétologie et géodynamique d'après le protocole fixé ci-dessus (cf. partie II.2et II.4.2).

II.4.3. Protocole de levé par mire spatiale

II.4.3.1. Matériel

Pour la méthode de géoréférencement par mire spatiale nous utilisons :

- Des mires spatiales de différentes couleurs ;
- Une boussole ;
- Une planchette fixée sur un trépied Leica TRI 70.

A cette liste il faut également rajouter le matériel de prise de vue, CANON EOS 80D, ainsi que les cibles.

II.4.3.2. Préparation des mires

Pour mettre en place cette méthode nous avons réalisé nos propres mires spatiales à partir d'Autocad (cf. Figure 16). Les mires, feuilles de papier au format A3, sont composées de repères détectables automatiquement par Photoscan (Figure 15), d'un axe pour l'orientation (flèche Nord) et d'autres symboles (quadrillage, carré avec différents aplats, hachurage, …) pour donner une texture suffisante pour modéliser la mire.

Figure 15 : Repère Photoscan

Nous avons produit plusieurs modèles de différentes teintes et avec des repères de différentes tailles. La teinte de la cible permet de s'adapter à la luminosité de l'environnement. En effet, lors des tests à l'ESGT, les mires blanches exposées au soleil renvoyaient une lumière trop importante. Les repères n'étaient plus visibles sur la mire et il était donc impossible de réaliser le géoréférencement. Cependant, pour être détectés automatiquement les repères doivent avoir une certaine teinte. Après avoir essayé différents coloris, le gris est la seule alternative permettant de remplacer le blanc. Ainsi selon les conditions d'ensoleillement, il faut jouer sur les nuances de gris pour avoir un rendu optimal.

II.4.3.3. Méthodologie

La mire spatiale (Figure 16) est placée sur la zone à lever avant chaque début de prise de vue. Celle-ci est disposée sur une planchette de bois fixée au trépied Leica TRI 70. Un niveau de maçon permet de réaliser la mise à l'horizontale de la mire. Pour finir, le Nord de la boussole est superposé avec l'axe présent sur la mire pour que le plateau soit orienté par rapport au Nord.

Figure 16 : Mire spatiale placée à l'horizontale et orientée au Nord

La mire doit-être photographiée plusieurs fois, de près, et sous différents angles afin d'être modélisée avec précision et pour que Photoscan détecte les repères.

II.4.3.4. Précision théorique

L'imprécision, de cette méthode, déterminée par M. Arles, [Arles et al., 2011], variait de 1 à 2%. Cependant les travaux de comparaison ont été réalisés sur de petits ouvrages et ne tiennent pas compte des erreurs d'inclinaison de la mire ni de l'erreur l'orientation par rapport au Nord. Seule l'imprécision de mise à l'échelle du nuage de points est principalement prise en compte.

La précision du géoréférencement dépendra de l'horizontalité et de l'orientation de la mire et de la précision des distances entre les points.

Les coordonnées des points sont déterminées sur Autocad avec une grande précision. Cependant la phase d'impression et la dilatation due à la température et à l'humidité engendrent des erreurs. En prenant comme hypothèse une erreur de 2% ([Arles et al., 2011]) l'impact sur la valeur de l'espacement entre deux beefs de 50 cm serait de l'ordre de 1 cm. En revanche, cette approximation ne tient pas compte des erreurs engendrées par le processus photogrammétrique.

L'imprécision engendrée par la mise à l'horizontale de la mire avec un niveau à bulle de maçon implique un basculement du modèle créé par photogrammétrie. On peut estimer que l'angle entre l'horizontale vraie et le plan formé par la mire est de l'ordre de 1°. L'erreur étant répercutée sur l'ensemble du modèle les mesures de pendage (dépendant de l'horizontalité) auront une imprécision de l'ordre de 2 à 3°. L'orientation réalisée à la boussole à une précision d'environ 2 à 3°. Les mesures d'azimut des beefs pourront alors être déterminées à 2-3° près.

Cette méthode répond, a priori, aux critères du cahier des charges. La précision de ce protocole sera étudiée sur un ouvrage de taille moyenne afin de déterminer les possibilités d'application.

II.5. Sites d'étude

La mise en place et l'analyse des protocoles, définies ci-dessus, sont réalisées de plusieurs façons selon le cas d'étude.

II.5.1. Canyon en argentine

Ce site est utilisé pour l'étude de faisabilité de la méthode de géoréférencement par distancemètre.

L'utilisation d'un tachéomètre n'étant pas possible pour cause de transport, le protocole sera analysé principalement à partir des mesures de pendages et d'orientations effectuées sur le terrain, à l'aide d'une boussole et d'un clinomètre. Cette étude sera complétée par l'analyse des résultats issus des moindres carrés et des résidus issus de l'orientation et de la mise à l'échelle du nuage de points sous Photoscan.

La mission en Argentine arrivant très tôt dans le programme du TFE nous n'avons pas eu le temps de réaliser une campagne de mesures pour valider en amont la méthode. Celle-ci est réalisée a postériori pour déterminer la précision de cette approche.

Cependant pour étudier la faisabilité et les spécificités liées à une application en canyon, nous avons réalisé une pré-analyse du réseau à l'aide du logiciel CoMeT.

II.5.2. Falaise des grottes de Saulges

Lors de la mission à Saulges trois méthodes de géoréférencement sont appliquées :

- Distancemètre
- Mire spatiale
- Tachéomètre (méthode de référence)

Le canevas d'appui calculé à partir des mesures par distancemètre sera comparé à celui issue des mesures par tachéométrie afin de déterminer la cohérence du canevas. Les nuages de points, orientés et mis à l'échelle, selon la méthode distancemètre et mire spatiale seront également comparés à celui issu de la méthode par tachéométrie afin d'analyser la précision de ces deux méthodes.

II.6. Conclusion

Le schéma de prise de vue définit en partie II.1 doit permettre de garantir une taille de pixel au sol inférieur à 2 mm. Deux focales différentes seront utilisées pour réaliser les prises de vue. Une de 10 mm lorsque l'objet à photographier est proche (<5 m) et une de 22 mm pour des distance plus longues (<12 m).

La réalisation du canevas d'appui par distancemètre sera réalisée selon le protocole défini en partie II.4.2 afin de garantir une précision d'orientation inférieur à 3° et une précision de mise à l'échelle inférieure à 0.5%.

La méthode de mire de référence spatiale sera quant à elle mise en place afin de déterminer sa précision et ses possibilités d'application.

III. Analyse des données

Dans ce chapitre nous examinerons tout d'abord les données acquises lors des missions terrain en Argentine et à Saulges. Puis nous analyserons les résultats pour déterminer la précision des méthodes et leur champ d'application. Et enfin, nous réaliserons une étude structurale des plans de fractures, extrait à partir du nuage de points du canyon de la vallée de Neuquèn.

III.1. Présentation des données

III.1.1. Mission Argentine

3 584 photos ont été réalisées lors de cette mission. Le géoréférencement a été réalisé par distancemètre selon le protocole présenté dans la partie II.4.2 avec des bandes composées de 6 cibles. La longueur entre chaque bande a été plus courte que prévu (de l'ordre de 10 m) du fait de la sinuosité du canyon et des difficultés de l'opérateur à voir les points visés au distancemètre. Chaque cible a été relevée en moyenne quatre fois.

Le canevas d'appui est composé de 229 cibles, 69 stations, pour un total de 3 500 mesures. Le canyon mesure 300 m de long. Quatre jours ont été nécessaires pour réaliser cette campagne. Les cibles sont laissées sur place durant toute cette période.

Le décollement des cibles de la paroi (dû à la chaleur) et la faible visibilité du point laser pour des distances de plus de 15-20 m ont été les principales difficultés de cette mission.

Dans la nuit précédant le dernier jour de mesure, les cibles ont été enlevées par des locaux. Le traitement des mesures sera donc effectué indépendamment entre les jours 1, 2, 3 et le jour 4. Les parties 1, 2, 3 et la partie 4 seront ensuite réunies sous Photoscan à partir de l'assemblage des nuages de points géoréférencés.

Les traitements sont réalisés sous CoMeT pour la partie moindres carrés et sous Photoscan pour la partie photogrammétrie.

Les mesures d'azimut, réalisées à la boussole, ont été corrigées de la déclinaison magnétique[4] et des perturbations magnétiques générées par le distancemètre.

III.1.1.1. Correction des perturbations et de la déclinaison magnétiques

Pour corriger les perturbations magnétiques, causées par le distancemètre, nous avons étalonné le couple distancemètre/boussole. Selon l'inclinaison du distancemètre et son orientation par rapport au Nord, ces perturbations vont de -20° à +20°. Quand le distancemètre est à l'horizontale, la perturbation magnétique associée est nulle, mais dès lors que celui-ci est incliné de plus de 10° celle-ci est non négligeable. L'inclinaison vers le bas n'entraine pas de perturbation magnétique.

[4] La déclinaison magnétique est l'angle entre la direction du nord magnétique, mesurée à la boussole, et la direction du nord géographique (Figure 18). Elle est différente selon notre position sur Terre.

L'étalonnage est effectué par pas de 5°, entre 0 et 30°, puis par pas de 2.5°, entre 30° et 35°, en inclinaison et par pas de 5° en orientation. Soit près de 648 mesures. L'erreur de perturbation magnétique est obtenue par soustraction de la valeur d'orientation vraie (distancemètre placé à l'horizontale) moins la valeur d'orientation erronée (distancemètre incliné).

Pour une inclinaison donnée, le graphique des erreurs en fonction de l'orientation du distancemètre permet de mettre en évidence que les erreurs suivent une courbe de tendance (Figure 17).

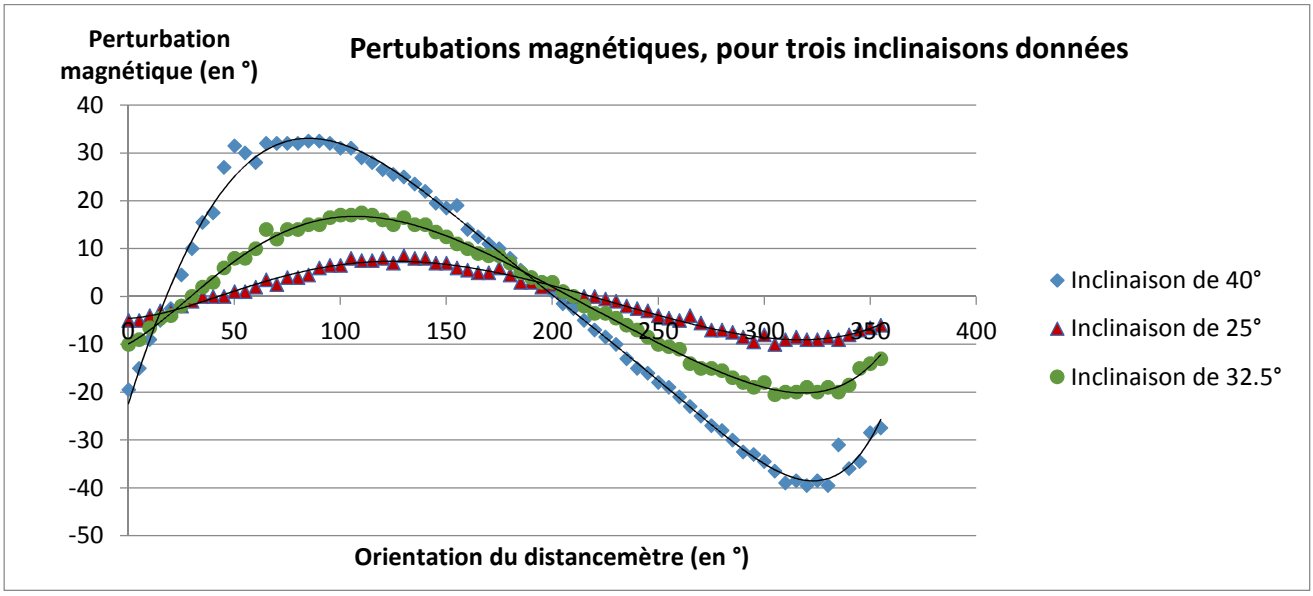


Figure 17 : Graphique des perturbations magnétiques en fonction de l'orientation du distancemètre

La correction est définie à partir des courbes de tendances par méthode d'itération.

On a défini un ensemble d'intervalles entre 9.375 (en deçà l'erreur est négligeable) et 33.750 (valeur d'inclinaison maximale) de taille 0.625°. En réduisant davantage la taille de l'intervalle, la différence d'erreur entre chaque intervalle successif devient négligeable.

Pour une valeur d'inclinaison donnée, δ, comprise dans un intervalle $[\delta - 0.3125;\ \delta + 0.3125]$ la perturbation magnétique est calculée par itération de la fonction définie comme suit : $\epsilon_n = f_\delta(X_{n-1} - \epsilon_{n-1})$ avec comme paramètre initial $\epsilon_0 = f_\delta(X_0)$ et $\epsilon_1 = f_\delta(X_0 - \epsilon_0)$; X_0 la valeur d'orientation entachée de la perturbation magnétique ; ϵ_0 la perturbation magnétique ; $\delta = [9.375;\ 10;\ \ldots; 33.125;\ 33.75]$. Cette méthode itérative est arrêtée lorsque $|X_n - X_{n-1}| < 0.1°$.

L'itération est nécessaire car la fonction prend comme paramètre X l'orientation vraie.

Or, en entrée, X_0 correspond à l'orientation entachée de la perturbation magnétique.

Ce processus a été réalisé sous Python.

<u>Remarque :</u> La perturbation magnétique aurait pu être évitée en prenant la mesure d'orientation avec un distancemètre à l'horizontale. L'opérateur n'a, cependant, pas remarqué

l'erreur immédiatement. Dans le protocole initial, la mesure d'orientation aurait dû être réalisée avec la boussole du distancemètre, mais celle-ci n'a pas fonctionné.

Il faut ensuite corriger l'erreur de la déclinaison magnétique.

Cette correction a été calculée à partir du site internet [@RNCan] puis nous l'avons contrôlée avec le plugin DecliMag de Visual Topo (logiciel de topographie spéléologique). Les deux résultats étant les mêmes, la correction a été appliquée selon la formule suivante :

$relèvement_{vrai} = relèvement_{magnétique} + D$ (avec D=4.3°) voir Figure 18.

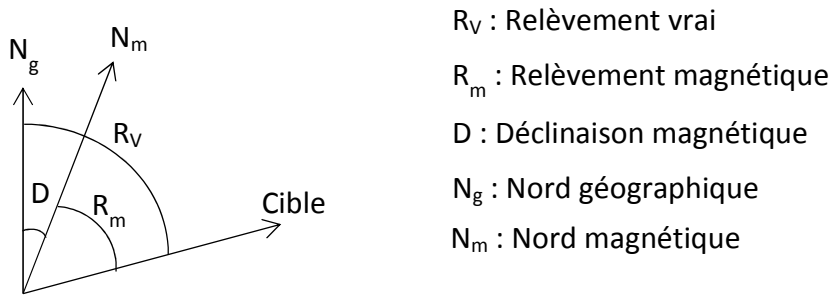


Figure 18 : Relation entre le relèvement vrai et la déclinaison magnétique

Une fois ces deux corrections appliquées, il faut créer le fichier IOB permettant de réaliser les calculs sous CoMeT. Cette tâche est réalisée à partir d'un programme Python.

III.1.1.2. Traitement du canevas d'appui

Le traitement des mesures a été réalisé sur CoMeT par moindres carrés. Une mise à jour de ce logiciel a été réalisée afin de répondre aux attentes du projet (calcul des coordonnées approchées en station libre ; prise en compte des spécificités liées à un travail dans l'hémisphère Sud).

Une semaine a été nécessaire pour passer le test du Chi-Deux sous CoMeT mais depuis la mise à jour une seule journée devrait suffire pour traiter un réseau de cette envergure.

Nous avons affecté les mêmes précisions aux angles et aux distances que pour la pré-analyse du réseau (partie II.4.2.2). Les coordonnées du point, mesurées par GPS de randonnées, ont été fixées. L'orientation du réseau est réalisée à partir de toutes les mesures d'azimut corrigées.

Le canevas a été traité par groupes de quelques stations afin de détecter des fautes. Au total une dizaine d'erreurs de retranscription ont été corrigées et 11 mesures (dont 7 distances et 4 angles zénithaux) ont été supprimées afin de passer le test du Chi-deux.

L'analyse statistique sera effectuée dans la partie III.2.

III.1.1.3. Traitement des prises de vue

Les prises de vue sont rassemblées par groupes, en fonction de la journée de la prise, et par sous-groupes, en fonction de leurs positions (sommet du canyon, fond du canyon, paroi, etc…). Elles sont ensuite assemblées sous Photoscan à l'aide de la fonction « aligner les photos ». Cette fonction permet de repérer les groupes de pixels analogues entre chaque photo, de calculer la position et l'orientation des prises de vue ainsi que de construire un modèle de nuage de points clairsemé.

Les paramètres de calcul utilisés sont les suivants :

- ✓ Précision : Haute (la taille de l'image est divisée par 2). Pour un rendu rapide ou un essai, la précision peut-être choisie comme basse (taille de la photo divisée par 8) mais la qualité est grandement diminuée. Dans notre cas, nous avons besoin d'une bonne définition notamment des beefs.
- ✓ Présélection de paires : Désactivé. Quand ce paramètre est activé le logiciel recherche les paires de photos qui ne se chevauchent pas. Cela augmente le temps de traitement mais permet de réduire les risques d'échec d'alignement. Dans notre cas, l'alignement des photos étant réussi du premier coup ce paramètre est désactivé.
- ✓ Limite de points : 40,000. Correspond au nombre maximum de points d'échantillonnage de chaque photo. Plus la valeur est haute, plus les chances d'alignement des photos et la qualité du rendu seront élevées. Lors de mes essais, si je réduisais considérablement cette valeur, l'assemblage échouait ou le résultat était médiocre. Quand j'augmentais la limite de points, le résultat était identique mais légèrement plus long en terme de temps de traitement. La valeur choisie correspond à la valeur la plus couramment utilisée.
- ✓ Limite de points de liaison : 4,000. Correspond au nombre de points maximum qui lient une image à une autre. Théoriquement 3 points suffiraient mais le résultat serait médiocre. 100 points permettent déjà d'avoir un bon résultat, mais la qualité du nuage de points étant un critère important, nous choisissons une valeur plus élevée. Au-delà de cette valeur on ne voit plus de différence.

Cette étape a nécessité 5 jours de traitement pour les parties 1, 2 et 3 (correspondant aux photos réalisées sur 3 jours). Une fois l'alignement achevé il faut inspecter les résultats. Sur les 2 864 photos seulement une dizaine étaient mal alignées. Il faut alors annuler l'alignement de ces photos puis les aligner de nouveau au modèle. Cette étape prend quelques minutes.

Le schéma de prises de vues (partie II.1) est essentiel pour la réussite de l'alignement. Si le recouvrement n'est pas assez important l'alignement des photos peut échouer. Cette étape étant validée le schéma de prises de vues est confirmé.

L'étape suivante consiste à géoréférencer le nuage de points. Pour cela il faut importer les matricules des cibles avec leurs coordonnées (calculées précédemment) puis pointer chaque cible sur les photos où elles apparaissent.

Une fois que la cible est repérée sur deux clichés, Photoscan la projette dans toutes les autres photos où elle est potentiellement visible. Il faut alors affiner manuellement la projection. Ainsi on peut vérifier la qualité de l'alignement d'un cliché en vérifiant l'écart entre le point projeté et la position de la cible sur la photo. Nous avons détecté une quinzaine de photos (sur

les 2864) sur lesquelles une ou plusieurs projections étaient aberrantes. Elles ont été alignées de nouveau avec succès.

L'analyse statistique des erreurs de reprojection est réalisée en partie III.2.3.

Au total 150 cibles ont été pointées dans les photos. Cette étape, longue et fastidieuse, a duré plus d'une semaine. Suite à ce constat nous avons décidé d'optimiser le temps de réalisation de cette étape. Le logiciel Photoscan permet de créer des repères codés (Figure 15) qu'il peut reconnaître automatiquement.

Après avoir réalisé plusieurs tests, selon le même principe que pour la création des mires de référence spatiales (partie II.4.3.2), nous avons déterminé les couleurs optimum des repères (cf. Figure 19). La cible est grise, afin d'avoir une bonne réflectivité lors de la mesure au laser, sur fond noir, afin de ne pas avoir un retour lumineux trop important dû au soleil (très présent en Argentine) lors de la prise de vue. Ces cibles sont testées lors de la mission à Saulges (partie III.1.2).

Figure 19 : Cible codée placée sur la paroi (source : A. Zanella).

Après avoir repéré les cibles dans les photos, on réalise une optimisation de l'alignement des caméras. Lors de l'optimisation, Photoscan ajuste les coordonnées des points estimés, le calage des photos et les paramètres de la caméra en minimisant la somme des erreurs de reprojection.

La dernière étape est la réalisation du nuage dense. C'est la phase de calcul la plus longue.

Les paramètres de calcul utilisés sont les suivants :

- ✓ Qualité : Moyenne. La qualité correspond à la densité de points générés. Les paramètres (ultra haute, haute, moyenne, basse et la plus basse) correspondent respectivement à 1 point pour 1 pixel, 4 pixels, 16 pixels, 64 pixels, 256 pixels. Nous avons choisi une qualité moyenne afin d'avoir un temps de traitement plus court et moins de points en sortie.
- ✓ Filtrage de la profondeur : Agressif. Ce paramètre dépend de l'objet à modéliser. Si la scène est composée de petits détails il faut choisir un filtrage de profondeur doux. Ceci n'étant pas le cas, nous avons choisi le mode agressif. Ce mode permettra notamment de trier les points aberrants.

Le traitement a duré 13 jours. Un traitement de qualité haute a été lancé mais a échoué. Les données sont trop importantes pour réaliser un nuage dense de cette qualité. Pour cela il faut segmenter le canyon en plusieurs portions.

III.1.2. Mission Saulges

929 photos ont été réalisées pour couvrir une paroi de 60 m de long et de 20 m de haut environ.

Comme expliqué dans la partie II.5.2 trois méthodes de géoréférencement ont été mises en place : un canevas d'appui a été mesuré par distancemètre et tachéomètre et des mires spatiales ont été photographiées.

Les principales difficultés rencontrées dans cette mission sont liées aux conditions météorologiques. En effet, sous l'effet du vent plusieurs cibles se sont décollées de la paroi.

III.1.2.1. Traitements des canevas d'appui

Le traitement, sous CoMeT, des données acquises par distancemètre a été réalisé selon le même protocole que pour la mission en Argentine mais a nécessité cette fois-ci beaucoup moins de temps (une demi-journée).

Le canevas d'appui réalisé par tachéométrie a été calculé sous CoMeT et sous Covadis. L'écart entre les deux logiciels est millimétrique. Nous avons fixé le même point que pour le traitement des données par distancemètre. L'orientation du réseau a été réalisée à partir des points du canevas mesuré par distancemètre. Nous avons fait ce choix afin d'étudier la cohérence des points entre eux.

III.1.2.2. Traitements des prises de vue

Le traitement Photoscan est le même que précédemment (partie III.1.1.3) mise à part l'étape de repérage des cibles qui est automatique. Les paramètres de la fonction « Détecter les repères » sont :

- ✓ Type de repère : Circulaire 12 bit. Ce paramètre dépend des repères imprimés (préalable à la phase terrain).
- ✓ Tolérance : 100%. Plus la tolérance est élevée, plus le nombre de cibles détectées est grand. Cependant, cela augmente la probabilité de « faux » repères (cible détectée sur une paroi qui n'en présente pas dû à une ressemblance de la couleur de la paroi avec le repère).
- ✓ Cochée la case « Inverti (blanc sur noir) ». Le repère étant de couleur grise et le fond de couleur noire. En effet, par défaut Photoscan détecte des repères de couleur noire sur fond blanc.

Photoscan a détecté 68% des cibles codées et seulement deux « faux » repères. Il faut alors contrôler les résultats et pointer les cibles restantes. Cette étape a pris 1h30, ce qui est un gain de temps considérable. En effet, avec la méthode utilisée en Argentine cela aurai pris une demi-journée au minimum.

La comparaison des données photogrammétrique donnera lieu à plusieurs analyses (voir III.2.3).

III.2. Analyse des résultats

La précision des protocoles de géoréférencement, par distancemètre et par mire spatiale, est analysée de plusieurs façons. Tout d'abord nous étudierons l'aspect statistique issue des résultats sous CoMeT, puis nous comparerons ces deux méthodes à une référence, la

tachéométrie, puis nous examinerons les données photogrammétriques, et enfin nous comparons nos valeurs de pendage et d'orientation aux valeurs terrain.

III.2.1. Analyse statistique des précisions et des régions de confiance

Le test du Chi-deux a été validé pour les trois traitements des canevas d'appui, réalisés à l'aide du distancemètre (Tableau 4). Le nombre de résidus rejetés étant faible (inférieur à 6.5%), les précisions a priori des mesures d'angles et de distance, ci-dessous, sont confirmées.

- Ecart-type sur la mesure de distance : 0.002 m + 100 ppm ;
- Centrage du point visé : 0.005m ;
- Ecart-type sur la mesure d'inclinaison : 0.1°.
- Ecart-type sur la mesure d'azimut : 2.5°.

La précision de pointé est diminuée à 0.004m pour la mission Argentine afin de valider le test du Chi-deux.

Tableau 4 : Résultats issus des tests du Chi-deux sous CoMeT

	Estimateur du facteur unitaire de variance	Nombre d'observations	Degré de liberté	Nombre de résidus rejeté
Partie 1, 2 et 3	1.007	3058	2284	140
Partie 4	1.003	315	201	13
Saulges	1.119	360	243	14

Comme lors de la pré-analyse du réseau sous CoMeT, nous allons nous intéresser aux ellipses de confiance ponctuelles afin d'étudier la précision du réseau. Puis nous allons analyser les ellipses de confiance relative pour étudier la cohérence des points entre-deux.

Les résultats statistiques, issus des traitements CoMeT, du canyon en Argentine (Tableau 5) confirme ceux issus de la pré-analyse du réseau (Tableau 2).

Pour un réseau de 300 m environ (partie 1, 2 et 3 de la mission Argentine) la précision, à 1 sigma, sur les coordonnées 3D, est en moyenne de 18 cm. Pour un réseau plus petit, de longueur inférieure à 60 m environ, la précision, à 1 sigma, sur les coordonnées 3D, est en moyenne de 5 à 10 cm selon la géométrie de celui-ci (Tableau 5).

Tableau 5 : Résumé sur les précisions des coordonnées et sur les régions de confiance des traitements sous CoMeT

		Précision (à 1 sigma : 68 %) sur les coordonnées 3D (en m)	Intervalle de confiance 1D (Alti)	Ellipses de confiance 2D sur les coordonnées	
			Précision (à 2 sigmas : 96 %) sur la coordonnée Alti (en m)	Demi grand axe (à 2 sigmas : 96% ; en m)	Demi petit axe (à 2 sigmas : 96% ; en m)
Mission Argentine : partie 1, 2 et 3	Moyenne	0,185	0,031	0,447	0,071
	Médiane	0,197	0,032	0,473	0,070
	Maximum	0,317	0,056	0,762	0,203
Mission Argentine : partie 4	Moyenne	0,106	0,021	0,257	0,020
	Médiane	0,101	0,022	0,248	0,020
	Maximum	0,197	0,033	0,484	0,043
Mission Saulges	Moyenne	0,063	0,017	0,153	0,018
	Médiane	0,051	0,018	0,125	0,016
	Maximum	0,126	0,027	0,308	0,036

Pour les trois canevas le grand axe de l'ellipse est perpendiculaire à la paroi (Figure 14) du fait de la géométrie des visées.

Le demi grand axe de l'ellipse de confiance 2D est pratiquement deux fois plus petit pour les cibles de la mission à Saulges que pour celles en Argentine (partie 4). L'environnement dégagé à Saulges permet de se reculer d'avantage par rapport à la paroi ce qui n'est pas possible dans le canyon en Argentine. De ce fait, en Argentine certaines visées sont tangentes aux cibles, alors qu'à Saulges les stations étant éloignées de la falaise, l'angle entre la visée et la paroi est grand. Cela permet ainsi de réduire de moitié le demi grand axe de l'ellipse et de gagner en précision.

Dans le cas le plus défavorable l'erreur d'orientation commise est de $\varepsilon = \sin^{-1}(\frac{0.484}{80}) = 0.35°$. Cette erreur est donc inférieure à la précision imposée dans le cahier des charges.

La composante altimétrique est déterminée avec une précision (à 2 sigma) moyenne de 2 à 3 cm avec un maximum à 5.6 cm pour le réseau le plus long. D'après le cahier des charges (partie II.4.1) la précision des mesures est suffisante pour calculer la valeur de pendage d'un plan de fracture.

Les ellipses de confiances relatives en 3D sont aplaties et allongées. La cohérence des points entre eux est de l'ordre de 20 cm à 30 cm en moyenne sur le demi grand axe et de 3 à 6 cm sur le demi moyen axe.

Tableau 6 : Ellipses de confiance relatives 3D issues des traitements des réseaux sous CoMeT

		Ellipses de confiance relatives 3D		
		Demi grand axe (à 2 sigmas : 95% ; en m)	Demi moyen axe (à 2 sigmas : 95% ; en m)	Demi petit axe (à 2 sigmas : 95% ; en m)
Mission Argentine : partie 1, 2 et 3	Moyenne	0,276	0,058	0,030
	Médiane	0,267	0,045	0,030
	Maximum	0,712	0,206	0,068
Mission Argentine : partie 4	Moyenne	0,193	0,027	0,020
	Médiane	0,163	0,026	0,019
	Maximum	0,498	0,062	0,042
Mission Saulges	Moyenne	0,177	0,028	0,021
	Médiane	0,162	0,027	0,021
	Maximum	0,445	0,057	0,040

En prenant le cas le plus défavorable, on obtient une erreur de mise à l'échelle de l'ordre de $\frac{0.445}{60} = 0.7\%$. Soit une erreur de 3.5 mm sur une valeur d'espacement entre deux beefs de 50 cm. La précision sur les mesures d'espacement des beefs est suffisante pour répondre au cahier des charges

Remarques : ces analyses ne tiennent pas compte des erreurs engendrées par le processus photogrammétrique.

III.2.2. Comparaison des méthodes de géoréférencement

La campagne de mesure à Saulges a permis de confronter les coordonnées des canevas d'appui réalisés par distancemètre et par tachéométrie (partie III.2.2.1). Elle a permis également de confronter les nuages de points issus des méthodes par distancemètre et mire de référence spatiale à une méthode de référence, la tachéométrie (partie III.2.2.2).

III.2.2.1. Comparaison des canevas d'appui

Cette comparaison a été mise en place afin d'étudier la cohérence des points entre eux. Ce paramètre est très important. En effet, si les points ne sont pas cohérents entre eux, lors du géoréférencement du nuage de points sous Photoscan, le logiciel va déformer le nuage de points. Les mesures a postériori réalisées sur celui-ci seront donc faussées.

L'orientation de la première station du canevas d'appui, réalisée par tachéométrie, a donc été fixée à partir des points du canevas, réalisé par distancemètre.

Nous obtenons les écarts suivant (Tableau 7) :

Tableau 7 : Ecarts entre les coordonnées obtenues par tachéométrie et par distancemètre.

	Ecart sur la composante Est (en m)	Ecart sur la composante Nord (en m)	Ecart sur la composante altitude (en m)
Moyenne	0,010	0,004	0,005
Maximum	0,022	0,009	0,014

L'écart moyen en 3D est de 1.2 cm avec un écart maximum de 2.3 cm. Les plus grands écarts sont observés sur les dernières cibles.

Ainsi, on peut en conclure que pour un canevas de 60 m de long environ, levé par distancemètre, la précision des points, dans un système local, est de l'ordre de 2 à 3 cm.

III.2.2.2. Comparaison des nuages de points

Une fois les photos alignées, le nuage épars a été géoréférencé selon 3 méthodes différentes : tachéométrie ; distancemètre ; mire de référence spatiale. Les erreurs de reprojection sont traitées à la suite en partie III.2.3.

La comparaison des nuages de points expérimentaux à la référence est réalisée sous CloudCompare à partir du plugin M3C2. Le résultat obtenu est un nuage de points classifiés en fonction des écarts par rapport à la référence.

La comparaison des nuages géoréférencés par distancemètre et par tachéomètre (référence) donne le résultat suivant (Figure 20) :

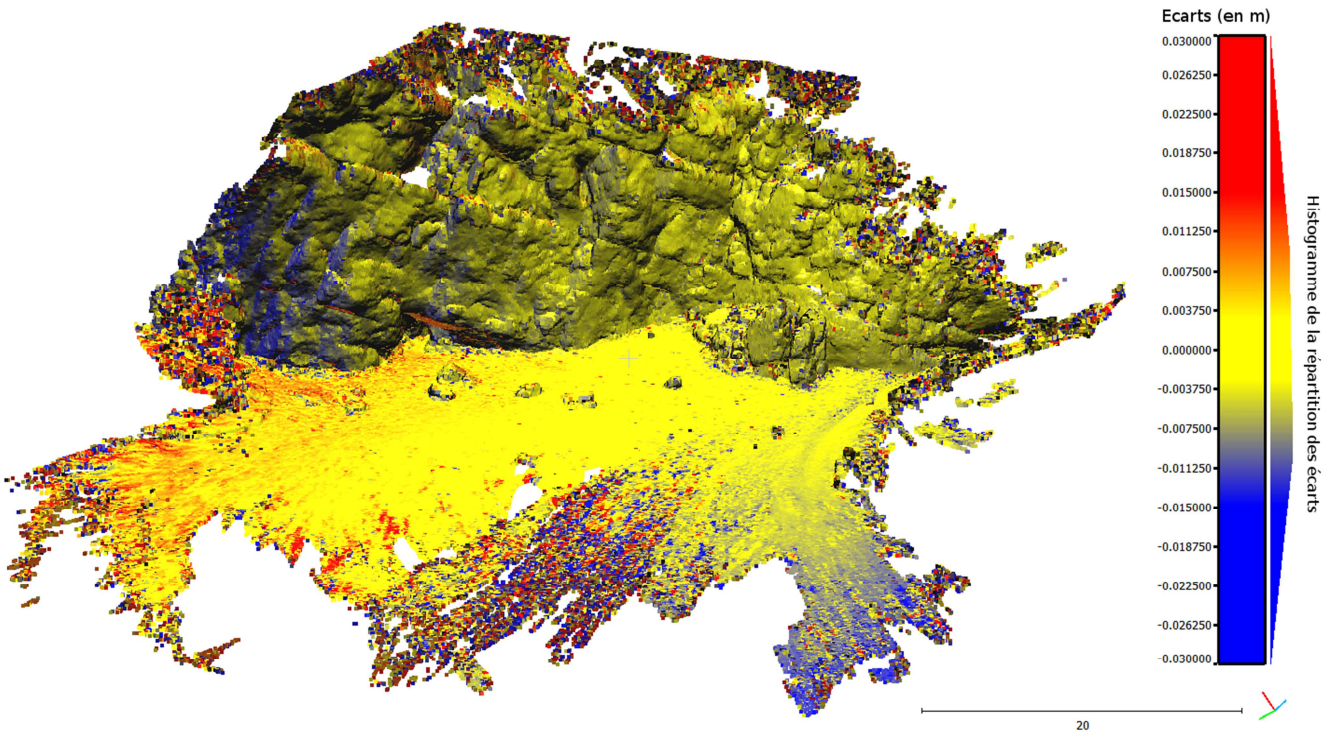


Figure 20 : Résultat issu de la comparaison des nuages de points géoréférencés par distancemètre et tachéomètre.

Les écarts maximum entre les deux nuages de points, de l'ordre de 2 à 3 cm, sont situés au niveau des zones de végétation (buissons, arbres, …). La fiabilité des calculs de l'algorithme à

ces endroits est nettement plus faible que sur la paroi. L'écart moyen au niveau de la falaise est inférieur à 9 mm entre les deux nuages de points. Cependant, on remarque des écarts de 1 à 2 cm sur l'extrémité de la falaise. Cette constatation est cohérente avec la comparaison des coordonnées (partie III.2.2.1).

Ainsi, pour un relevé photogrammétrique, rattaché à un système local par distancemètre, d'une paroi rocheuse de 20 m de haut sur 60 m de long on obtient des écarts de 1 à 2 cm par rapport à un modèle rattaché par tachéométrie.

L'étape préalable au calcul M3C2 entre les nuages de points rattachés, en local, par tachéométrie et mire de référence, est le calage des nuages de points. En effet, les nuages de points ne sont pas dans le même système local. Rappelons que la mire est simplement orientée dans un plan horizontal selon un axe Nord. Les nuages de points ont cependant 3 axes en commun : l'axe Nord, impliquant l'axe Est, et l'axe zénithal du fait de la mise à l'horizontal de la mire. Le calage est donc fixé à l'aide de trois translations.

La comparaison des nuages rattachés, en local, par mire spatiale et par tachéomètre (référence) donne le résultat suivant (Figure 21) :

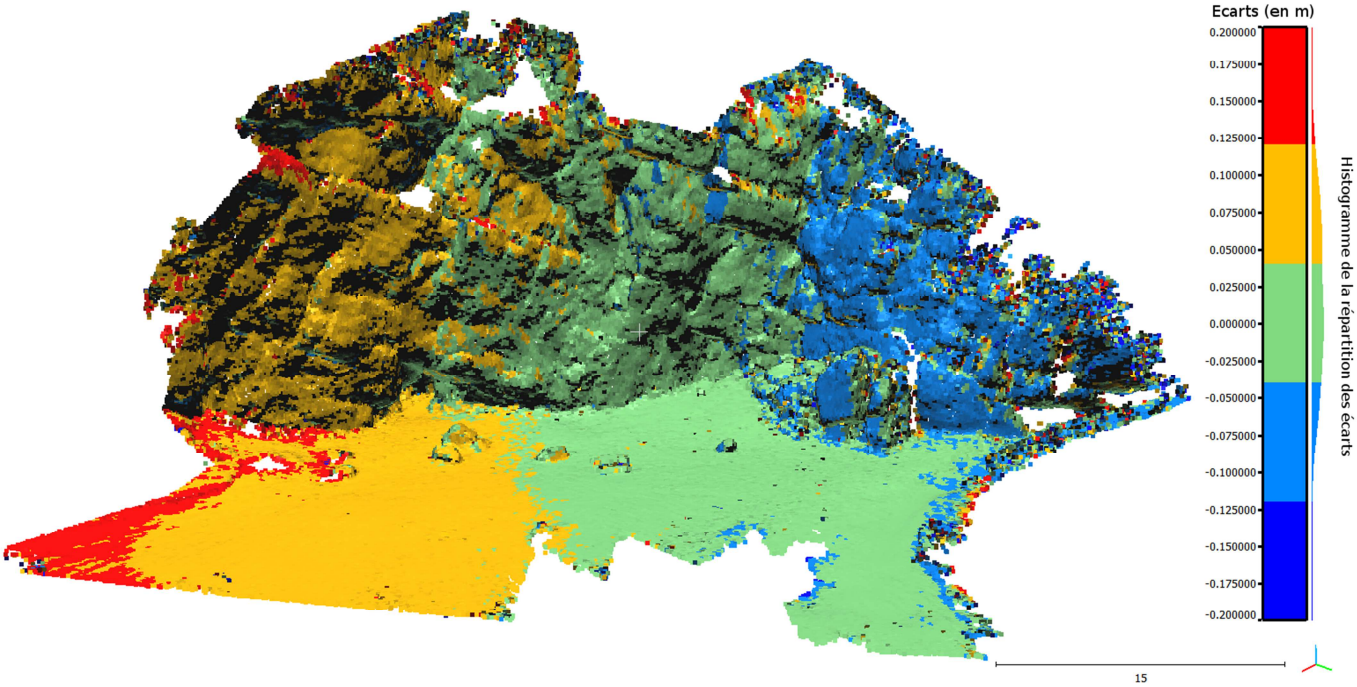


Figure 21 : Résultat issu de la comparaison des nuages de points géoréférencés par distancemètre et mire spatiale.

On remarque que l'écart moyen entre les deux nuages de points est de 8 cm. Ces écarts sont croissants en fonction de la distance à la mire de référence spatiale (positionnée dans la Figure 22). Ils atteignent un maximum de 20 cm sur les extrémités du nuage. Cela s'explique par un basculement du modèle 3D. Nous avons évoqué ce point dans la partie II.4.3.4. En effet, si lors de la mise à l'horizontale de la mire, à l'aide du niveau de chantier, il a une erreur d'inclinaison celle-ci se répercutera sur l'ensemble du modèle.

Cette erreur de basculement est mise en évidence dans la Figure 22. On remarque que les erreurs sont opposées en signe d'un côté et de l'autre de la mire. A 40 m de la mire spatiale

l'inclinaison du modèle implique une erreur de 20 cm. Cela correspond à une erreur angulaire de 0.3°.

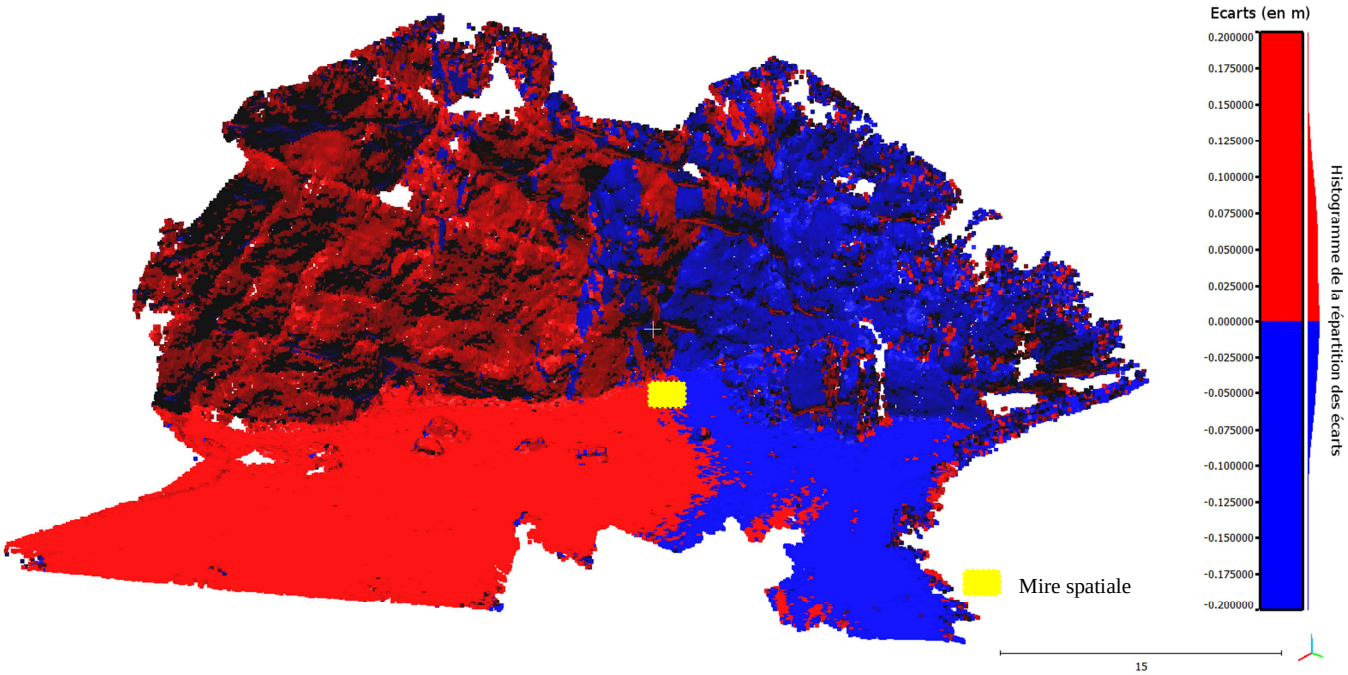


Figure 22 : Positionnement de la mire de référence spatiale, servant à matérialiser l'horizontalité, dans le nuage de points issu de la comparaison des nuages de points géoréférencés par distancemètre et mire spatiale.

Trois mires de référence spatiale avaient été utilisées lors de la mission photogrammétrique de la falaise de Saulges. L'ordre de grandeur des écarts est le même, et on constate également un basculement du modèle de 0.3° à 0.4°.

L'erreur de mise à l'échelle du nuage de points à partir de la mire est plus difficile à déterminer. En effet, la précision de ce facteur est entachée de l'erreur de basculement du modèle. Pour la déterminer nous avons donc réalisé un calage des nuages de points, rattaché par distancemètre et par mire, à l'aide de trois rotations et trois translations.

Une fois les nuages recalés entre eux on réalise comme précédemment une comparaison à l'aide de l'algorithme M3C2. Le résultat a permis d'en déduire que l'erreur moyenne de mise à l'échelle est inférieure à 2 cm avec des écarts maximums de 4 cm.

Ainsi, la méthode de géoréférencement par mire permet d'obtenir un modèle orienté dans le plan horizontal et mis à l'échelle avec une précision respectivement de 0.4° et 2 cm. En revanche cette méthode ne permet pas d'avoir de contrôle des résultats. En effet, s'il y a une faute lors de la mise à l'horizontale de la mire celle-ci sera difficilement identifiable.

Cette méthode peut, a priori, être appliquée à des affleurements rocheux de petites tailles, de l'ordre de 30 m. Cependant, pour valider le protocole il serait nécessaire de réaliser une campagne de mesures pour comparer les valeurs de pendages, orientations et dimensions de plusieurs beefs obtenues par cette méthode à celles obtenues par la méthode utilisée actuellement en géologie (cf. partie I.1.2).

III.2.3. Analyse des données photogrammétriques

Photoscan réalise une calibration de la caméra lors de la phase de l'alignement des photos. Les paramètres de distorsion et la focale sont contrôlés à partir des valeurs déterminées lors de la phase d'étalonnage de la caméra. L'écart entre la focale déterminée par Photoscan et celle déterminée lors de l'étalonnage est de 0.2 pixel. Cet écart est donc négligeable sachant que la taille d'un photosite est de 3.7 µm. L'erreur maximale issue de la comparaison des polynômes de distorsion est de 6.1 pixels. Cette erreur est également négligeable.

La calibration de la caméra réalisée par Photoscan est validée.

Le nuage de points issu de la mission argentine (partie 1, 2, 3) est composé de 185 245 312 points. La densité de points est en moyenne de 2.7 points par cm² soit un point tous les 6 mm. En revanche, cette valeur est une moyenne qui ne reflète pas exactement la densité au niveau d'une faille. En effet, ces zones sont photographiées plus finement. De plus la qualité choisie pour la création du nuage dense est « moyenne », c'est-à-dire qu'un point correspond à 16 pixels. La densité peut être multipliée par 16 si besoin.

Les erreurs de reprojection calculée par Photoscan (Tableau 8) correspondent aux écarts entre les coordonnées 3D d'une cible et la position estimée par le logiciel. Ces erreurs nous renseignent sur la cohérence du réseau. Si un ou plusieurs points sont incohérents avec les autres, le modèle sera déformé et l'erreur totale de reprojection sera élevée.

Tableau 8 : Erreurs de reprojection des cibles sous Photoscan.

Méthode de géoréférencement	Mission	Erreur totale de reprojection (en cm)	Erreur de reprojection maximale (en cm)
Distancemètre	Argentine partie 1,2 et 3	3.57	9.83
	Saulges	0.8	1.4
Mire de référence spatiale	Saulges	0.06	0.2
Tachéométrie	Saulges	0.2	0.4

L'erreur totale de reprojection des points d'un canevas, levé par distancemètre, est respectivement de 1cm pour un modèle de 60 m, et de 4 cm pour un modèle de 300m. Ce constat confirme le résultat de la partie III.2.2.1, concernant la cohérence des cibles mesurées par distancemètre.

La méthode de levé par tachéométrie permet d'obtenir un résultat 4 fois plus précis par rapport au distancemètre.

On remarque également que le protocole de géoréférencement par mire de référence spatiale permet de minimiser les erreurs de reprojection. Les points étant tous regroupés dans une petite zone (0.12m²) les erreurs sont faibles. Cependant Photoscan ne tient pas compte des

erreurs causées par une dilatation du papier. En effet, si toutes les distances sont multipliées par un coefficient α, le logiciel ne pourra pas détecter cette faute car il n'a aucune autre mesure de distance indépendante. Ainsi, le facteur d'échelle appliqué au nuage de points sera multiplié par α.

Les erreurs d'orientation et d'inclinaison qui peuvent être engendrées par le protocole de mire spatiale ne sont également pas prises en compte.

III.2.4. Comparaison des données géométriques structurales

La campagne de mesures réalisée dans le canyon de Neuquèn en Argentine permet de vérifier si le processus photogrammétrique couplé au protocole de levé des cibles par distancemètre peut constituer un nouvel outil pour l'analyse d'affleurements rocheux.

Pour cela nous allons comparer les mesures de pendage et d'orientation extraites à partir du nuage de points, à celles réalisées manuellement sur le terrain selon la méthode présentée en partie I.1.2. Six beef, de géométries différentes, permettront de réaliser cette comparaison.

Les écarts maximums par rapport aux valeurs terrain sont donc de 2.3° en orientation et de 1.6° pour le pendage. Les algorithmes permettant d'extraire les plans de fracture (détaillés en partie suivante) ont particulièrement des difficultés à modéliser ceux-ci lorsque le beef ressort peu de l'affleurement rocheux. En effet, on remarque que pour des beefs présentant une surface visible étendue en long et en large, l'écart obtenu par comparaison des méthodes est beaucoup plus petit.

La tolérance entre les mesures de pendage et d'orientation, issue du protocole photogrammétrique, et des mesures terrain est de 3°. Rappelons notamment que la précision de la méthode terrain (partie I.1.2) est d'environ 3° du fait du matériel (boussole et inclinomètre) et de l'approximation réalisée pour estimer le plan de fracture.

Les écarts étant dans la tolérance, le protocole photogrammétrique couplé au levé des cibles par distancemètre est validé pour l'analyse d'affleurements rocheux.

III.3. Analyse structurale

L'analyse structurale correspond à la détermination des valeurs de pendages et d'orientations des beefs ainsi que la modélisation de l'extension de ces plans de fracture.

Pour cela, nous avons défini un processus en deux étapes :

- Premièrement, il faut estimer les paramètres du modèle mathématique (un plan) de chaque beef à partir du nuage de points 3D créé par Photogrammétrie. Le logiciel CloudCompare fournit plusieurs outils pour réaliser cette tâche (partie III.3.1 à III.3.4). En sortie nous obtenons la normale au plan de fracture ;
- Deuxièmement, il faut déterminer les valeurs de pendage et d'orientation à partir de cette normale.

III.3.1. qFacets

Le plugin qFacets propose deux algorithmes de calcul : « Kd-tree » et « Fast Marching ».

D'après [Dewez et al., 2016], l'algorithme « Kd-tree » subdivise de façon récursive[5] un nuage de points 3D en quart de cellule jusqu'à ce que ces points s'ajustent au mieux à un plan compte tenu d'un seuil. La subdivision s'arrête lorsque les cellules sont vides ou contiennent moins de 6 points. L'algorithme fusionne ensuite les cellules adjacentes si elles partagent la même orientation et le même pendage (l'angle maximal étant fixé par l'utilisateur). La fusion de ces cellules forme des facettes.

Les paramètres de calcul de l'algorithme « Kd-tree » sont les suivants :

- Max angle = 10°. Angle maximal d'orientation et de pendage pour la fusion des cellules adjacentes. Cette valeur ne doit pas être trop élevée afin de gagner en précision sur le plan en sortie. Cependant elle ne doit pas être trop basse sinon le logiciel fournit une multitude de plans. Par exemple, pour une fracture isolée, un critère à 5° fournit quatre plans. Or nous désirons modéliser le plan moyen de la fracture. Le paramètre doit donc être testé en fonction du beef.
- Max relative distance : 1.00 (proportionnelle à la taille d'une cellule). Distance maximale entre les cellules fusionnées. Les beefs étant de petite taille, la distance maximale peut être fixée à 1. Plus ce paramètre est élevé, plus la fusion sera grande.
- Distance criterion : Max distance @ 99% = 0.02. Ce critère permet d'estimer si une facette est suffisamment « plate » pour être fusionnée avec une cellule adjacente. Dans notre cas la facette doit contenir 99% des points avec une épaisseur inférieur à 0.02m. Plus le bruit est important plus il faudra augmenter cette distance.
- Min points per facet : 10000. Les facettes dont le nombre de points est inférieur à 10000 sont rejetées. Ainsi on évite de créer une multitude de plans.
- Max edge lenght : 1. Ce paramètre permet d'extraire les contours de la facette en sortie. Si la valeur est très faible, on obtient un contour très fin du beef. Au contraire si la valeur est haute on obtient un contour grossier. Ce critère n'a aucune incidence sur notre travail.

Le deuxième algorithme, « Fast Marching », ressemble au premier. Il divise le nuage de points en cellules qu'il regroupe ensuite pour former des facettes. Cependant, cette fois-ci la subdivision est systématique et non récursive. C'est-à-dire que la subdivision est régulière, toutes les cellules auront la même taille.

Les paramètres de calcul de l'algorithme « Fast Marching » sont les suivants :

- Octree level : 10. Cela correspond à la résolution de la grille, c'est-à-dire à la taille de la subdivision. Plus l'indice est élevé plus il y aura de groupes de cellules.
- Coché : « use retro-projection error for propagation ». L'erreur de reprojection de chaque facette est alors recalculée après chaque fusion avec une cellule. Le traitement est plus lent mais plus précis.
- Distance criterion : Max distance @ 99% = 0.02.
- Min points per facet : 10000.
- Max edge lenght : 1.

[5] Une subdivision récursive est une méthode permettant de répéter un nombre indéterminé de fois une division jusqu'à ce qu'une condition soit validée.

Ce deuxième algorithme est, selon moi, moins intuitif. De plus, il ne permet pas de jouer sur le paramètre d'angle de pendage et d'azimut comme le premier.

Les résultats issus de ces deux algorithmes, sur l'échantillon testé, sont identiques.

Ce plugin doit être appliqué seulement à une petite partie du nuage contenant le beef (exemple Figure 24). En effet, cela permet de réduire drastiquement le temps de traitement, de travailler avec une densité de points plus importante et d'éviter de générer une multitude de plans (Figure 23).

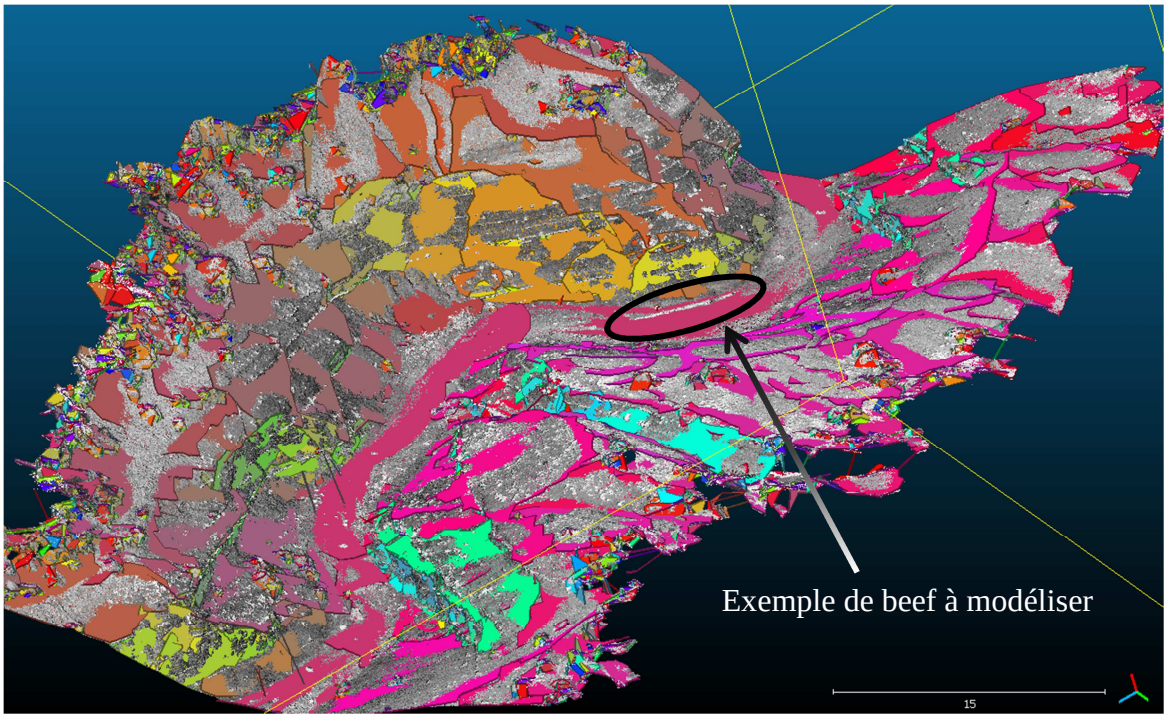
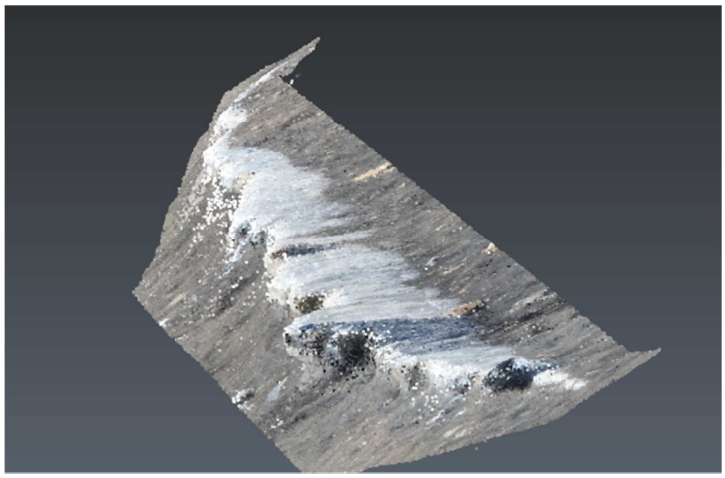


Figure 23 : Capture d'écran suite au traitement qFacets sous CloudCompare sur une longueur de 50 m de canyon.



Ainsi, il est préférable de découper grossièrement la zone du nuage de points où est situé le beef (Figure 24).

Figure 24 : Extraction grossière d'un beef à partir du nuage de points.

III.3.2. Compute normals

Cet outil permet de calculer la normale de chaque point du nuage. Il faut découper au préalable, avec précision, les points correspondant au beef (Figure 25), sous Photoscan ou Meshlab, puis moyenner les normales obtenues.

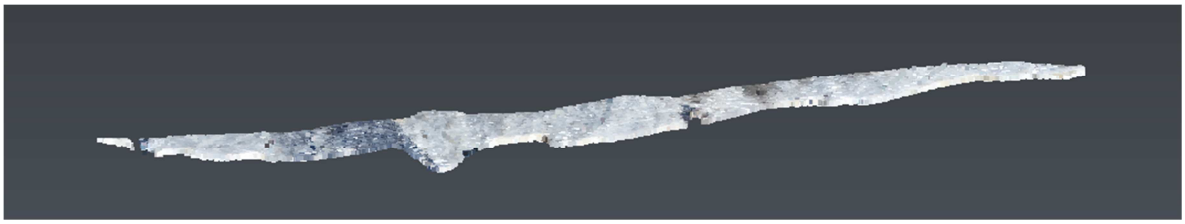


Figure 25 : Extraction précise des points d'un plan de fracture

Le principal défaut de cette méthode est qu'elle ne permet pas de supprimer les points aberrants. De plus, la sélection des points du beef n'est parfois pas aisée. En effet, il ne faut pas supprimer trop de points, afin de ne pas perdre en précision lors du calcul des normales, sans toutefois laisser des points qui n'appartiennent pas au plan de fracture.

Les paramètres de calcul utilisés sont les suivants :

- Local surface model : plane. Ce modèle est robuste au bruit mais inadapté lorsqu'il y a des arêtes. Les deux autres modèles possibles sont « Triangulation » (adapté pour les zones peu bruitées avec des arêtes) et « Quadric » (adapté pour des surfaces courbes).
- Use octree : radius = 0.015. Plus ce paramètre est élevé plus le nombre de points utilisés pour calculer le modèle de surface local sera grand. Si le rayon est trop petit le modèle ne sera pas valide. Cependant, si la valeur est trop haute les normales seront trop lissées. Le bouton « auto » permet d'estimer une valeur de départ cohérente avec le modèle.

III.3.3. Ransac

RANSAC (RANdom SAmple Consensus) est une méthode qui permet d'estimer certains modèles mathématiques. Dans notre cas il s'agit de plans. C'est une méthode itérative permettant d'éliminer les valeurs aberrantes (outliers).

Pour l'estimation de plans, RANSAC fonctionne de la manière suivante :

- ✓ 3 points sont sélectionnés ;
- ✓ Le plan passant par ces 3 points est estimé ;
- ✓ Les autres points du nuage sont testés pour valider ce modèle. Pour valider le test, la distance entre un point et le plan doit être inférieure à un seuil fixé par l'utilisateur.
- ✓ Les 3 étapes précédentes sont réitérées jusqu'à ce qu'un plan contienne suffisamment de points validés pour répondre au critère fixé par l'utilisateur.

Les paramètres de calcul utilisés sont les suivants :

- Min support points per primitive : le nombre de points minimum pour valider le modèle est le critère le plus important à mon sens. En effet, si ce nombre est trop faible, le plugin va trouver une multitude de plans. Au contraire s'il est trop élevé, aucun plan ne pourra convenir à ce critère. Lors des tests, la valeur optimale se situait autour de deux tiers des points du nuage à modéliser ;

- Max distance to primitive : 0.020 m. C'est la distance maximale entre un point et un plan pour valider ce point. Ce paramètre dépendra du niveau de bruit ;
- Sampling resolution : 0.040. Si les données sont échantillonnées de manière irrégulière, ce paramètre doit être choisi comme une résolution d'échantillonnage minimale à satisfaire ;
- Max normal deviation : 8°. Ce paramètre correspond à l'angle maximum entre la normale d'un point testé et la normale du plan. Cet angle doit être petit afin d'éliminer les points aberrants.
- Overlooking probability : 0.01. Probabilité d'avoir omis un plan répondant mieux aux critères précédents.

Tout comme pour le traitement à l'aide du plugin qFacets, il faut sélectionner une petite zone de points correspondant au plan de fracture à étudier afin de minimiser les temps de traitement et de réduire le nombre de plans en sortie (Figure 27)

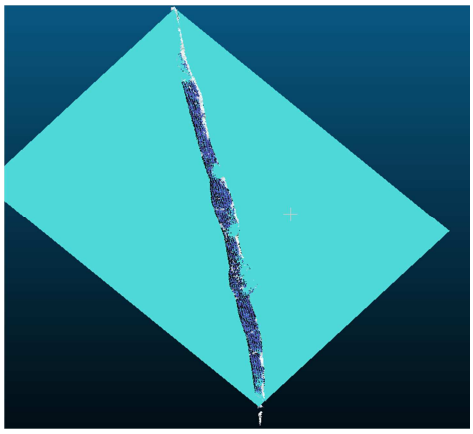


Figure 26 : Capture d'écran suite au traitement Ransac sur une petite zone de points correspondant au beef.

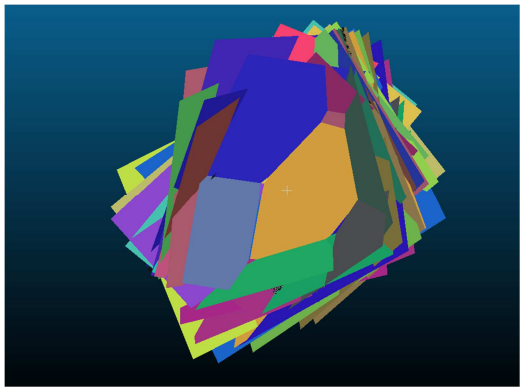


Figure 27 : Capture d'écran suite au traitement Ransac sur une portion de canyon de 5 m.

III.3.4. Comparaison des outils d'extraction de plan

La confrontation des outils, présentés précédemment, a pour but de définir le plus adapté à nos besoins : calcul du pendage, de l'orientation et modélisation de l'extension.

Pour réaliser ces comparaisons nous utilisons un même beef (Figure 25), découpé précisément à partir du nuage de points.

Pour déterminer les valeurs d'azimut et de pendage on utilise l'information de normale (voir partie III.3.5).

En comparant les normales issues du plugin qFacets et Ransac on obtient des écarts inférieurs à 0.2° en orientation et 0.1° pour la valeur de pendage. Ces écarts sont négligeables de par la précision de la méthode. Cependant, sur des beefs ressortant peu de l'affleurement rocheux le plugin qFacets permet d'obtenir de meilleurs résultats.

En revanche, les écarts entre les normales issues du plugin qFacets et de l'outil compute normals sont de 2.4° en orientation et de 0.8° pour le pendage. Ces écarts sont non

négligeables. Les deux plugins ci-dessus étant cohérents entre eux, l'outil compute normals est écarté. De plus, cet outil ne permet pas de supprimer les points aberrants.

Seul l'outil Ransac permet de réaliser la modélisation de l'extension du plan de fracture (cf. Figure 28). En effet, ce plugin fournit en sortie une géométrie de type plan dont les dimensions peuvent être éditées. Le plugin qFacets fournit en sortie une géométrie de type facet, qui est non extensible, et l'outil compute normals permet seulement de calculer la normale en chaque point.

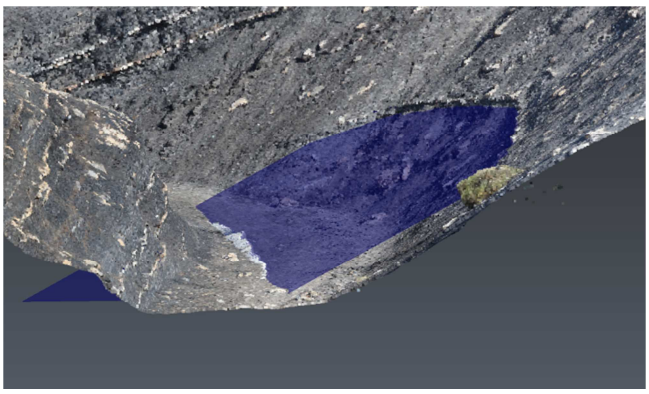


Figure 28 : Modélisation de l'extension d'un plan de fracture

Ainsi, nous utiliserons le plugin RANSAC pour déterminer la normale des plans de fractures et pour modéliser l'extension du beef. La normale obtenue est ensuite vérifiée avec le plugin qFacets. Cependant si le beef à modéliser ressort peu de l'affleurement, il est préférable d'utiliser l'outil qFacets au préalable, puis de sélectionner plus précisément les points correspondant au beef jusqu'à que l'algorithme Ransac permette d'obtenir un résultat cohérent avec le plugin qFacets.

Le calcul des valeurs de pendage et d'azimut, à partir de la normale au plan de fracture, est traité en partie suivante (III.3.5).

III.3.5. Calcul du pendage et de l'orientation

Les mesures de pendage et d'orientation sont effectuées à partir de l'axe Nord et de l'axe zénithal (partie I.1). Or la normale est en coordonnées X, Y, Z. Une transformation est donc réalisée afin de passer du système X, Y, Z à un système local, tangent à l'ellipsoïde WGS 84 et orienté selon les axes Est, Nord, Zénith.

La transformation est la suivante :

Soit un point $M_0 = (\lambda_0, \varphi_0, h_0) = (longitude, latitude, hauteur)$ situé au milieu du chantier. Le canyon étant peu étendu à l'échelle de la Terre la situation du point M_0, par rapport au beef, n'influe pas sur la transformation.

Base fixe : $(\vec{U}_X, \vec{U}_Y, \vec{U}_Z) = B_f$

Base mobile : $(\vec{U}_E, \vec{U}_N, \vec{U}_V) = B$

$$[\vec{X}]_B = P_{B \leftarrow B_f} [\vec{X}]_{B_f}$$

$$\overrightarrow{U_E} = \begin{bmatrix} \cos\left(\lambda_0 + \frac{\pi}{2}\right) \\ \sin\left(\lambda_0 + \frac{\pi}{2}\right) \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\sin(\lambda_0) \\ \cos(\lambda_0) \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$\overrightarrow{U_N} = \begin{bmatrix} \cos(\varphi_0 + \frac{\pi}{2}) \times \cos(\lambda_0) \\ \sin(\varphi_0 + \frac{\pi}{2}) \times \cos(\lambda_0) \\ \sin\left(\varphi_0 + \frac{\pi}{2}\right) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\sin(\varphi_0) \times \cos(\lambda_0) \\ -\sin(\varphi_0) \times \sin(\lambda_0) \\ \cos(\varphi_0) \end{bmatrix}$$

$$\overrightarrow{U_V} = \begin{bmatrix} cos(\varphi_0) \times \cos(\lambda_0) \\ cos(\varphi_0) \times \sin(\lambda_0) \\ \sin(\varphi_0) \end{bmatrix}$$

$$P_{B \leftarrow B_f} = \begin{bmatrix} -\sin(\lambda_0) & \cos(\lambda_0) & 0 \\ -\sin(\varphi_0) \times \cos(\lambda_0) & -\sin(\varphi_0) \times \sin(\lambda_0) & \cos(\varphi_0) \\ cos(\varphi_0) \times \cos(\lambda_0) & cos(\varphi_0) \times \sin(\lambda_0) & \sin(\varphi_0) \end{bmatrix}$$

$$normale_B = P \times normale_{B_f}$$

La mesure de pendage est ensuite déterminée à partir du produit scalaire : $\vec{U}_V . normale_B$.

L'orientation correspond à 180° moins l'angle entre le vecteur $\vec{U}_N$ et le projeté de la normale (du repère mobile) sur le plan (OEN).

Cette partie est réalisée à l'aide d'un programme python prenant comme paramètres en entrée un point $M_0 = (\lambda_0, \varphi_0, h_0)$ situé au milieu du chantier et la normale d'un plan de fracture en coordonnées $(X,\ Y, Z)_{WGS84}$. Ce programme sort ensuite l'orientation et le pendage de ce plan de fracture.

III.3.6. Résultats

Ainsi, les étapes permettant de calculer les valeurs de pendage, d'orientation et de modéliser l'extension du plan de fracture sont :

- ✓ Découper le nuage de points pour isoler le beef ;
- ✓ Déterminer le plan de fracture à l'aide de l'outil Ransac ;
- ✓ Editer ses dimensions pour modéliser l'extension du beef ;
- ✓ Contrôler la normale avec le plugin qFactets ;
- ✓ Définir en entrée du programme python la normale du plan de faille et les coordonnées d'un point au centre du chantier.

Ce processus a été validé par la comparaison des valeurs obtenues à partir du nuage de points et celles issues du terrain. En effet, les écarts entre la méthode manuelle (à l'aide d'une boussole et d'un inclinomètre) et la méthode photogrammétrique sont inférieures à la tolérance (cf. partie III.2.4).

L'extension du plan de fracture permet un contrôle externe de la méthode. En effet, les géologues cherchent à montrer la connectivité entre les beefs d'un côté du canyon et ceux de l'autre côté. Le prolongement du plan de fracture d'un côté du canyon devrait donc coïncider avec la fracture opposée. On remarque sur la Figure 29, ci-dessous, que l'extension du plan de

fracture (en vert) coïncide sur la partie amont avec le beef opposé. Cependant, en aval on observe un écart entre 10 et 20 cm.

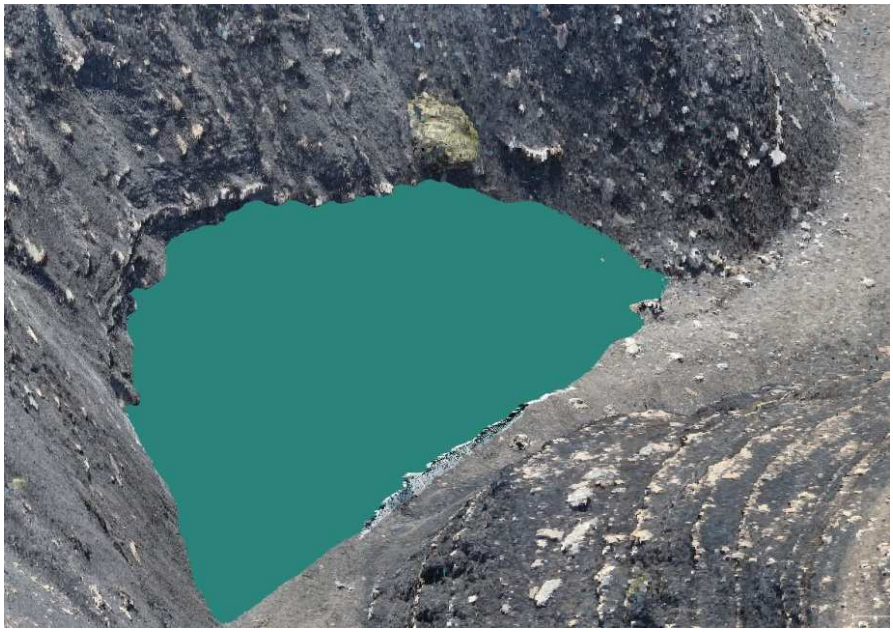


Figure 29 : Capture d'écran de l'extension d'un plan de fracture sous CloudCompare.

On se rend alors compte des limites de la méthode. Si la roche est déformée on obtiendra un plan qui coïncide avec la partie visible du beef mais qui ne coïncidera pas forcément avec le beef entier, visible sur la paroi opposée. De plus, dans les portions où le canyon est large, une petite erreur aura plus d'incidence sur l'extension du plan. Par exemple, une erreur de 1° sur l'inclinaison du plan de fracture a une incidence de 26 cm à 15 m. L'extension coupera le canyon opposé 26 cm trop haut ou trop bas.

La taille et la géométrie du beef visible sont également des contraintes importantes. En effet, la difficulté dans le processus d'estimation du plan de fracture réside dans la répartition des points en 3D. Par exemple, sur la Figure 30 les beefs (lignes blanches) ressortant à peine de la paroi rocheuse, il est impossible de réaliser une estimation précise du plan passant par les points 3D des beefs. Cette situation pose également problème pour les géologues lors des mesures manuelles sur le terrain.

Figure 30 : Vue de biais du canyon à partir du nuage de points

Pour réduire ce facteur d'imprécision il est possible de générer un nuage dense de qualité « ultra haute » essentiellement sur la zone ou est présent le beef. Le nombre de points étant 16 fois plus important que sur une qualité « moyenne », l'estimation du plan de fracture est plus précise. Ainsi, on génère un nuage de qualité « moyenne » de l'ensemble du canyon pour de la visualisation, puis des zones de la taille du beef en qualité « ultra haute » afin d'être plus précis sur les plans de fracture difficile à modéliser. Il n'est pas envisageable de générer un nuage dense, du canyon entier, en qualité « ultra haute » à cause du temps de traitement (entre deux et trois mois si le calcul n'échoue pas) !

Ainsi, cette méthode permet, dans le cas où la surface visible de beef est suffisante, d'obtenir des valeurs de pendage et d'orientation équivalentes à celles qui pourraient être mesurées sur le terrain. Elle permet également de modéliser l'extension du plan de fracture de manière relativement fiable.

III.4. Conclusion

Ainsi, le protocole photogrammétrique couplé au levé des cibles par distancemètre a été validé pour l'analyse d'affleurements rocheux à partir de :

- L'analyse statistique des précisions sur les coordonnées, et des régions de confiance issues de l'ajustement du réseau par moindres carrés.
- L'analyse des données photogrammétriques telles que la calibration de la caméra et des erreurs de reprojection.
- La comparaison à une méthode de référence : la tachéométrie.
- La comparaison des valeurs structurales (orientation et pendage) extraites du nuage de points à celles issues des mesures terrain.

La précision du rattachement, en local, par distancemètre est de l'ordre de 18.5 cm pour un réseau étroit et long de 300 m.

Le nombre de cibles par bande peut être diminué à 4 afin de gagner du temps lors de la phase d'acquisition des données. Toutefois, par principe de sécurité, il est préférable de placer une 5e cible qui ne sera mesurée que si une à deux cibles de cette même bande s'envole ou se décolle de la paroi. Comme lors de la mission en Argentine, les mesures tangentes à la paroi ne sont pas à réaliser. Les repères automatiques de Photoscan permettront de gagner un temps considérable lors de la phase de traitement des données.

La mission photogrammétrique de la falaise de Saulges a permis une comparaison des méthodes de rattachement (à un système local) aussi bien d'un point de vue de la précision que d'un point de vue du temps d'acquisition (Tableau 9).

Tableau 9 : Analyse technico-économique des méthodes de rattachement en local, d'un nuage de points de taille moyenne.

Méthode de rattachement en local	Précision (à 1 sigma) sur les coordonnées 3D pour un petit réseau (60m de long)	Coût matériel	Temps d'acquisition	Temps de traitement
Tachéométrie	De l'ordre de 1 cm	Entre 6 000 € et 12 000 €.	30 minutes	15 minutes
Distancemètre	De l'ordre de 5cm	Entre 600 € et 1 500 €.	2 heures	1 heure
Mire spatiale	De l'ordre de 20 cm	Entre 0 € et 100 €.	5 minutes	15 minutes

La méthode de géoréférencement par distancemètre est donc une alternative au tachéomètre, à faible investissement, permettant tout de même d'obtenir une précision de l'ordre de 5 cm. M. Egels avait obtenu une précision de 27 mm en 3D lors de son levé dans une petite église (22 m de long sur 12 m de large) [Egels et Al., 2016]. Nos résultats sont donc cohérents avec ceux obtenus par M. Egels. Le principal défaut de cette méthode est la durée d'acquisition et de traitements des données.

La méthode de mise à l'échelle et d'orientation du nuage de points par mire de référence spatiale est très intéressante pour les travaux ne nécessitant pas une grande précision. En effet, son coût est quasiment nul, elle est très rapide à mettre en place et elle ne nécessite aucune connaissance en topographie. Cependant la précision de l'orientation dans l'espace est assez médiocre. L'étude menée sur la paroi des grottes de Saulges a notamment révélé que la mise à l'horizontale de la mire entraîne un basculement du modèle 3D de l'ordre de 0.4°. De plus, cette méthode ne permet aucun contrôle des résultats, a contrario de la méthode par distancemètre, qui permet de contrôler les résultats à partir des résidus issus du traitement par moindres carrés. Ainsi, s'il y a une faute de plusieurs degrés sur la mise à l'horizontale de la mire, tout le modèle basculera et il sera alors difficile de la détecter. Il en est de même pour la mise à l'échelle du nuage de points mais le risque d'erreur est moins important.

Conclusion générale

En conclusion, cette étude a démontré que le protocole de photogrammétrie géoréférencé par distancemètre pouvait constituer un nouvel outil pour l'analyse d'affleurements rocheux. Le matériel nécessaire pour cette méthode est léger, peu encombrant et peu coûteux, il permet donc de répondre aux contraintes des études terrains.

La précision du rattachement, en local, par distancemètre est de l'ordre de 18 cm, pour un canyon étroit et long de 300 m, et est inférieure à 5 cm pour un environnement plus court et plus ouvert. La précision des mesures de pendage et d'orientation issues du nuage de points est quant à elle aussi précise qu'avec une méthode manuelle à la boussole. La principale limite de la méthode est la modélisation de fractures ressortant peu de l'affleurement. Une piste de recherche future consistera à déterminer plus précisément ce type de beef.

Le protocole photogrammétrique rattaché par mire de référence spatiale présente de nombreux intérêts. En effet, le coût d'investissement de cette méthode est quasiment nul, les phases d'acquisition et de traitements sont très rapides, et elle ne nécessite aucune connaissance en topographie. Ce type de rattachement est plutôt destiné à des ouvrages de petites tailles ne nécessitant pas une grande précision d'orientation du modèle dans l'espace. Le principal défaut de cette méthode est qu'elle ne permet pas de contrôler les résultats. L'utilisation d'un fil à plomb pour valider la verticalité du modèle, constitue une piste, qui pourrait éventuellement pallier ce problème. Compte tenu des limites de cette étude, nous n'avons pu analyser l'ensemble de ce sujet. Cependant, il nous semblerait intéressant, dans l'avenir, de comparer cette méthode à une étude terrain géologique de petite taille.

L'analyse d'affleurements rocheux par photogrammétrie permet d'obtenir des données surabondantes, d'extraire des plans de fractures, d'étudier la répartition des beefs verticalement, de mesurer des épaisseurs et des espacements de beefs et de roches sédimentaires. Cependant, cette méthode ne peut remplacer les observations terrain. En effet, il est très difficile, voire impossible, de déterminer la nature et la composition des roches sédimentaires, sur de petites échelles, à partir du nuage de points. De même, les géologues s'intéressent parfois à des micro-fractures, impossibles à visualiser sur le modèle 3D. Toutefois, la photogrammétrie permet de combler des besoins en géologie comme la numérisation de zones inaccessibles, la modélisation de l'extension de plan de fracture et la réalisation de mesure a posteriori de l'étude terrain. La visite virtuelle du canyon, piste de recherche future, permettrait également de constituer un nouveau moyen de communication pour le laboratoire.

Du point de vue des perspectives, plusieurs points, autres que ceux énoncés précédemment, semblent pertinents. Le traitement de la chaîne photogrammétrique pourrait être réalisé avec un logiciel libre tel que le logiciel MicMac développé par l'IGN. Toutefois, il faut avoir conscience que cette étape est plus complexe et nécessite une durée de prise en main beaucoup plus importante. L'étude d'un procédé pour réaliser les clichés de parois rocheuses hautes de plus de 20 m serait également intéressante. Des chercheurs en

géosciences ont notamment mis en place deux techniques d'acquisition aériennes, légères et à faibles coûts [Ployon et Al., 2011]. La première est composée d'un cerf-volant et d'un appareil photo monté avec un système de pendule pour stabiliser le dispositif. La seconde est composée d'un ballon captif gonflé à l'hélium. A plus court terme, il nous semble intéressant de créer un dispositif permettant d'enregistrer directement sur le terrain les mesures réalisées par distancemètre.

Ouvrages, revues, cours et thèses

[Arles et al., 2011] ARLES A. BUSDRAGHI F. GUYOT J. HECKES J., La photogrammétrie appliquée à l'archéologie minière : premiers essais, rapport, 2011, 25 p.

[Bakkouch L., 2013] BAKKOUCH L., Etude des processus d'acquisition et de traitement de données acquises par aéronef léger pour les travaux d'inspection de la SNCF, mémoire d'ingénieur de l'ESGT au Mans, 2013,93 p.

[Barbier et al., 2016] BARBIER Q. GUYOTON F. ROCHE F. VIGNON V., Etudes géostructurales de parois rocheuses par photogrammétrie et lasergrammétrie, Journées Nationales de Géotechniques et de Géologie de l'ingénieur à Nancy, 2016, 8 p.

[Chandelier L., cours ES1] CHANDELIER L., Cours ES1 photogrammétrie analytique ES1, 2014-2015, 83 p.

[Clery I., 2010] CLERY I., Interface MicMac, Document utilisateur, 2010, p. 56.

[Cobbold et al., 2013] COBBOLD P.R ZANELLA A RODRIGUES N LOSETH H, Bedding-parallel fibrous veins (beef and cone-in-cone) : Worldwide occurrence and possible significance in terms of fluid overpressure, hydrocarbon generation and mineralization, revue Marine and Petroleum Geology, 2013, n°43, p.1-20.

[Dewez et al., 2016] T.J.B DEWEZ D. GIRARDEAU-MONTAUT C. ALLANIC J ROHMER, Facets : A CloudCompare plugin to extract geological planes from unstructured 3D point clouds, congrès, Internatinal Archives of the Photogrammetry Remote Sensing and Spatial Information Sciences, Prague, 2016, p.799-804.

[Durand S., cours IG4 CoMeT] DURAND S., Cours IG4 topométrie de précision : introduction au logiciel CoMeT, 2015-2016, 20 p.

[Durand S., cours IG4 TDP] DURAND S., Cours IG4 topométrie de précision, 2015-2016, 152 p.

[EL WARTITI et al., 2007] EL WARTITI M. ZAHRAOUI M., Manuel de cartographie, 2007, 17 p.

[Egels et Al., 2016] EGELS Y. LAROZE E., *La topo au disto, bon marché, tient dans la poche*, revue XYZ, 2016, n°149, p.49-52.

[Mallisson et al., 2014] MALLISON H. WINGS O., *Photogrammetry in paleontology - a practical guide*, Journal of Paleontological Techniques, 2014, n°12, p.1-31.

[Malmary J., 2015] MALMARY J., La photogrammétrie par corrélation dense appliquée aux blocs d'architecture, rapport interne IRAA, 2015, 9 p.

[Ployon et Al., 2011] PLOYON E. JAILLET S. BARGE O., Acquisition et traitements de nuages de points 3D, par des techniques légères et à faible coûts, pour l'élaboration de MNT à haute résolution. Images et modèles 3D en milieux naturels, Collection EDYTEM n 12, 2011, p.155-168.

[Rose H., 2012] ROSE H., Processus de création de nuages de points par corrélation d'images, revue XYZ, 2012, n°131, p.19-23.

[Sorel et al., 2014] SOREL D. VERGELY P., Atlas d'initiation aux cartes et aux coupes géologiques, 2014, 120 p.

[Simonetto E., cours ES1] SIMONETTO E., Cours ES1 photogrammétrie : prise de vues, 2014-2015, 26 p.

[Trochon M., 2012] TROCHON M., Analyse des méthodes photogrammétriques de corrélation d'images pour l'étude des ouvrages rocheux, mémoire d'ingénieur de l'INSA de Strasbourg, spécialité Topographie, 2012, 82 p.

[Zanella et al., 2014] ZANELLA A. COBBOLD P.R. VESLUD C., Physical modelling of cheminal compaction, overpressure development, hydraulic fracturing and thrust detachments in organic-rich source rock, revue Marine and Petroleum Geology, 2014, n°55, p.262-274.

Sites internet

[@CloudCompare] @CloudCompare, site développé par Daniel GIRARDEAU-MONTAUT.

Disponible sur : www.danielgm.net (consulté en mai et juin 2017).

[@Cours-geosciences] @Cours de l'UFR des sciences de la Terre, Université de Lille ; Mesures sur le terrain et utilisation de la boussole, par POTDEVIN JL.

Disponible sur : http://cours-geosciences.univ-lille1.fr/cours/boussole/Mesures%20Boussoles%20WEB.htm (consulté en février 2017).

[@dinosaurpalaeo] @dinosaurpalaeo, site développée par MALLISON H., *Photogrammetry tutorial 12, How to preserve strike and dip or cardinal directions in your 3D model*.

Disponible sur : https://dinosaurpalaeo.wordpress.com/2016/11/24/photogrammetry-tutorial-12-how-to-preserve-strike-and-dip-or-cardinal-directions-in-your-3d-model/ (consulté en février 2017).

[@RNCan] @Ressources naturelles Canada, site développé par le ministère Canadien de l'énergie, des forêts et des minéraux et métaux ; Calculateur de la déclinaison magnétique.

Disponible sur : http://www.geomag.nrcan.gc.ca/calc/mdcal-fr.php (consulté en mars 2017)

Liste des figures

Figure 1 : Photographie d'un affleurement rocheux en Argentine (source : A. Zanella). Les beefs sont visibles en blanc sur la photo. 7
Figure 2 : Distinction entre pendage réel et pendage apparent d'un plan (source : [Sorel et al, 2014]). 9
Figure 3 : Relations entre pendage (α) et orientation (β) d'un plan à mesurer. 10
Figure 4 : Mire de référence spatiale papier [@dinosaurpalaeo]. 15
Figure 5: Mire de référence spatiale en situation [Arles et al., 2011]. 15
Figure 6 : Chantier expérimental d'abattage par le feu (source : [Arles et al, 2011]). 16
Figure 7 : Relations entre D, f, Tps et Tpi. 19
Figure 8 : Schéma des prises de vue de la paroi (source : [Trochon M., 2012] modifié). 21
Figure 9 : Schéma de prise de vue du fond du canyon et des parois rocheuses. 21
Figure 10 : Modélisation des parties cachées d'un objet (source : [Clery I, 2010]). 22
Figure 11 : Polygone d'étalonnage de l'ESGT. 22
Figure 12 : Localisation du bassin de Neuquén (source : www.riberadelbonito.com modifié). 23
Figure 13 : Position des bandes de cibles et des stations dans le canyon 24
Figure 14 : Orientation moyenne des ellipses 26
Figure 15 : Repère Photoscan 28
Figure 16 : Mire spatiale placée à l'horizontale et orientée au Nord 28
Figure 17 : Graphique des perturbations magnétiques en fonction de l'orientation du distancemètre 32
Figure 18 : Relation entre le relèvement vrai et la déclinaison magnétique 33
Figure 19 : Cible codée placée sur la paroi (source : A. Zanella). 35
Figure 20 : Résultat issu de la comparaison des nuages de points géoréférencés par distancemètre et tachéomètre. 40
Figure 21 : Résultat issu de la comparaison des nuages de points géoréférencés par distancemètre et mire spatiale. 41
Figure 22 : Positionnement de la mire de référence spatiale, servant à matérialiser l'horizontalité, dans le nuage de points issu de la comparaison des nuages de points géoréférencés par distancemètre et mire spatiale. 42
Figure 23 : Capture d'écran suite au traitement qFacets sous CloudCompare sur une longueur de 50 m de canyon. 46
Figure 24 : Extraction grossière d'un beef à partir du nuage de points. 46
Figure 25 : Extraction précise des points d'un plan de fracture 47
Figure 26 : Capture d'écran suite au traitement Ransac sur une petite zone de points correspondant au beef. 48
Figure 27 : Capture d'écran suite au traitement Ransac sur une portion de canyon de 5 m. . 48
Figure 28 : Modélisation de l'extension d'un plan de fracture 49
Figure 29 : Capture d'écran de l'extension d'un plan de fracture sous CloudCompare. 51
Figure 30 : Vue de biais du canyon à partir du nuage de points 51

Liste des tableaux

Tableau 1 : Focales à utiliser en fonction du lieu de prise de vue 20
Tableau 2 : Intervalles et ellipses de confiance ponctuelles issus de la pré-analyse du réseau sous CoMeT..... 26
Tableau 3 : Ellipses de confiance relatives issues de la pré-analyse du réseau sous CoMeT. 27
Tableau 4 : Résultats issus des tests du Chi-deux sous CoMeT..... 37
Tableau 5 : Résumé sur les précisions des coordonnées et sur les régions de confiance des traitements sous CoMeT..... 38
Tableau 6 : Ellipses de confiance relatives 3D issues des traitements des réseaux sous CoMeT 39
Tableau 7 : Ecarts entre les coordonnées obtenues par tachéométrie et par distancemètre. . 40
Tableau 8 : Erreurs de reprojection des cibles sous Photoscan..... 43
Tableau 9 : Analyse technico-économique des méthodes de rattachement en local, d'un nuage de points de taille moyenne. 53

Analyse d'affleurements rocheux par photogrammétrie : instrumentation légère, protocole d'acquisition et restitution 3D pour l'analyse structurale.

Mémoire d'Ingénieur C.N.A.M., Le Mans 2017.

RÉSUMÉ

En plein essor depuis quelques années, la photogrammétrie permet de représenter un objet en 3D à partir de différents points de vue. Toutefois, le coût et la complexité de la mise à l'échelle et de l'orientation du nuage de points, étape indispensable pour déterminer les dimensions et les volumes des objets, rend cette méthode inaccessible au grand public. Dans le cadre d'un projet de recherche, des géologues souhaitent modéliser en 3D des affleurements rocheux pour déterminer des mesures d'inclinaison et d'orientation de plans de fractures. Pour cela, nous avons établi un protocole photogrammétrique répondant aux exigences des études de terrain en géosciences (légèreté et faible investissement de l'équipement). Afin de valider cette méthode, nous avons réalisé deux missions sur le terrain pour la comparer à des techniques actuelles déjà éprouvées. Pour finir, nous avons extrait les données structurales du modèle 3D généré : orientations, pendages, dimensions et connectivités des plans de fracture.

Mots clés : Affleurements rocheux, plan géologique, mire de référence spatiale, photogrammétrie terrestre, géoréférencement en local, nuage de points, distancemètre.

ABSTRACT

Analyze of rock outcrops by photogrammetry: light instrumentation, acquisition and 3D reconstitution for structural analysis.

In full booming since several years, the photogrammetry makes possible to represent an object in 3D with 2D pictures taken from different points of view. Digital cameras are relatively low cost instruments; however the 3D model given by photogrammetry alone needs external references for point cloud's scaling and georeferencing. The problem is that the determination of theses references usually needs very expensive instruments like total stations and thus this method is inaccessible to a large public. As part of a research project, geologists wish to model rock outcrops in order to determine fracture planes' tilts and orientations. For this purpose, we have established a photogrammetric protocol that meets the geosciences' field study requirements (lightness and low investment). In order to validate this method we carried out two missions to compare this new protocol with existing techniques already proven. Finally, we extracted the structural data from the generated 3D model: strike, dip direction, dimensions and connectivity of fracture planes.

Key words : Rock outcrops, geological plane, scale bar, terrestrial photogrammetry, point cloud, distance meter.