



# Le nivellement par GNSS chez SNCF Réseau

■ Antoine BEUVAIN PACHECO – Pierre LASSEUR – Vincent LLANES – Mathieu REGUL

*Historiquement, les lignes du réseau ferré national ont constitué des voies intéressantes pour l'élaboration du réseau du nivellement général de la France, notamment en raison des pentes faibles et/ou régulières, mais aussi du patrimoine avec la présence de nombreux ouvrages d'art, des bâtiments voyageurs en gare, des maisons de garde-barrières : lesquels avaient leur repère de nivellement au même titre que le fronton d'une mairie, d'une église, ou que le mur d'un cimetière pour les zones "habitées" ! Désormais, la politique d'entretien du référentiel altimétrique national initiée par l'IGN vise à privilégier la maintenance des triplets (IGN, 2017) pour permettre un accès plus facile et plus fiable aux utilisateurs. Une nouvelle méthode de rattachement altimétrique a donc été testée en se basant sur des mesures GNSS. Le nivellement GNSS est un mode opératoire innovant qui consiste à se rattacher à la référence altimétrique française en vigueur en combinant données GNSS et mesures de nivellement direct de précision tel que (Baumer, 2018) le décrit dans son travail de fin d'études (TFE) réalisé au sein de la division de topographie de la direction générale ingénierie et industrielle de SNCF Réseau. SNCF Réseau s'emploie à tester la viabilité d'un tel process (d'un point de vue précision et coût) pour les opérations de canevas dont elle a la charge pour les différents projets ferroviaires en cours et à venir.*

## MOTS-CLÉS

GNSS, altimétrie, nivellement, moindres carrés, classe de précision

été abordé dans un précédent article de la revue XYZ n° 156 (Biot et al., 2018).

Le canevas peut être vu comme une densification du système géodésique national aux abords des chantiers ferroviaires. Les points sont matérialisés soit par des rivets scellés par ciment colle sur support en béton, soit par des bornes simples ou multiancrages, à 60 cm de longueur minimum. Ces points sont toujours installés par couple distants de 200 m minimum, inter visibles et répartis tous les 1.5 km pour les canevas principaux et tous 5 km pour des canevas pseudo-géodésiques, le long du tracé ferroviaire. Dans un contexte d'objectif "zéro papier" (Biot et al., 2018), une grande partie des opérations sont dématérialisées, dont les fiches signalétiques, disponibles pour tous sur le site Internet [www.smarttopo.xyz](http://www.smarttopo.xyz).

De manière succincte, la planimétrie de ces points est déterminée par la méthode GNSS du statique multistations (Legros et al., 2013) et l'altimétrie, par nivellement direct de précision en cheminement double. Le couple de points est encadré, en altimétrie, par deux repères NGF (Nivellement général de la France) les plus proches dont nous vérifions la stabilité : l'écart de fermeture est comparé à la tolérance officielle des cheminements de haute précision (arrêté de 1980). Bien que cette méthode soit bien connue des topographes et

## Introduction

SNCF Réseau est l'une des cinq composantes du groupe SNCF, qui depuis le 1<sup>er</sup> janvier 2020 forme une société anonyme à capitaux publics. L'entité est propriétaire de l'infrastructure ferroviaire en France ; elle est également responsable de sa maintenance. Dans ce cadre, SNCF Réseau se doit notamment de renouveler des

centaines de kilomètres de linéaires de voies et d'installations électriques chaque année. Ces projets nécessitent d'importants besoins en études qui s'appuient sur des investigations, dont les levés topographiques. Quelles que soient les méthodes d'acquisitions, les chantiers topographiques se basent sur des points de canevas principaux ou pseudo-géodésiques, sujet qui a déjà



facile à mettre en œuvre, de nombreux inconvénients justifient une nouvelle approche quant à l'accès à la référence altimétrique nationale.

En effet, les repères utilisés sont souvent situés en emprise ferroviaire ; leur accès n'est alors possible qu'en cheminant le long des voies, nécessitant un dispositif de sécurité (annonce des trains), obligatoire et coûteux en personnel.

Il peut arriver que les couples soient rattachés sur des repères de mailles distinctes, de précisions différentes. L'altitude calculée est alors peu homogène d'un couple à l'autre.

Le réseau de nivellement n'est désormais entretenu que sur les triplets (IGN, 2017). De ce constat, nombreux sont les repères en mauvais état : soit ils n'existent plus, soit leur altitude n'est plus à jour. Il est alors nécessaire de se rattacher sur un troisième, voire un quatrième repère NGF, démarche toujours plus coûteuse en temps. (Baumer, 2018) a mesuré le gain de temps du nivellement GNSS comparé au nivellement direct traditionnel : pour dix-neuf couples mesurés, soit trente-huit points de canevas, le nivellement GNSS a permis d'économiser près de dix heures de mesures terrain.

La méthode de nivellement par GNSS va sans doute s'imposer comme la seule méthode permettant de maintenir une cohérence à la référence altimétrique nationale. De plus, la méthode proposée utilise en partie des données GNSS qui sont ajustées, permettant alors une meilleure cohérence interne de l'ordre du ppm.

## Le nivellement GNSS, de son origine à sa consolidation technique

### ■ Genèse du projet

La méthode proposée se base sur celle préconisée par l'IGN depuis le début des années 2000. En effet, il devient impossible pour l'IGN de contrôler l'ensemble des repères NGF sur le territoire français. La nouvelle politique de l'Institut fait intervenir la notion de "triplet" qui correspond à un groupe d'au moins trois repères NGF vérifiés en altitude (Duquenne *et al.*, 2015). Il répond aux

spécifications suivantes :

- la distance entre les deux repères les plus éloignés d'un même triplet doit être inférieure à 1 km,
- la dénivellée entre le repère le plus haut et le repère le plus bas d'un même triplet est de 30 m maximum.

Le rattachement à la référence altimétrique nationale par l'intermédiaire des triplets est par ailleurs recommandé (IGN, 2017). L'existence des triplets permet d'utiliser une méthode d'observation incluant des mesures GNSS : l'altitude d'un point nouveau est déterminée à partir d'un autre point rattaché au réseau de nivellement en mesurant la différence de hauteur ellipsoïdale à l'aide de deux récepteurs GNSS (Duquenne *et al.*, 2015). La différence de hauteur au-dessus de l'ellipsoïde IAG-GRS80 est convertie en différence d'altitudes au moyen de la grille RAF18 (Référence altimétrique française 2018) (IGN, 2021).

La précision attendue est centimétrique en absolue, et de l'ordre de 10 ppm au maximum en relatif. Une bonne précision relative est nécessaire pour garantir une cohérence du chantier entre les couples.

### ■ Les limites du nivellement GNSS

Cette technique présente des limites dont il faut avoir conscience avant de la mettre en œuvre sur le terrain :

- l'accès à la référence altimétrique avec un récepteur GNSS n'est possible qu'au travers d'une grille de conversion. Celle utilisée est la RAF18 (valable uniquement en France métropolitaine hors Corse) qui présente une précision centimétrique (1 cm à 1 sigma), bien supérieure aux 2 cm de la grille RAF09 et aux 3 cm de la RAF98. Notons également que la grille au niveau du quart sud-est reste inchangée par rapport à la RAF09. Concernant les zones frontalières et littorales, il est conseillé de se rapprocher du Bureau international de gravimétrie afin d'obtenir des données gravimétriques dans les pays limitrophes (Charrière A., 2019). Notons que la présente étude s'appuie sur la grille RAF18 et non la RAF18b, publiée trop récemment par l'IGN pour être testée.
- la composante la plus difficile à obtenir avec précision en GNSS est la

hauteur ellipsoïdale. C'est pour cette raison que les temps d'occupation à l'IGN sont de l'ordre de quatre ou cinq heures en moyenne (quarante-huit heures pour les sessions les plus exceptionnellement longues). Ces durées sont difficilement viables d'un point de vue économique pour SNCF Réseau. Notons que la précision recherchée par l'IGN est millimétrique (précision absolue), non nécessaire par la division topographie de SNCF Réseau.

Il est donc primordial de prendre en considération ces limites et d'arbitrer des choix en fonction de la zone géographique et des temps d'occupation envisageables pour que la méthode puisse être viable tant économiquement qu'en termes de précision. La méthode explicitée dans le paragraphe suivant tient compte de ces choix.

### ■ Méthodologie terrain

L'étude présentée se base essentiellement sur les travaux de (Baumer, 2018) qui a effectué son travail de fin d'études (TFE) au sein de la division ATT (Assistance travaux et topographie) de la DGII de SNCF Réseau mais quelques modifications ont toutefois été apportées.

Avant toute intervention, il est nécessaire d'identifier l'ensemble des points nécessaires au nivellement GNSS. Le réseau est ainsi constitué (*figure 1*) :

- des points de canevas, comme décrit précédemment et dont nous souhaitons déterminer l'altitude dans le respect de nos spécifications ;
- de pivots GNSS à placer à proximité des triplets ;
- de plusieurs points de contrôle répartis régulièrement le long du chantier ; ces points, dont la précision altimétrique doit être *a minima* centimétrique en absolue, peuvent être des sites RBF, des points de canevas installés lors d'une opération précédente ou des points en sus installés à cet effet.

Les opérations terrain peuvent être scindées en quatre phases (*figure 1*) :

- **détermination de l'altitude des pivots** : l'altitude d'un pivot est rattachée par nivellement direct de précision en cheminement double à au moins deux repères d'un même triplet.





Un niveau électronique de précision, couplé à une ou deux mires en invar sur crapaud est utilisé par nos équipes. L'altitude mesurée du repère de fermeture est comparée à son altitude publiée par l'IGN. Si l'écart de fermeture est hors tolérance, les repères sont alors jugés défectueux et le cheminement se poursuit vers un troisième repère au regard des tolérances calculées à partir de la précision instrumentale de l'appareil et des repères de nivellement :

$$Tolerance = 2,6\sqrt{2,3 * \sqrt{D} + 1 * \sqrt{D}}$$

*D* : longueur du cheminement exprimée en kilomètres

La tolérance n'est plus calculée à partir de l'arrêté de 1980, mais en fonction des précisions relatives des triplets et de l'appareil, respectivement de deux millimètres et trois dixièmes de millimètres par racine de kilomètre et d'un millimètre par racine de kilomètre en cheminement double pour un niveau Trimble DINI03. Le fait que le pivot soit à proximité d'un triplet permet de gagner en rapidité sur le terrain. Cette étape est répétée autant de fois qu'il y a de pivots.

- **détermination des dénivelées intracouple** par cheminement double de précision en aller-retour. Il est préférable de conserver une bonne précision relative intracouple (non atteinte par nivellement GNSS du fait de la faible ligne de base (Baumer, 2018)) ; la dénivelée ainsi mesurée, en respectant les prescriptions mentionnées au paragraphe précédent, sera alors fixée dans le calcul final.
- **détermination altimétrique (éventuelle) des points de contrôle.** En cas d'intégration de points de contrôle d'altitude inconnue, il est alors nécessaire de la déterminer par nivellement direct de précision. Ils seront rattachés de préférence à un triplet. Cette étape est facultative si les points de contrôle possèdent déjà une altitude vérifiée et fiable.
- **mesure GNSS des lignes de base** entre les pivots, les points de canevas et les points de contrôle.

Les lignes de base sont classées en trois catégories, chacune étant mesurée lors d'une session spécifique. Ainsi, l'indépendance linéaire des mesures est assurée. La redondance des données

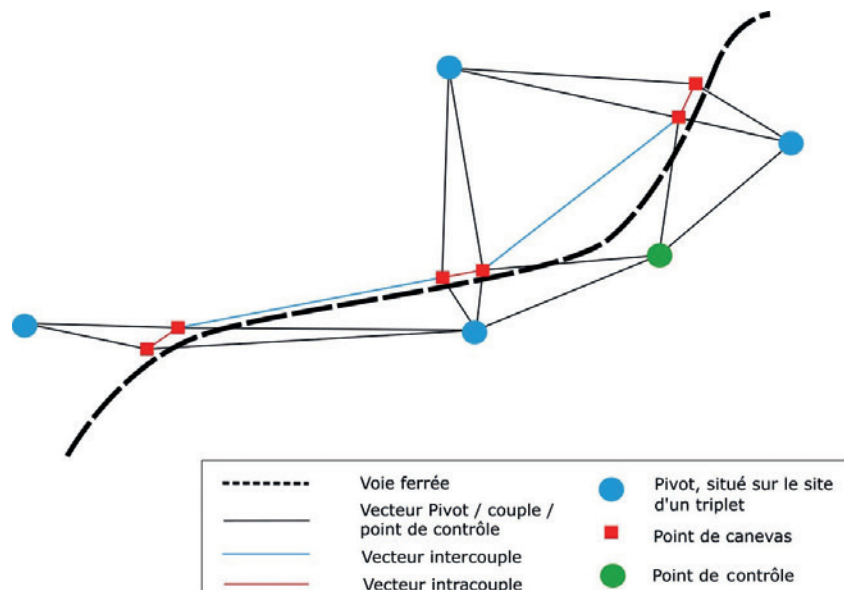


Figure 1. Exemple de nivellement GNSS avec trois couples.

l'est également afin de pallier d'éventuels problèmes lors du calcul :

- session intracouple : vingt minutes d'observation commune entre points d'un même couple ;
- session intercouple : trente minutes d'observation entre deux couples consécutifs ;
- session pivot-couple / point de contrôle-couple : quarante-cinq minutes d'observation + une minute par kilomètre.

Notons que cette dernière session est longue, car la plus importante : les deux premières assurent un maillage entre points améliorant ainsi la cohésion relative du chantier ; la dernière permet le rattachement altimétrique du réseau. Plus les sessions seront longues, meilleure sera la détermination de la hauteur ellipsoïdale. Il en résulte qu'une durée d'observation de quarante-cinq minutes minimum pour des lignes de bases n'excédant pas dix km entre le couple et le pivot se révèle être un bon compromis après plusieurs expériences menées par ATT.

Les sessions intra et intercouple sont mesurées lors de la phase planimétrique (Legros *et al.*, 2013) (Biot, 2018) ; elles sont ici réutilisées afin de gagner en rapidité.

D'après les études menées par (Baumer, 2018) et quelques expériences toujours réalisées par la division ATT, il convient de former une figure géométrique homogène (figure 1) qui doit répondre aux exigences suivantes :

- les lignes de base doivent être de dix kilomètres maximum, car nous considérons qu'au-delà de ce seuil, la troposphère est différente ; le retard troposphérique n'est donc plus éliminé par double différence (Duquenne *et al.*, 2015) ;
- le couple doit être rattaché à deux pivots par mesure GNSS et il doit être aligné au maximum avec les pivots sur lesquels ils se rattachent (nous avons remarqué, au travers de plusieurs tests, que si les lignes de base ne formaient pas une droite entre les couples et les pivots, la précision absolue altimétrique s'en trouvait altérée au point de ne plus répondre aux exigences de notre cahier des charges : les écarts peuvent atteindre 2 cm localement) ;
- les points de contrôle seront disposés selon la configuration terrain. Aucune recommandation particulière n'est indiquée si ce n'est qu'ils doivent être rattachés par mesure GNSS à la fois au(x) pivot(s) et au(x) couple(s). Nous conseillons *a minima* un point de contrôle pour trois couples à mesurer au maximum ; deux points de contrôle pour six couples ; trois points de contrôle pour dix couples répartis uniformément.

Il n'est pour l'instant pas recommandé de pratiquer le nivellement GNSS dans le cas où un seul couple serait à déterminer, car cette configuration nécessite l'apport de trois pivots (sans quoi le calcul d'ajustement se trouverait sous-





dimensionné) et d'un point de contrôle ; les durées d'acquisition GNSS couplées aux déterminations altimétriques par nivellement direct des pivots et du point de contrôle seraient alors bien supérieures à celles nécessaires pour réaliser un cheminement classique.

Les agents évoluent sur le terrain par rotation successive de manière à former la figure géométrique préparée au bureau. Le responsable opérationnel, véritable chef d'orchestre, organise et veille au bon déroulé des opérations en communiquant les arrêts de session par messagerie instantanée. Il est également garant de la qualité des mesures en veillant à ce que le GDOP de chaque récepteur ne dépasse pas 4, ce qui pourrait signaler des données de mauvaise qualité. Les récepteurs enregistrent à une fréquence de dix secondes, en ne sélectionnant que les satellites au-dessus d'un masque d'élévation fixé à 10 degrés.

Un soin particulier doit être apporté à la lecture de la hauteur d'antenne, donnée au millimètre : les agents veilleront à la lire *a minima* deux fois avant et après chaque session de mesures. Une troisième lecture pourra être réalisée en cas de différence notable entre les deux premières. Sans une telle rigueur de la part des opérateurs, une faute pourrait affecter les mesures dégradant la qualité altimétrique localement.

### ■ Phase de calcul

La première étape consiste à calculer l'altitude des pivots, les dénivelées intracouple et éventuellement les altitudes des points de contrôle, issues des nivellements directs. Lorsqu'un duo stable

de repères a été déterminé, l'écart de fermeture est réparti sur l'ensemble des stations par compensation. Les résultats finaux sont retranscrits dans un tableur Excel, remis au client au travers d'un rapport de calcul.

Le traitement GNSS constitue la seconde étape. Après le calcul des vecteurs (nous veillons à ce que les ambiguïtés soient fixées), un contrôle de cohérence interne du réseau est effectué par calcul de boucles. Les résidus de la somme des vecteurs de chaque triangle, théoriquement égale à zéro, car le point de départ correspond au point d'arrivée, sont normalisés par la taille des boucles. Les écarts donnés sont ainsi exprimés en ppm. Nous veillons à ce que chaque boucle ait une fermeture inférieure à 1 ppm, ce qui correspond à un écart de 1 mm pour une boucle de 1 km. En cas de fermeture supérieure à cette limite que nous nous sommes fixée, nous recalculons individuellement chaque vecteur de la boucle à partir d'observations différentes. Les paramétrages de calcul des lignes de base (modélisation ionosphérique, troposphérique, etc.) pourront également être modifiés en cas de difficulté.

La troisième et dernière étape est celle de l'ajustement, effectué au travers de l'algorithme des moindres carrés qui permet la compensation des écarts liés à la surabondance des observations par rapport aux inconnues. L'algorithme consiste à minimiser la somme des résidus du modèle au carré ; la solution finale, dite ajustée en topographie, est alors considérée comme la meilleure par rapport au modèle donné.

Deux ajustements sont effectués : un premier dit libre ; l'autre contraint. Pour le premier, aucune altitude et aucune dénivelée ne sont fixées. Nous comparons alors l'altitude calculée des pivots et des points de contrôle à leurs altitudes vraies. L'analyse des précisions relatives est effectuée sous forme d'un histogramme des précisions qui doit être le plus resserré possible. La *figure 2* met en évidence la faible dispersion des précisions relatives après ajustement libre, ce qui est conforme à nos attentes. Cet exemple est tiré du cas pratique présenté dans le paragraphe suivant.

Lors d'un second ajustement, les altitudes des pivots et les dénivelées intracouple sont fixées. La même analyse est alors effectuée. La *figure 3*, issue du même cas pratique, met en exergue la même conclusion que lors de l'ajustement libre : les précisions, faiblement dispersées, même après l'ajout de plusieurs contraintes, sont très majoritairement dans la classe [2;4[ mm.

Pour chaque ajustement effectué, il est nécessaire de valider le résultat par un test statistique comme présenté ci-après.

Notons le nombre réel  $S_0^2$ , le facteur unitaire de variance *a priori*, qui relie la matrice de covariance *a priori* sur les observations ( $\Sigma_L$ ) et la vraie matrice de covariance ( $\Sigma'_L$ ):

$$\Sigma'_L = S_0^2 \Sigma_L \quad [\text{Eq. 1}]$$

( $\Sigma_L$ ), composée des précisions des observations, est dite *a priori* car les précisions sont toujours empiriques, donc imparfaites et la précision annoncée d'un instrument peut varier au cours

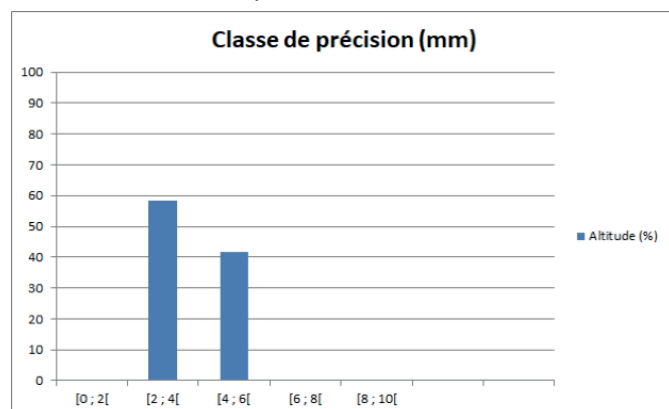


Figure 2. Histogramme des précisions relatives après ajustement libre.

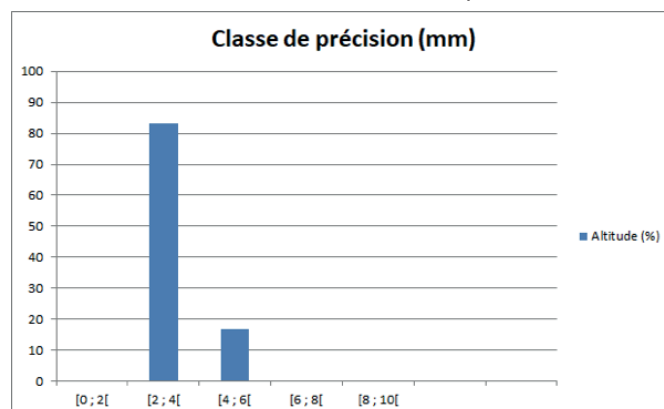


Figure 3. Histogramme des précisions absolues après ajustement contraint.



du temps. La précision des observations est une donnée d'entrée obligatoire à fournir dans le calcul d'ajustement.

L'estimateur du facteur de variance, qui est par ailleurs un estimateur sans biais ; s'écrit :

$$\hat{S}_0^2 = \frac{\hat{V}^T \Sigma_L^{-1} \hat{V}}{n - m} \quad [\text{Eq. 2}]$$

(V) étant le vecteur des résidus suivant une loi normale centrée réduite d'écart type  $S_0^2 \Sigma_L$ , n le nombre d'observations, m le nombre d'inconnues du système.

(Durand S., 2015) montre que la quantité  $\hat{V}^T \Sigma_L^{-1} \hat{V}$  (voir Eq. 2) suit une loi du khi-deux à n-m degrés de liberté. Il est donc possible de construire un test statistique qui repose sur cette propriété, le test du khi-deux permet, en comparant la valeur estimée du facteur unitaire de variance [Eq. 2] à sa valeur *a priori* [Eq.1], de qualifier le résultat de l'ajustement au travers de deux hypothèses :

$$\begin{cases} H_0 : S_0^2 = 1 \\ H_1 : S_0^2 \neq 1 \end{cases}$$

Le test du khi-deux se construit également à partir d'une région d'acceptation, définie par un risque de première espèce ( $\alpha$ ) généralement compris entre 1 % et 5 %. Elle correspond au risque de choisir, à l'issue du test, l'hypothèse  $H_1$  alors que c'est l'hypothèse  $H_0$  qui est vraie.

Concrètement, si l'hypothèse formulée ( $H_0$ ) est acceptée, cela signifie qu'au seuil de confiance  $1 - \alpha$ , la valeur estimée du facteur unitaire de variance est suffisamment proche de sa valeur *a*

*priori*. Autrement dit, que les précisions renseignées sont justes et qu'il n'y a pas de faute.

*A contrario*, en cas d'échec du test, on considère qu'au moins l'un des événements, avec une probabilité  $1 - \alpha$ , s'est produit :

- il reste trop de fautes dans les observations. Il faut donc les corriger et reprendre l'ajustement ;
- la précision *a priori* sur les observations n'est pas juste. Il faut donc repondérer les mesures ;
- la loi suivie par le vecteur des résidus n'est plus une loi normale.  $\hat{V}^T \Sigma_L^{-1} \hat{V}$  ne suit plus une loi de khi-deux et le test ne fonctionne plus. Ce dernier est souvent très peu probable.

L'opérateur se charge alors d'effectuer ces étapes pour chaque ajustement réalisé. Il veillera à retranscrire les corrections qu'il a apportées aux mesures, les pondérations, etc. dans le rapport de calcul remis au client.

Le test du khi-deux permet une validation globale de la solution des moindres carrés, en considérant le vecteur (V) des résidus dans son ensemble. Or, bien que validée, une faute pourrait se glisser dans le calcul. Il est donc nécessaire de réaliser une validation individuelle sur chaque observation. Dans notre division, le traitement GNSS et l'ajustement des vecteurs est fait sous le logiciel Infinity, développé par Leica. Le module d'ajustement n'a pas été développé directement par Leica, mais

par une société néerlandaise dont la licence d'exploitation a été attribuée à Leica Geosystem. La notice d'utilisation, reste sous-documentée et peu claire concernant le module d'ajustement. La validation globale, au travers du test du khi-deux, est compréhensible ; la validation individuelle l'est beaucoup moins. Nous considérons alors que le calcul de boucle associé à un test du khi-deux valide est suffisant.

Des logiciels comme Comet ou Geolab proposent une approche plus scientifique, plus juste, mais moins compréhensible pour une personne peu initiée aux moindres carrés. C'est pour cette raison que notre choix s'est davantage porté sur un logiciel "grand public" comme Infinity, malgré ses quelques défauts.

Une attention particulière a été apportée à l'explication de la phase d'ajustement. Mal comprise par nos équipes, il eut été sans doute difficile que les spécifications soient respectées.

## Cas pratique

### ■ Introduction

Dans le cadre d'une opération de régénération de voie ferrée entre Vitry-le-François et Bar-le-Duc, un canevas pseudo-géodésique a été mis en place (figure 4). six couples, soit douze points nouveaux ont été implantés le long du tracé. Ce chantier a donc été l'occasion de mettre en pratique le nivellement

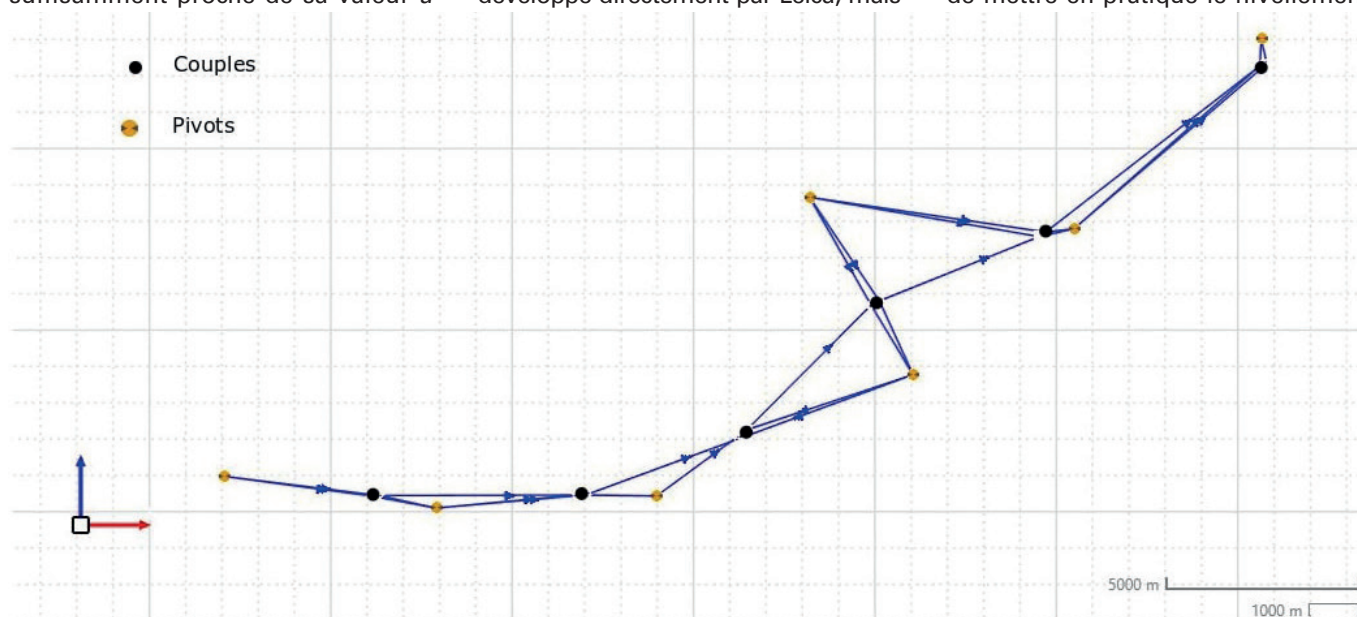


Figure 4. Figure géométrique d'un nivellement GNSS. Sont représentés les pivots, les points de canevas et les vecteurs GNSS.



GNSS selon le mode opératoire explicité précédemment et d'en tester les performances :

- la précision absolue sera testée en comparant l'altitude déterminée par nivellement direct et par nivellement GNSS. Le résultat sera exprimé en millimètres ;
- la précision relative sera calculée en comparant la dénivellée entre points successifs par nivellement direct et nivellement GNSS rapportée sur la distance. Le résultat sera exprimé en ppm ;
- la classe de précision sera déterminée selon l'arrêté de 2003.

Les agents présents sur le terrain ont veillé à mesurer la hauteur de station avec le plus de soin possible, *a minima* deux fois. Le mode opératoire a été scrupuleusement suivi, du terrain au calcul sous Infinity, développé par Leica. Nous ne présenterons dans cette étude que les performances finales, omettant délibérément les étapes intermédiaires de calculs que nous considérons sans intérêt pour cette étude.

### ■ Précision absolue

La précision absolue du nivellement GNSS est présentée comme la différence d'altitude obtenue par nivellement direct de précision en cheminement double rattaché sur deux repères NGF *a minima* et par nivellement GNSS. Les résultats sont présentés dans la *table 1*.

Moyenne (cm)	0.53
Écart type (cm)	0.33
Écart le plus haut (cm)	1.00
Écart le plus bas (cm)	0.10

**Table 1.** Précision absolue.

Les résultats présentés sont issus d'une comparaison avec des altitudes calculées à partir de repères NGF n'appartenant pas à des triplets. Ces altitudes ne peuvent alors être considérées comme des références fiables, en théorie. La majorité des repères utilisés sont situés sur une même maille qui suit la ligne ferroviaire. Les écarts de fermeture constatés sont faibles pour l'ensemble des couples mesurés. Nous considérons alors pour ce chantier que la maille altimétrique utilisée est de bonne qualité ; les altitudes issues du nivellement direct le sont donc également.

Sur les douze points calculés, l'écart en altitude est de 0.5 cm en moyenne, avec un écart type de 0.3 cm. La valeur maximale obtenue est de 1 cm. Ces résultats prometteurs sont conformes à nos attentes en termes de précision absolue.

À titre de comparaison, la différence d'altitude obtenue par nivellement direct et par GNSS multistations (Biro *et al.*, 2018) est présentée dans la *table 2*.

Moyenne (cm)	1.03
Écart type (cm)	0.95
Écart le plus haut (cm)	3.40
Écart le plus bas (cm)	0.10

**Table 2.** Précisions absolues (Biro *et al.*, 2018).

Le nivellement GNSS présente alors une nette amélioration de la qualité des résultats par rapport à un "simple" calcul GNSS avec une moyenne et une dispersion plus élevées.

### ■ Précision relative

La précision relative intra et intercouple est présentée dans cette étude. La première est calculée en comparant la dénivellée par nivellement direct au nivellement GNSS des points d'un même couple. La seconde est déterminée de la même manière, mais à partir des points des autres couples. Ces résultats sont ramenés en ppm en la divisant par la distance et sont présentés dans la *table 3*.

	Précision intracouple	Précision intercouple
Moyenne (ppm)	3.2	1.4
Écart type (ppm)	1.2	1.2
Écart le plus haut (ppm)	5.0	2.6
Écart le plus bas (ppm)	2.2	0.3

**Table 3.** Précision relative.

Les résultats attendus sont conformes à ce que nous recherchons : les précisions relatives sont bonnes à quelques ppm. Ces résultats nous donnent une information importante : les altitudes de nos points de canevas sont uniformes

entre elles. Les précisions relatives intracouple sont nécessairement moins bonnes, compte tenu de la faible distance entre deux points d'un même couple. C'est pour cette raison qu'un nivellement direct doit être intégré au calcul de compensation.

### ■ Étude de la classe de précision

L'arrêté du 16 septembre 2003 portant sur les classes de précision impose aux prestataires mandatés par un établissement public, dont SNCF Réseau, de garantir les précisions demandées. Il est donc nécessaire de connaître la précision des altitudes déterminées par nivellement GNSS, comme le définit cet arrêté.

Ce texte réglementaire impose l'emploi d'une méthodologie de contrôle au moins deux fois plus précise que celle à contrôler. Les points de canevas sont rattachés sur au moins deux repères NGF par nivellement direct de précision en cheminement double, à l'aide d'un niveau électronique et de mires en invar posées sur des crapauds. Nous considérons donc que ce contrôle est au moins deux fois plus précis que le nivellement GNSS.

La classe de précision peut être considérée comme l'écart moyen acceptable entre les valeurs mesurées et les valeurs supposées exactes (issues du contrôle). Concrètement, trois seuils sont calculés et un pourcentage d'écarts autorisés à les dépasser est déterminé. Le calcul de ces seuils tient compte de trois paramètres :

- d'un coefficient de sécurité, que nous supposons ici égal à 2 ;
- de la classe de précision [xx] cm, définie préalablement. Dans cette étude, notre classe de précision souhaitée est égale à [xx] = 0,5 cm ;
- du nombre de points de contrôle. Dans cette étude, l'ensemble des points a été contrôlé, soit douze au total.

L'arrêté du 16 septembre 2003 fournit plus de précisions quant au calcul de ces trois seuils que nous nommerons dans cette étude C1, C2 et C3.

Le but est de vérifier que notre classe de précision [xx] cm est conforme à celle que nous avons définie au préalable :

- 1<sup>er</sup> critère : l'écart moyen en altitude doit être inférieur au seuil C1 ;





- 2<sup>e</sup> critère : un écart maximum en altitude peut dépasser le seuil C2 ;
- 3<sup>e</sup> critère : aucun écart ne peut être supérieur au seuil C3.

Les tables 4 et 5 résument nos calculs :

Classe de précision souhaitée [XX] (cm)	0.5
Coeff. sécurité (sans unité)	2
Écart moyen altitude (EMA) (cm)	0.53
Écart maximum en altitude (cm)	1
Écart minimum en altitude (cm)	0
Nombre de points	12
Seuil C1	0.56
Seuil C2	1.82
Seuil C3	2.73

Table 4. Écarts, seuils et autres éléments nécessaires à l'analyse.

Critères	Résultats
1 <sup>er</sup> critère : EMA < C1	0.53 < 0.56
2 <sup>e</sup> critère : un seul écart peut être supérieur à C2	L'écart maximum est égal à 1, qui est inférieur à C2 = 1.82
3 <sup>e</sup> critère : aucun écart ne peut être supérieur à C3	L'écart maximum est égal à 1, qui est inférieur à C3 = 2.73

Table 5. Analyse des trois critères de contrôle.

Nous constatons que la classe de précision du nivellement GNSS sur ce chantier est de 0.5 cm, pour un coefficient de sécurité égal à 2. Nous garantissons aisément le centimètre en altitude, précision conforme pour un canevas standard.

## Conclusion

Le nivellement GNSS se révèle être une alternative intéressante lorsqu'une zone est dépourvue de repères de nivellement et/ou lorsque les repères NGF sont de mauvaise qualité. Il faut toutefois connaître les limites de cette technique, comme nous l'avons présenté dans ce document ; elle demande également une rigueur autant dans son déploiement que dans sa phase calculatoire et

d'analyse.

Ce mode opératoire innovant demande à être testé davantage, dans plusieurs zones dites "sans risque", mais également dans le quart sud-est afin d'en évaluer les limites (bien que nous en ayons déjà une petite idée). De toute évidence, elle ne pourra qu'être meilleure dans les années à venir grâce notamment à une meilleure détermination de la grille de conversion altimétrique produite par l'IGN et à la dégradation progressive des repères NGF.

Après validation, un référentiel technique pourra être produit et diffusé à l'ensemble du groupe SNCF Réseau pour mise en application, notamment auprès de nos prestataires, de manière à formaliser et cadrer la mise en œuvre du nivellement GNSS. ●

## Références

Arrêté du 16 septembre 2003 portant sur les classes de précision applicables aux catégories de travaux topographiques réalisés par l'État, les collectivités locales et leurs établissements publics ou exécutés pour leur compte (J.O 30 Octobre 2003)

Baumer T., *Optimisation de la méthode de rattachement altimétrique des opérations de canevas de la division ATT de SNCF Réseau*, TFE CNAM ESGT, 2018

Briot F., Bongibault A., Lasseur P., Regul M., *La campagne géodésique de SNCF Réseau pour la régénération de son infrastructure : de la préparation à la diffusion*, Revue XYZ n° 156, 3<sup>e</sup> trimestre 2018

Charrière A., *Arrivée de la grille de conversion RAF18 pour la France métropolitaine*, Revue XYZ n° 161, 4<sup>e</sup> trimestre 2019

Duquenne F., Coulomb A., Ecu F., *La démarche française de la modernisation de la référence verticale*, Revue XYZ n° 143, 2<sup>e</sup> trimestre 2015

Duquenne F., Coulomb A., Kasser M., Jeannot M. Ecu. F., *40 ans de géodésie à l'IGN1: 2<sup>e</sup> partie : géodésie physique*, Revue XYZ n° 162, 1<sup>er</sup> trimestre 2020

IGN. Grilles de conversion altimétrique, [en ligne]. 2021 [consulté le 7 janvier 2021]. Disponible sur <https://geodesie.ign.fr/index.php?page=grilles>

IGN. L'entretien actuel du réseau métropolitain, [en ligne]. 2017 [consulté le 7 janvier 2021]. Disponible sur <https://geodesie.ign.fr/index.php?page=ernit>

Legros R., Morel L., Viguier F., Briot F., *Méthodes de travail dans les réseaux GNSS - 3<sup>e</sup> partie - Méthode du statique multi-stations*, Revue XYZ n° 134, 1<sup>er</sup> trimestre 2013

## CONTACTS

Antoine BEUVAIN PACHECO

Ingénieur d'études topographiques  
antoine.beuvain-pacheco@reseau.sncf.fr

Pierre LASSEUR

Chef de la section "d'entrée topographique et assistance travaux"  
pierre.lasseur@reseau.sncf.fr

Vincent LLANES

Chargé d'études topographiques  
vincent.llanes@reseau.sncf.fr

Mathieu REGUL

Chef de la section "Méthodes et mesures topographiques 3D"  
mathieu.regul@reseau.sncf.fr

## ABSTRACT

Historically, the French railway network has constituted interesting routes for the IGN's vertical datum thanks to low/regular slope, numerous structures, rail station, railway gatehouse which had their benchmarks in the same way as the town hall frontage, church, or cemetery for "inhabited" areas.

From now on, the national altimetric datum maintenance policy initiated by the IGN aims to favor the "triplet" keeping up to allow easier and more reliable access to users. A new altimetric method based on GNSS measurements has therefore been tested.

GNSS levelling is an innovative altimetric operational mode that consists of combining GNSS data and precise levelling measurements such as (Baumer, 2018) describe in his master thesis realized in the SNCF Réseau topography division. Surveyors from SNCF RESEAU are in charge of testing the economic and precision viability of GNSS levelling for geodesic work.