

Cours de Topographie et Topométrie Générale

Chapitre 1

Notions géodésiques de base

Jean-Baptiste HENRY
Ingénieur Géomètre-Topographe

**Service Régional de Traitement
d'Image et de Télédétection**
Parc d'Innovation
Bd S. Brandt – B.P. 10413
67412 ILLKIRCH

Tél. 03.90.24.46.44
jb@sertit.u-strasbg.fr

Sommaire

1. INTRODUCTION GENERALE	4
1.1. UNE CARTE, UN PLAN POUR QUOI?	4
1.2. UN PANEL DE TECHNIQUES ET METHODES	4
2. NOTIONS GEODESIQUES DE BASE	5
2.1. QUELQUES DEFINITIONS.....	5
2.1.1. <i>Les paramètres essentiels</i>	5
2.1.1.1. Le système géodésique.....	5
2.1.1.2. Le réseau géodésique	5
2.1.2. <i>Les surfaces</i>	6
2.1.3. <i>Différents types de coordonnées</i>	6
2.2. LE CHANGEMENT DE SYSTEME GEODESIQUE	6
2.3. LES PROJECTIONS PLANES	7
2.3.1. <i>Projections coniques</i>	8
2.3.2. <i>Projections cylindriques</i>	9
2.3.3. <i>Projections azimutales</i>	11
2.3.4. <i>Autres projections</i>	12
2.4. PARAMETRES DE PROJECTION	12

Table des illustrations

FIGURE 1. LE CHANGEMENT DE SYSTEME GEODESIQUE	7
FIGURE 2. LES PROJECTIONS CONIQUES	8
FIGURE 3. PROJECTION CONIQUE CONFORME DE LAMBERT	8
FIGURE 4. PROJECTION CONIQUE EQUIDISTANTE	8
FIGURE 5. PROJECTION CONIQUE EQUIVALENTE D'ALBERS	8
FIGURE 6. COMPARAISON DES PROJECTIONS CONIQUES CONFORME DE LAMBERT ET EQUIVALENTE D'ALBERS	9
FIGURE 7. LES PROJECTIONS CYLINDRIQUES	9
FIGURE 8. PROJECTION CONFORME CYLINDRIQUE DIRECTE DE MERCATOR	10
FIGURE 9. PROJECTION CONFORME CYLINDRIQUE TRANSVERSE DE MERCATOR (UTM).....	10
FIGURE 10. PROJECTION CYLINDRIQUE TRANSVERSE EQUIDISTANTE.....	11
FIGURE 11. PROJECTION AZIMUTALE EQUIVALENTE DE LAMBERT.....	11
FIGURE 12. PROJECTION AZIMUTALE EQUIDISTANTE	12
TABLEAU 1. DATUMS, ELLIPSOÏDES ET PARAMETRES ASSOCIES (IGN)	12
TABLEAU 2. PROJECTIONS LAMBERT ASSOCIEES AU DATUM NTF (IGN)	13
TABLEAU 3. PROJECTION LAMBERT 93 ASSOCIEE AU DATUM RGF 93.....	13

1. Introduction générale

La détermination des coordonnées et de diverses caractéristiques de points dans l'espace occupe une place importante dans la plupart des études à buts environnementaux. L'objectif de ces déterminations est généralement l'étude de l'aspect géographique des inter-relations entre les divers paramètres ou indicateurs relevés.

L'objet de ce cours est de balayer l'ensemble des méthodes et techniques à la disposition des bureaux d'études pour acquérir des informations à la fois géométriques et thématiques sur des objets tri-dimensionnels, qui composent nos paysages urbains et naturels. Il ne s'agit évidemment pas de former des topographes chevronnés, mais bien de donner une culture technique de base pour permettre d'une part un dialogue avec les professionnels et d'autre part, lorsque c'est nécessaire, la mise en œuvre de protocoles de mesures simples.

Dans une première partie, nous rappellerons les notions géodésiques de base nécessaire à la compréhension de ce cours. Nous nous intéresserons ensuite aux méthodes de détermination directes de la topométrie classique : le nivellement direct et indirect, la triangulation et ses déclinaisons. Nous évoquerons rapidement les notions de précision et d'erreur de mesure. Enfin, nous présenterons les grandes caractéristiques du système GPS, ses capacités et ses modes d'exploitation. Nous terminerons par un aperçu rapide des méthodes de télédétection pour la génération de plans d'information géographique.

1.1. Une carte, un plan pour quoi?

La première question que doit se poser le cartographe ou le topographe est la suivante : quelles sont les informations que l'on souhaite obtenir du terrain ? Ceci doit permettre de définir le plus petit objet qui devra être visible sur la carte ou le plan, conditionnant ainsi l'échelle du document. On en détermine ainsi la teneur en information. Quelques exemples pour illustrer ces propos : nous partirons du principe que le plus petit détail aisément discernable, ainsi que la précision de report manuel, ne peuvent être inférieurs au dixième de millimètre. Ainsi, nous obtenons les relations suivantes entre les échelles classiques des documents et le type de détails représentés :

- Plan de maison → 1/50
- Plan de corps de rue (murs, égouts, trottoirs...) → 1/200 à 1/500
- Plan de lotissement, d'occupation des sols, cadastre → 1/1000 à 1/2000

L'échelle $1/m_b$ d'un document est souvent qualifiée de deux façons différentes et contradictoires : l'une qualifie le coefficient d'échelle m_b , et l'autre, le rapport d'échelle. Dans la suite, on se limitera à la seconde qui a le plus souvent cours dans les administrations et les fournisseurs de données.

1.2. Un panel de techniques et méthodes

Afin de décrire le terrain, on dispose de tout un panel de techniques et méthodes qu'il s'agit maintenant d'étudier, dans les grandes lignes. Le propos est, comme précisé plus haut d'en connaître les principes, le moyen de les mettre en œuvre efficacement pour des travaux restreints, de savoir quand faire appel à un professionnel et d'avoir avec lui un langage commun. Nous verrons comment choisir l'appareil et la technique adaptés au problème qui se pose, aux contraintes de précision de l'étude.

2. Notions géodésiques de base

Sans entrer excessivement dans les détails, nous rappelons ici les grandes notions de géodésie sur les systèmes, les surfaces de référence, les grandes familles de projection cartographique...

2.1. Quelques définitions

Les définitions qui suivent sont principalement tirées et inspirées de la notice technique de l'Institut Géographique National, intitulée : Notions géodésiques nécessaires au positionnement géographique (IGN, 2000).

2.1.1. Les paramètres essentiels

La mise en œuvre de la géodésie et des techniques qui en sont dérivées nécessitent l'existence d'un jeu de paramètres essentiels :

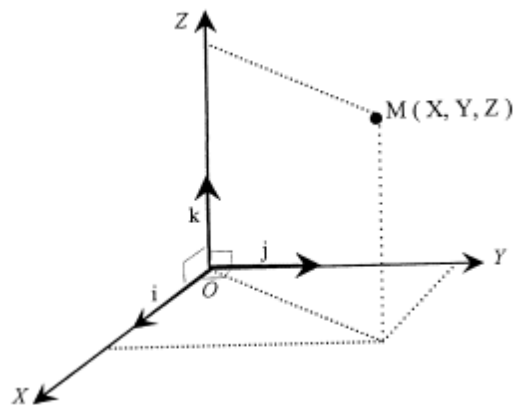
- un système géodésique de référence
- un réseau géodésique de points matérialisés

2.1.1.1. Le système géodésique

Un système géodésique (ou datum géodésique) est un repère affine possédant les caractéristiques suivantes :

- le centre O est proche du centre des masses de la Terre
- l'axe OZ est proche de l'axe de rotation terrestre
- le plan OXZ est proche du plan méridien origine

Les coordonnées géodésiques du point M ne sont pas des valeurs objectives mais bien dépendantes d'un modèle théorique. Un point de la croûte terrestre est considéré fixe par rapport au système géodésique, malgré les petits déplacements qu'il peut subir (marée terrestre, surcharge océanique, mouvements tectoniques). Ainsi, il apparaît la nécessité de disposer d'une surface de référence : l'ellipsoïde.



2.1.1.2. Le réseau géodésique

Un réseau géodésique est un ensemble de points de la croûte terrestre (tels que des piliers, des bornes...) dont les coordonnées sont définies, estimées par rapport à un système géodésique. Plusieurs types de réseaux sont distingués :

- les réseaux planimétriques
- les réseaux de nivellement
- les réseaux tridimensionnels géocentriques

Pour résumer :



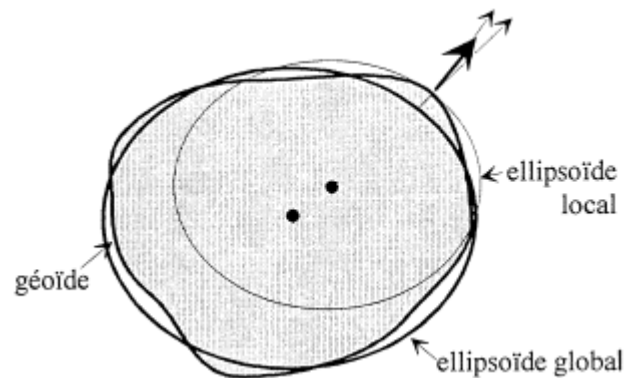
Avec le réseau, une réalisation géodésique nécessite donc la mise en œuvre d'un système géodésique qui peut être résumé par l'ensemble des constantes et algorithmes qui doivent intervenir dans le processus d'estimation des coordonnées. (IGN, 2000)

2.1.2. Les surfaces

Plusieurs surfaces sont à considérer lorsque l'on s'intéresse au positionnement géodésique.

La première est bien évidemment la **surface topographique**. C'est elle qui joue le rôle d'interface entre partie solide et partie liquide ou gazeuse de la Terre. C'est elle que nous connaissons le mieux, d'un point de vue sensoriel et physique, elle est l'objet de nombreuses sciences et techniques.

Le **géοïde** est la seconde surface à considérer. Elle se définit comme la surface équipotentielle du champ de pesanteur. L'accélération de pesanteur (g) lui est donc normale en tout point. Une excellente réalisation physique de cette équipotentielle est la surface moyenne des mers et océans. Mais sous les continents, l'accès à cette surface ne peut être qu'indirect. On retiendra donc la réalité physique indéniable de cette surface tout en gardant à l'esprit les difficultés que nécessite sa détermination.



Enfin, l'**ellipsoïde** de révolution représente la dernière surface. Modèle mathématique défini pour faciliter les calculs et pour qu'il soit le plus près possible du géοïde, il peut être local ou global, selon le champ d'application souhaité du système géodésique auquel il est associé (couverture mondiale ou d'un territoire seulement).

2.1.3. Différents types de coordonnées

Les coordonnées d'un point peuvent être exprimées de différentes façons :

- Géographiques : latitude et longitude (valeurs angulaires)
- Cartésiennes : exprimées dans un référentiel géocentrique (valeurs métriques)
- En projection : représentation cartographique plane (valeurs métriques)

Généralement, les coordonnées géocentriques ne servent que d'étape de calcul pour les changements de système géodésique.

Pour résumer :



Plusieurs surfaces sont accessibles au topographe pour déterminer les coordonnées d'un point, qui peuvent être exprimées de façon différentes selon le type d'application. Le lien entre le type de coordonnées et la surface de référence est primordial. Connaître ces deux éléments constitue une obligation pour exploiter la localisation des points.

2.2. Le changement de système géodésique

Le problème est suffisamment courant pour mériter qu'on lui attache un peu d'importance. Même si la quasi totalité des logiciels de SIG, de traitement d'images ou d'import de données GPS sont capables d'effectuer des transformations de système, il semble utile d'en préciser les principes et les méthodes.

Au paragraphe précédent, nous évoquions la notion de champ d'application du système géodésique. Celle-ci prend une grande importance lorsqu'il s'agit de changer de système géodésique. En effet, selon les natures des systèmes de départ et d'arrivée, les méthodes employées diffèrent.

De façon générale, le processus de changement de système de coordonnées peut être représenté par la figure suivante :

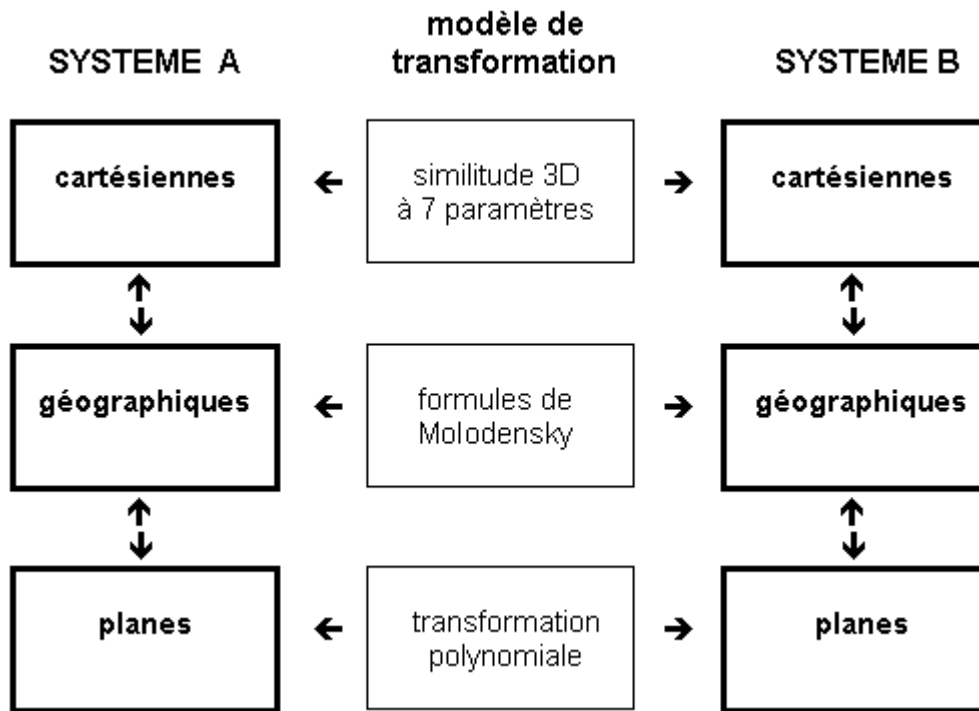


Figure 1. Le changement de système géodésique

La plus utilisée est la similitude 3D car elle présente l'avantage de pouvoir être appliquée "dans les 2 sens" avec les mêmes relations. Par contre, le passage inverse nécessite, pour les formules de Molodensky et les transformations polynomiales, des formules différentes.

Les formules de Molodensky sont des développements limités dont l'ordre influe évidemment sur la précision finale. La transformation polynomiale ne s'applique que sur des zones restreintes (pour conserver une précision comparable à celle par l'emploi d'une similitude).

2.3. Les projections planes

L'objectif des projections cartographiques est d'obtenir une représentation plane du modèle ellipsoïdal de la surface de la Terre. L'intérêt majeur réside alors dans les valeurs métriques, beaucoup plus facilement exploitables, en particulier pour les mesures de distance.

Mais une projection ne peut jamais se faire sans qu'il y ait de déformations. Pour s'en convaincre, il suffit d'essayer d'aplatir la peau d'une orange ! Néanmoins, par calcul, il est possible de définir le type et les paramètres d'une projection dans le but de minimiser certaines déformations. On choisit alors :

- soit de **conserver les surfaces** (projections équivalentes)
- soit de **conserver localement les angles** (projections conformes)
- soit de **conserver les distances à partir d'un point donné** (projections équidistantes)
- soit d'opter pour une représentation ne conservant ni les angles ni les surfaces (projections dites aphyllactiques).

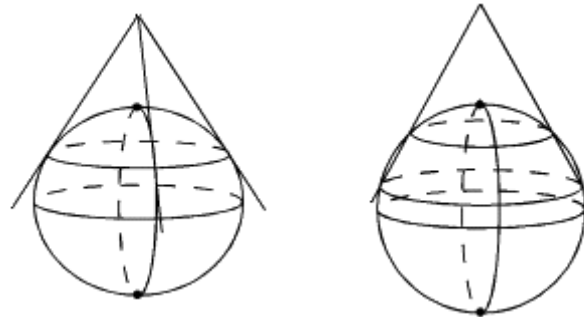


Dans tous les cas, **aucune projection ne peut conserver toutes les distances**. On introduit alors les notions de module linéaire et d'altération linéaire. Aujourd'hui, la plupart des projections utilisées en géodésie et topographie sont conformes. La cartographie à petite échelle utilise souvent des projections équivalentes.

Une autre façon de classer les projections planes est de s'intéresser à leur canevas, c'est-à-dire l'image des méridiens et des parallèles. C'est selon cette approche que nous allons aborder les grandes familles de projection.

2.3.1. Projections coniques

Dans ce type de représentation, les images des méridiens sont des demi-droites qui concourent en un point image du pôle et les parallèles des arcs de cercles concentriques autour de ce point. Elles peuvent être réalisées de deux façons :



Tangente

Sécante

Figure 2. Les projections coniques

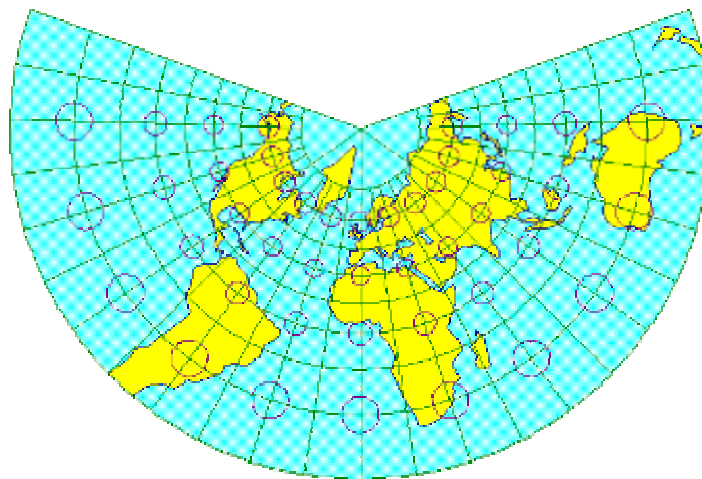


Figure 3. Projection conique conforme de Lambert

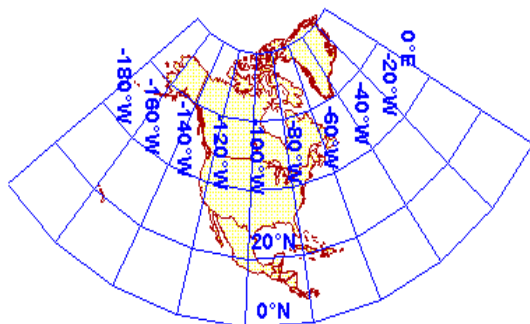


Figure 4. Projection conique équidistante

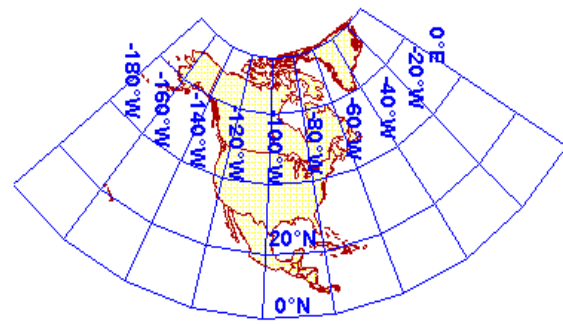


Figure 5. Projection conique équivalente d'Albers

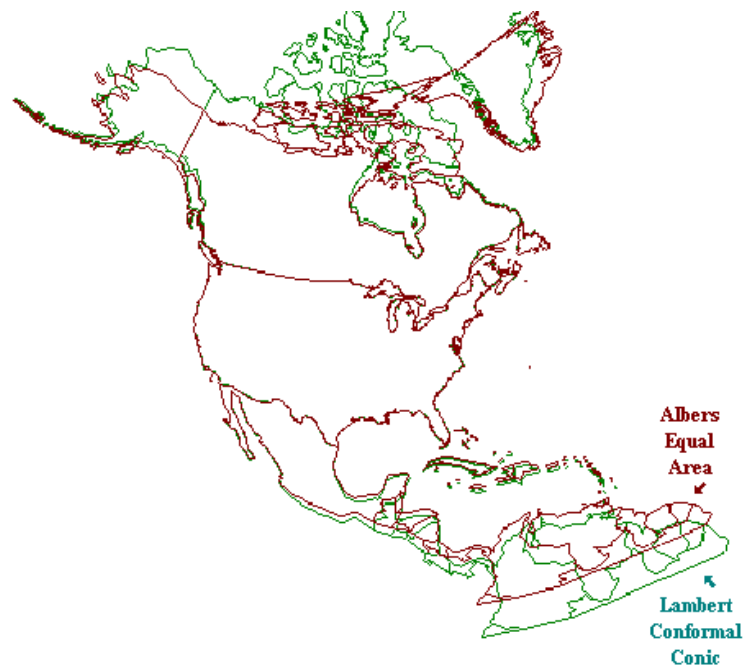


Figure 6. Comparaison des projections coniques conforme de Lambert et équivalente d'Albers

2.3.2. Projections cylindriques

Dans ce type de représentation, l'image des méridiens est un faisceau de droites parallèles, et l'image des parallèles, un faisceau de droite parallèles, orthogonales à l'image des méridiens. Elles peuvent réalisées de trois façons :

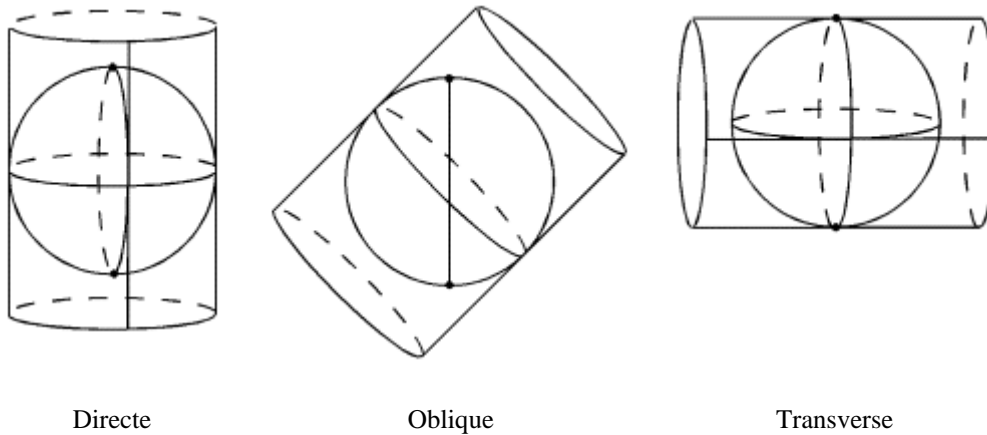


Figure 7. Les projections cylindriques

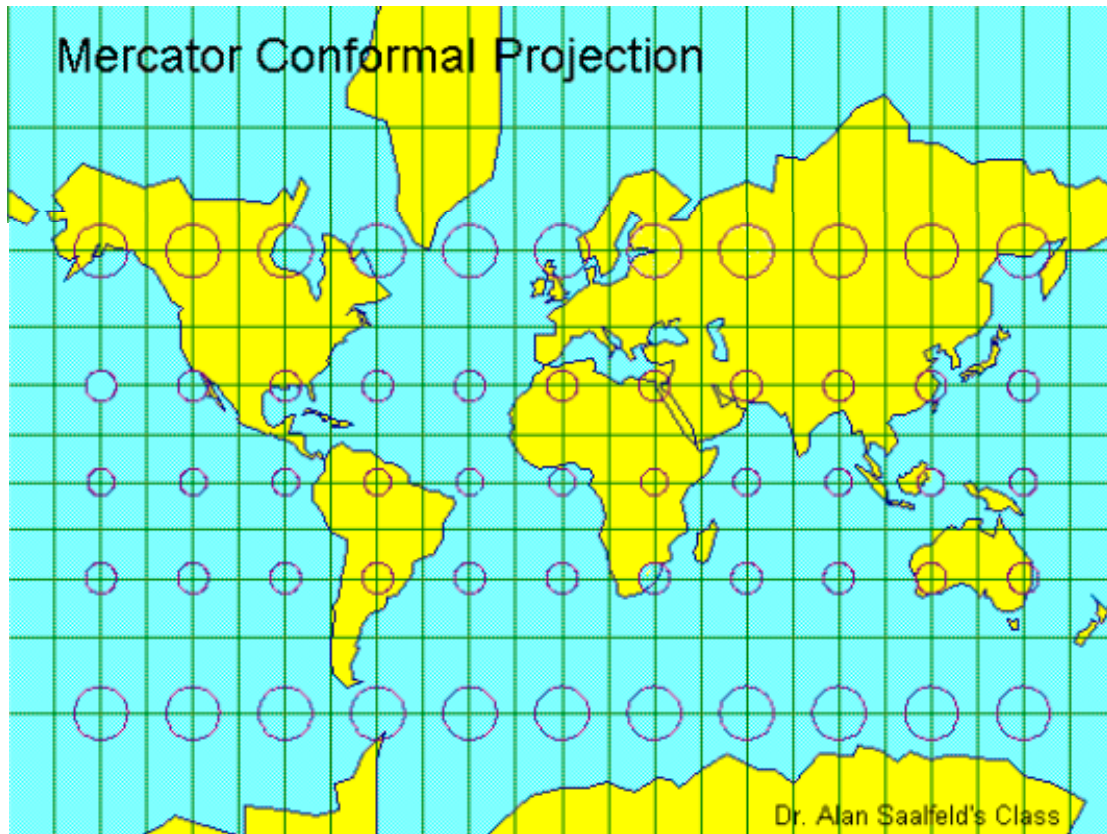


Figure 8. Projection conforme cylindrique directe de Mercator

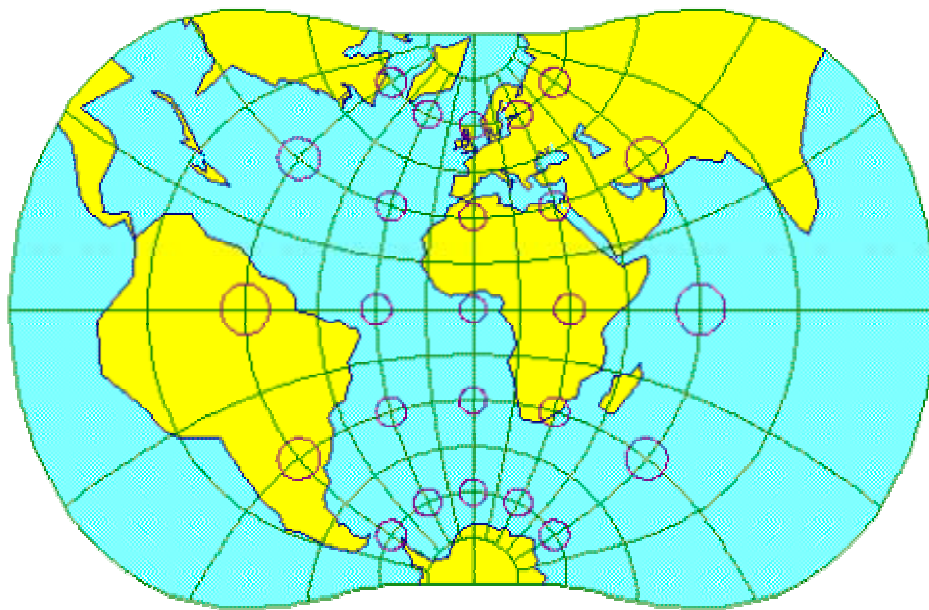


Figure 9. Projection conforme cylindrique transverse de Mercator (UTM)

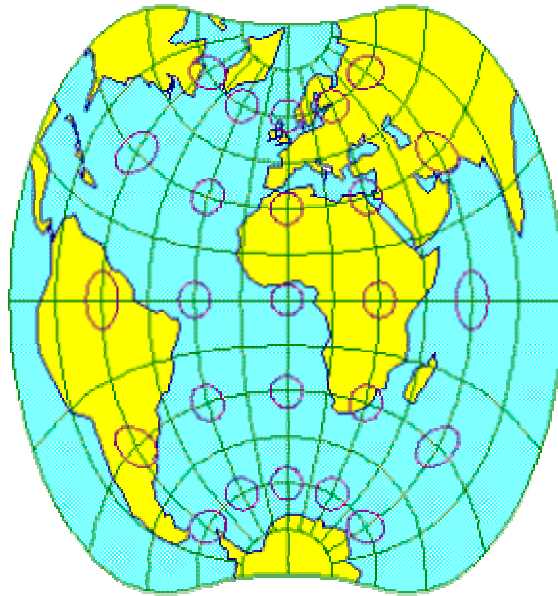


Figure 10. Projection cylindrique transverse équidistante

2.3.3. Projections azimutales

Dans ce type de représentation, les images des méridiens sont des demi-droites qui concourent en un point image du pôle. Les parallèles sont des cercles entiers concentriques autour de ce point.

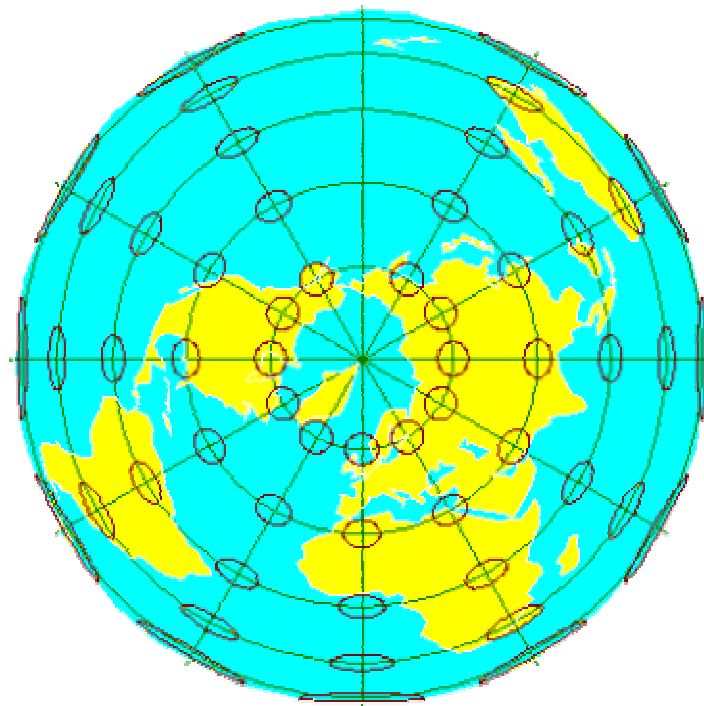


Figure 11. Projection azimutale équivalente de Lambert

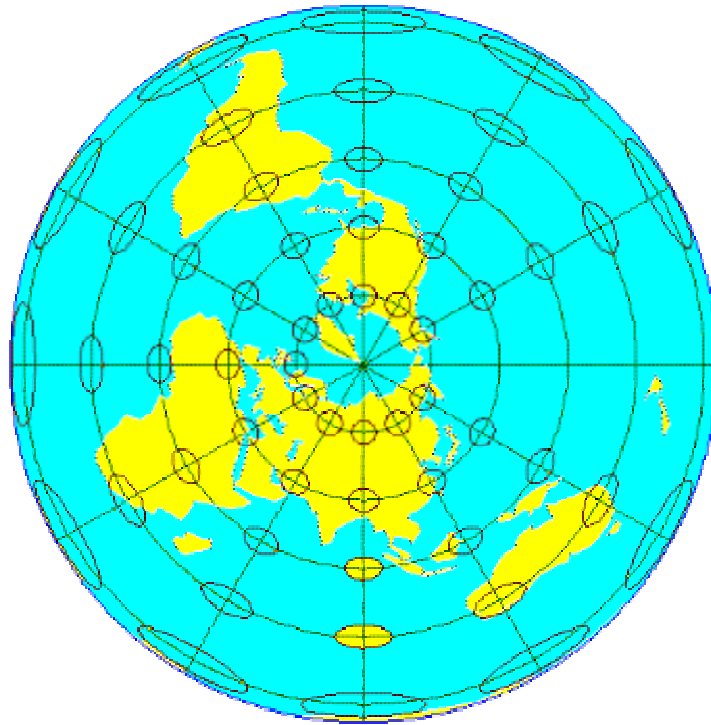


Figure 12. Projection azimutale équidistante

2.3.4. Autres projections

Il existe encore d'autres types de projection mais leurs utilisations en cartographie sont beaucoup plus spécifiques, voire difficiles, que celles des trois grandes familles qui viennent d'être exposées. C'est pourquoi nous ne nous attarderons pas dessus.

2.4. Paramètres de projection

Avant de projeter des données géolocalisées, il importe de connaître les paramètres du datum dans lequel elles sont exprimées, pour éventuellement procéder à un changement de système.

Système géodésique	Ellipsoïde associé	a	b	1/f	e
NTF	Clarke 1880 IGN	6378249.2	6356515.0	293.466021	0.08248325676
ED50	Hayford 1909	6378388.0	6356911.9461	297.000000	0.08199188998
WGS84	IAG GRS 1980	6378137.0	6356752.314	298.257222	0.08181919106

Tableau 1. Datums, ellipsoïdes et paramètres associés (IGN)

Zone Lambert	I	II	III	IV	II étendu
Zone application	53.5gr - 57gr	50.5gr - 53.5gr	47gr - 50.5gr	Corse	France entière
Latitude origine	55gr = 49°30′	52gr = 46°48′	49gr = 44°06′	46.85gr = 42°09′54"	52gr = 46°48′
Longitude origine	0gr Paris	0gr Paris	0gr Paris	0gr Paris	0gr Paris
Parallèles automécoïques	48°35′54.682" 50°23′45.282"	45°53′56.108" 47°41′45.652"	43°11′57.449" 44°59′45.938"	41°33′37.396" 42°46′03.588"	45°53′56.108" 47°41′45.652"
X0 : False Easting	600 000 m	600 000 m	600 000 m	234.358 m	600 000 m
Y0 : False Northing	200 000 m	200 000 m	200 000 m	185 861.369 m	2 200 000 m

Tableau 2. Projections Lambert associées au datum NTF (IGN)

Référentiel géodésique	RGF93
Ellipsoïde associé	IAG GRS80
X0 (False Easting)	700 000 m
Y0 (False Northing)	6 600 000 m
Latitude origine	46°30′ N
Longitude origine	3° Est Greenwich
Parallèles automécoïques	44° N et 49° N

Tableau 3. Projection Lambert 93 associée au datum RGF 93

Cours de Topographie et Topométrie Générale

Chapitre 2

Méthodes topométriques

Jean-Baptiste HENRY

Ingénieur Géomètre-Topographe

**Service Régional de Traitement
d'Image et de Télédétection**

Parc d'Innovation

Bd S. Brandt – B.P. 10413

67412 ILLKIRCH

Tél. 03.90.24.46.44

jb@sertit.u-strasbg.fr

Sommaire

3.1.	ELEMENTS DE BASE SUR LES APPAREILS TOPOGRAPHIQUES	4
3.1.1.	<i>Un point sur le vocabulaire</i>	4
3.1.2.	<i>Les nivelles</i>	5
3.1.3.	<i>Les lunettes</i>	5
3.2.	DETERMINATION DES ALTITUDES.....	5
3.2.1.	<i>Les techniques</i>	5
3.2.1.1.	Nivellement direct ou géométrique	6
3.2.1.2.	Nivellement indirect ou trigonométrique	7
3.2.1.3.	D'autres techniques	7
3.2.2.	<i>Les appareils</i>	7
3.2.3.	<i>Les réseaux de référence</i>	9
3.3.	DETERMINATION DES COORDONNEES	10
3.3.1.	<i>Calcul d'orientation et de distances</i>	10
3.3.1.1.	Les distances	10
3.3.1.2.	Le gisement	10
3.3.1.3.	La transmission de gisement	10
3.3.2.	<i>Les techniques</i>	11
3.3.2.1.	Orientation de cheminements	11
3.3.2.2.	Observation du canevas.....	12
3.3.2.3.	Les points de détails	12
3.3.3.	<i>Les appareils</i>	13
3.3.3.1.	Le théodolite.....	13
3.3.3.2.	Le tachéomètre	14
3.3.4.	<i>Les réseaux de référence</i>	15
3.3.5.	<i>Les sources d'information</i>	16
3.4.	DETERMINATION DE L'INCERTITUDE DE MESURE	17
3.4.1.	<i>Erreurs et fautes</i>	17
3.4.2.	<i>Méthodes de compensation</i>	17
3.4.2.1.	Compensation proportionnelle	17
3.4.2.2.	Compensation pondérée	17
3.4.2.3.	Compensation par les moindres carrés	18

Table des illustrations

FIGURE 1. EXEMPLE DE RETICULE, AVEC FILS STADIMETRIQUES.....	5
FIGURE 2. PRINCIPE DU NIVELLEMENT TRIGONOMETRIQUE	7
FIGURE 3. L'ALTITUDE ORTHOMETRIQUE	9
FIGURE 4. DEFINITION DU GISEMENT	10
FIGURE 5. CHEMINEMENT POLYGONAL.....	10
FIGURE 6. ORIENTATION DE CANEVAS	11
FIGURE 7. THEODOLITE ZEISS T1	13
FIGURE 8. LE RESEAU RGF 93	15
TABLEAU 1. LES PARAMETRES DES PROJECTIONS FRANÇAISES (IGN).....	16

L'objet de cette partie est de présenter les méthodes d'acquisition d'informations géométriques sur des objets par levé direct sur le terrain. L'ensemble des méthodes présentées ont chacune des spécificités, des conditions d'application et d'exécution précises.

3.1. Eléments de base sur les appareils topographiques

Présents dans tous les appareils professionnels qui seront évoqués dans la suite de ce cours, les nivelles et les lunettes sont des pièces majeures. Par conséquent, il convient d'en préciser la constitution et le principe de fonctionnement. Le réglage et la vérification de ces éléments très sensibles ne sera pas abordé ici, et il est conseillé de faire appel à un professionnel pour effectuer ces opérations.

3.1.1. Un point sur le vocabulaire

Ces précisions sémantiques concernent autant les appareils que les méthodes topographiques. Elles se concrétiseront au fil de l'avancée du cours.

Axe de visée, axe de collimation : ligne passant par les foyers de l'objectifs d'une lunette et le point de mesure en correspondance avec le réticule.

Basculement : la lunette du théodolite est tournée de 200 gr autour de l'axe horizontal pour éliminer les erreurs instrumentales.

Calage et mise en station : opération effectuée par l'opérateur pour amener l'axe vertical de l'appareil à l'aplomb d'un repère sur le sol.

Correction : valeur algébrique à ajouter à une valeur observée ou calculée pour éliminer les erreurs systématiques connues.

Croisée du réticule : croix dessinée sur le réticule représentant un point de l'axe de visée.

Erreur de fermeture : écart entre la valeur d'une grandeur mesurée en topométrie et la valeur fixée ou théorique.

Fils stadimétriques : lignes horizontales marquées symétriquement sur la croisée du réticule. Elles sont utilisées pour déterminer les distances à partir d'une échelle graduée placée sur la station.

Hauteur de l'appareil : distance verticale entre l'axe horizontal de l'appareil et celle de la station.

Implantation : établissement de repères et de lignes définissant la position et le niveau des éléments de l'ouvrage à construire.

Levé : relevé de la position d'un point existant.

Lunette : instrument optique muni d'une croisée de réticule ou d'un réticule, utilisé pour établir un axe de visée par l'observation d'un objet de mesure.

Mesurage : opérations déterminant la valeur d'une grandeur.

Nivelle : tube en verre scellé, presque entièrement rempli d'un liquide (alcool) dont la surface intérieure a une forme bombée obtenue par moulage, de sorte que l'air enfermé forme une bulle qui prend différentes positions suivant l'inclinaison du tube.

Nivellement : opération consistant à mettre une ligne ou une surface dans la position horizontale, ou mesurage de différences de niveaux.

Repères : points dont on connaît les coordonnées.

Réticule : disque transparent portant des traits ou des échelles. Il permet d'effectuer correctement des lectures.

Signal, balise : dispositif auxiliaire pour indiquer l'emplacement d'une station (par un jalon).

Station : tout point à partir duquel ou vers lequel on effectue une mesure. Cela peut être un point spécifié sur un bâtiment ou un point marqué dans la zone d'étude.

Tolérance : variation admissible pour une dimension.

3.1.2. Les nivelles

La nivelle se décline essentiellement en deux types : la section de tore et la section de sphère. Le but de cet instrument est de contrôler le calage d'un point, d'un plan, d'un axe de visée... On parle généralement de sensibilité de la nivelle pour qualifier la "vitesse" à laquelle va réagir la bulle. La valeur indiquée dans les documentations constructeur se réfère généralement à l'angle d'inclinaison nécessaire au déplacement de la bulle de une division (couramment 2mm). De façon générale, les nivelles toriques sont beaucoup plus sensibles, et précises que les nivelles sphériques. Ces dernières sont d'ailleurs généralement utilisées pour effectuer des calages rapides, avant l'emploi de nivelles électroniques et/ou la mise en action de dispositifs de compensation (cf. §3.2.1.1).

3.1.3. Les lunettes

Les lunettes sont des systèmes optiques comprenant un réticule et plusieurs lentilles, dont un dispositif de mise au point. Le système optique est caractérisé par les grandeurs classiques de l'optique géométrique : champ, grossissement...

Le réticule est le dispositif de lecture et de visée. Ce jeu de lignes (Figure 1) est actuellement gravé sur une lame à faces parallèles, mais en d'autres temps, on utilisait des toiles d'araignée d'Afrique !!

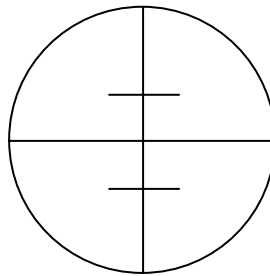


Figure 1. Exemple de réticule, avec fils stadimétriques

NB : la différence des lectures sur mire sur chacun des fils stadimétriques est une évaluation de la distance entre l'appareil et la mire, à une constante près. Cette constante, dite stadimétrique, est souvent de 100, et est précisée dans la documentation des appareils.

3.2. Détermination des altitudes

Les méthodes de détermination des altitudes ont connu un grand essor pendant les grandes périodes d'urbanisation et de viabilisation des espaces habités. L'objectif de ces mesures est de connaître précisément l'altitude de points, généralement pour assurer les écoulements. Par conséquent, la surface de référence la plus souvent considérée est le géoïde, par la connaissance de la verticale du lieu.

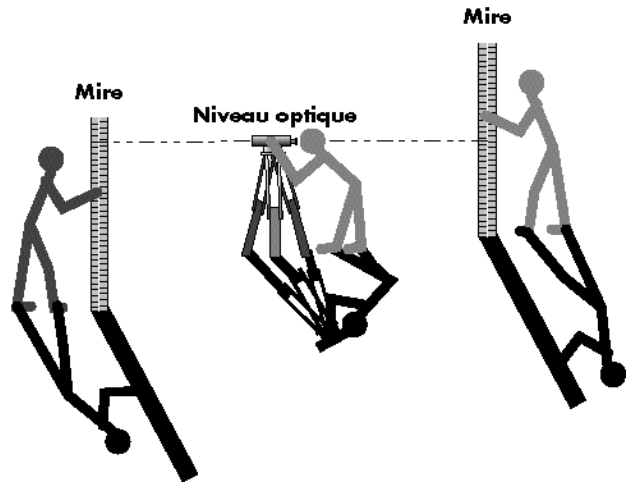
3.2.1. Les techniques

Les techniques de détermination des altitudes qui sont présentées ici diffèrent entre elles d'une part par le type d'instrument utilisé et la méthodologie, mais aussi par la précision que l'on peut en attendre. Bien évidemment, plus la précision recherchée est grande, plus les protocoles sont lourds à mettre en œuvre et les instruments coûteux à acquérir.

3.2.1.1. Nivellement direct ou géométrique

Les méthodes de nivellement direct constituent l'arsenal le plus efficace pour déterminer l'altitude de points particuliers. La précision des déterminations dépend du matériel employé (cf. §3.2.2) mais aussi et surtout, des méthodes, ce que nous allons aborder maintenant :

- Nivellement par rayonnement : la première mesure est effectuée sur un point d'altitude connue, de façon à déterminer l'altitude du plan de visée. A partir de là, toutes les altitudes sont déterminées par différence par rapport à ce plan. Cette méthode permet de lever rapidement un semis de points matérialisés (sondages, points de berges, de fonds...). Elle présente néanmoins l'inconvénient de n'offrir aucun contrôle sur les déterminations : toute erreur de lecture est indétectable et fatale.
- Nivellement d'itinéraires par cheminement : c'est la méthode la plus couramment employée pour déterminer les altitudes de points matérialisés, non situés à une même distance d'une seule station d'appareil. Elle est également plus sûre, quant aux éventuelles erreurs de lecture, et plus intéressante du point de vue de la précision des déterminations : on dispose de méthodes de compensation des erreurs très efficaces. Plusieurs règles sont appliquées pour minimiser l'influence des erreurs systématiques et accidentelles : les portées équidistantes, les contrôles de marche, le contrôle sur fermeture...
- Nivellement de franchissement : cette méthode est beaucoup plus difficile à mettre en œuvre et s'applique dans le cas de franchissement de vallées, où le principe des portées équidistantes est inapplicable. On travaille dans ce cas simultanément avec deux appareils, de part et d'autre de l'obstacle (le cas idéal étant de pouvoir les aligner avec les mires), afin de minimiser les erreurs instrumentales et atmosphériques.
- Nivellement d'auscultation : cette dernière méthode a pour objectif de déterminer la cote d'un repère et ses variations dans le temps (barrage, pont, bâtiment). Elle nécessite l'application de tous les principes énoncés précédemment, et plus encore : équidistance, réglage optimal du niveau, mires en invar, contrôles, problèmes de réfraction accidentelle (intérieur/extérieur d'un bâtiment), sûreté des repères...



Pour résumer :



Le principe du nivellement géométrique est la mesure d'une différence d'altitude, ou d'une succession de différences, par rapport à un plan ou un point connu. Il est réalisé au niveau, et la précision des mesures peut aller de $1/10^{\text{ème}}$ de mm à quelques mm, selon les matériels et protocoles mis en œuvre.

De manière générale, la relation entre l'altitude du point de départ R1 et le point d'arrivée R2 d'un nivellement par cheminement est donné par la relation :

$$Z_{R2} = Z_{R1} + \sum (AR - AV) \quad \text{Eq. 1}$$

où AR représente les lectures Arrière (en rapport à la direction de l'itinéraire), et AV les lectures Avant.

Lorsque les altitudes des points de départ et d'arrivée sont connus, on peut alors calculer la fermeture du cheminement :

$$f = \Delta H_{\text{obs}} - \Delta H_{\text{th}} \quad \text{Eq. 2}$$

Cette erreur de fermeture, normalement due aux erreurs accidentelles, doit être répartie sur l'ensemble du cheminement et de ses mesures. Les différentes méthodes disponibles seront abordées au paragraphe 3.4.2.

3.2.1.2. Nivellement indirect ou trigonométrique

A la différence, le nivellement trigonométrique est réalisé par calcul de la dénivelée à partir de la distance oblique entre les points, et l'angle (également appelé distance) zénithal. Le principe général est explicité par la figure ci-dessous.

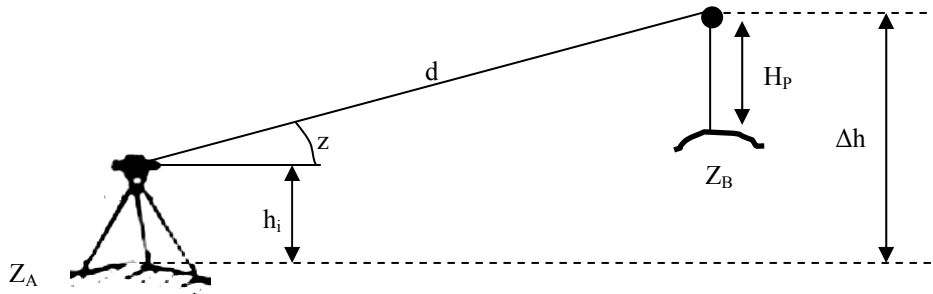


Figure 2. Principe du nivellement trigonométrique

Selon ce schéma, l'altitude du point B peut être reliée à celle du point A par la relation :

$$Z_B = Z_A + h_i + d \cdot \sin(z) - H_p \quad \text{Eq. 3}$$

Nous avons précédemment affirmé que la méthode du nivellement direct ou géométrique était beaucoup plus précise que celle-ci. Cela vient essentiellement du mode de détermination des différentes variables : h_i est mesuré au ruban (au centimètre, voire au demi centimètre près) comme la hauteur de prisme H_p , puis, interviennent les précisions de mesure sur la distance oblique et l'angle vertical. Il est néanmoins très utile pour déterminer la hauteur de point inaccessible (cf. fiches techniques).

Le nivellement trigonométrique peut être employé selon la méthodologie du cheminement. Ainsi, il n'est pas nécessaire de déterminer ni la hauteur d'appareil h_i , ni la hauteur de prisme (qui doit cependant rester constante pour une même station). On n'exploite alors que la distance oblique et la distance zénithale.

3.2.1.3. D'autres techniques

Les autres techniques de nivellement pourront peut-être paraître marginales, mais elles méritent cependant d'être citées. La première est le nivellement barométrique, qui exploite la chute de pression atmosphérique avec l'augmentation de l'altitude. Ce principe est utilisé dans la majorité des altimètres de sport, appareils qui doivent être recalés régulièrement pour leur assurer une efficacité maximale. Une seconde est constitué par les méthodes de nivellement hydrostatique. Il permet, par le principe des vases communicants, de réaliser un nivellement de haute précision, en permanence opérationnel sur un ouvrage.

3.2.2. Les appareils

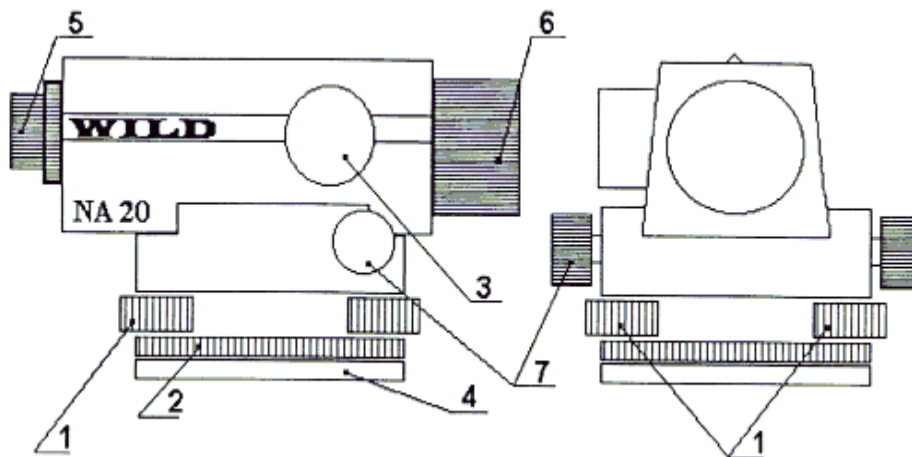


Le niveau est l'appareil employé pour le nivellement direct. L'indirect quant à lui, utilise le théodolite, que nous détaillerons dans la partie suivante (cf. §3.3.3).

- Le niveau de chantier : constitue le matériel le plus simple et le moins onéreux. Il offre généralement une précision très moyenne et est d'une mise en œuvre simple. Le calage est assuré par une nivelle torique.
- Le niveau automatique : constitue actuellement l'entrée de gamme de la plupart des constructeurs (les niveaux de chantiers sont de plus en plus souvent automatiques). Il est doté d'un système qui permet de compenser le défaut de calage de l'appareil à la mise en station (prisme suspendu, réticule suspendu, systèmes pendulaires...). Le dispositif de calage est alors une nivelle sphérique.



- Le niveau numérique : se répand toujours plus chez les professionnels. D'une grande simplicité d'utilisation, il utilise des principes de compensation similaires au niveau automatique, une caméra CCD et une mire à code barres. Il permet alors de s'abstenir complètement de la mesure, et des erreurs qu'elle comporte.



1	
2	
3	
4	
5	
6	
7	

3.2.3. Les réseaux de référence

Il existe plusieurs définitions de l'altitude, d'où plusieurs systèmes d'altimétrie. Le système en vigueur en France est appelé IGN69. Il est matérialisé sur le territoire par un maillage de points de différents ordres, exprimés en altitude normale. Cependant, à Strasbourg par exemple, trois systèmes coexistent :

- le système IGN 69, normal,
- le NGF (Nivellement Général de la France), orthométrique,
- et le NN (Normal Null) allemand, orthométrique.

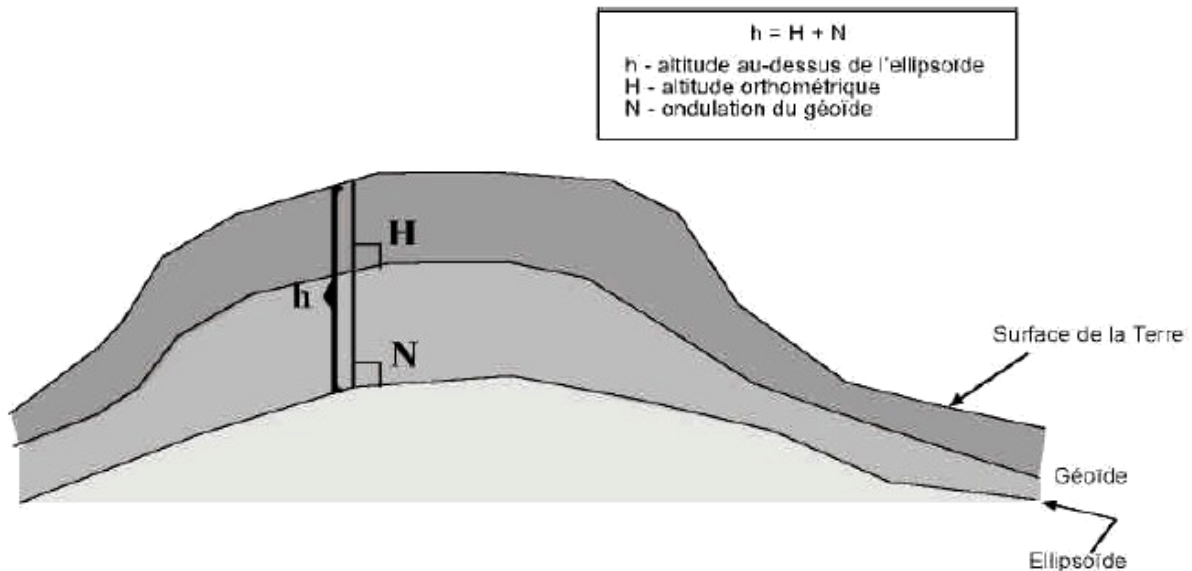


Figure 3. L'altitude orthométrique

Nous avons vu plus haut qu'il existait plusieurs surfaces de référence. Pour l'altimétrie, la surface physique de référence est le géoïde, normale en tout point à la verticale du lieu. Il est cependant possible de réaliser différentes mesures de hauteur au-dessus du géoïde. Lorsque cette mesure est effectuée selon cette verticale, on parle alors de hauteur orthométrique. Par contre, lorsque des mesures de gravimétrie sont réalisées, on accède à la valeur moyenne de la pesanteur normale, définissant ainsi la hauteur normale. L'IGN préconise pour ceci des mesures gravimétriques tout les kilomètres en terrain accidenté, et tout les 10 km en terrain plat.

Les repères de nivellement des réseaux de troisième et quatrième ordre sont généralement des troncs de cône, scellés dans un mur de maison, d'église, de cimetière... Il faut cependant être vigilant lors de l'utilisation de ce type de matérialisation. En effet, l'expérience montre que lorsque des maisons sont rénovées, ravalées, les repères sont enlevés puis remplacés. Bien évidemment, la valeur indiquée par la fiche signalétique correspondante est alors obsolète. Méfiance !!



Il est actuellement possible d'obtenir la fiche signalétique des repères de nivellement, mesurés dans le système IGN 69, gratuitement auprès de l'IGN, via son site Internet (<http://www.ign.fr> ; <ftp://ign.fr>). Ce point est abordé en fin du chapitre suivant.

TD : calcul d'un cheminement altimétrique

3.3. Détermination des coordonnées

Nous sommes à présent capables de déterminer, plus ou moins précisément, l'altitude de points particuliers du terrain. Il s'agit maintenant de les localiser en planimétrie.

3.3.1. Calcul d'orientation et de distances

Nous abordons ici quelques rappels sur le calcul d'angles et de distances à partir des coordonnées de points.

3.3.1.1. Les distances

Le calcul de la distance, horizontale ou non, entre deux points de coordonnées connues est extrêmement simple puisqu'il résulte de **l'application stricte du théorème de Pythagore**. On rappelle ici la formule générale de calcul de la distance à partir des coordonnées tridimensionnelles des points A et B :

$$d_A^B = \sqrt{(X_B - X_A)^2 + (Y_B - Y_A)^2 + (Z_B - Z_A)^2} \quad \text{Eq. 4}$$

Cette distance oblique peut être "rabattue" à la verticale, comme nous l'avons vu au paragraphe 3.2.1.2, et mesurer une dénivellée partielle. De la même façon, la distance horizontale peut être obtenue (Figure 2) :

$$d_H = d \cdot \cos(z) \quad \text{Eq. 5}$$

3.3.1.2. Le gisement

On définit le gisement comme l'**angle**, dans le plan horizontal, entre un vecteur, défini par deux points connus en coordonnées, et la direction du **nord cartographique**. Il est compté dans le **sens horaire**.

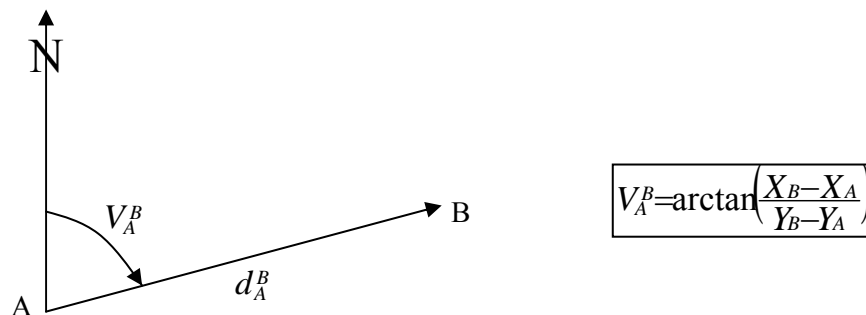


Figure 4. Définition du gisement

3.3.1.3. La transmission de gisement

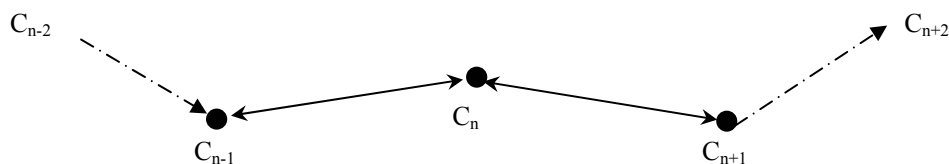


Figure 5. Cheminement polygonal

On suppose que le gisement du premier segment, entre les deux premiers points C_{n-2} et C_{n-1} du cheminement est connu. Ainsi, le gisement du segment suivant est donné par la relation :

$$V_{C_n}^{C_{n+1}} = V_{C_{n-1}}^{C_n} + (L_{C_n}^{C_{n+1}} - L_{C_n}^{C_{n-1}}) \pm 200 \text{ gon} \quad \text{Eq. 6}$$

Par conséquent, tout cheminement angulaire est calculé de proche en proche à partir des lectures L sur le cercle horizontal, et toujours à 200 grades près.

3.3.2. Les techniques

De façon générale, avant de lever les points de détails, il est nécessaire d'établir un canevas. Le principe est similaire à celui employé pour le nivellement par cheminement d'itinéraires : on détermine les coordonnées des points d'appui du canevas de proche en proche, à partir d'un point du réseau de référence.

3.3.2.1. Orientation de cheminements

Comme nous le verrons dans le paragraphe suivant, un théodolite est muni d'un dispositif de mesure des angles horizontaux. Afin de pouvoir déterminer les coordonnées de points à partir de points connus, il est nécessaire de déterminer l'orientation du zéro du cercle horizontal. Ce calcul est appelé la détermination du V_0 de la station.

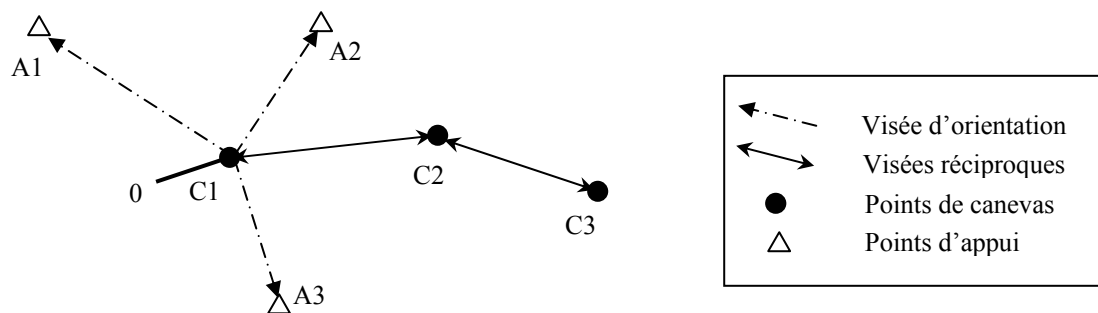


Figure 6. Orientation de canevas

Le cas le plus simple se trouve lorsque le premier point $C1$ est connu en coordonnées. On peut ainsi calculer les gisements des segments $C1-A_i$ facilement, et les rattacher au gisement de la visée à 0 gon sur le cercle horizontal. Pour chaque visée sur un point d'appui, on peut déterminer un V_{0i} , et leur moyenne donnera la V_0 de la station.

$$V_{0i} = V_{C1}^{A_i} - L_{C1}^{A_i} \quad \text{Eq. 7}$$

$$V_0 = \frac{\sum_{i=1}^n V_{0i}}{n} \quad \text{Eq. 8}$$

On peut également pondérer les observations en fonction des distances, en utilisant la racine carrée de la distance comme facteur de poids. On prend ainsi mieux en compte les erreurs de pointés sur les cibles.

$$V_0 = \frac{\sum_{i=1}^n p_i \cdot V_{0i}}{\sum_{i=1}^n p_i} \quad p_i = \sqrt{d_i} \quad \text{Eq. 9}$$



Cependant, avec ou sans pondération des visées, la règle veut que les visées sur références soient toujours beaucoup plus longues que celles sur les points de canevas. C'est une condition nécessaire pour réduire l'influence des erreurs de pointés sur les visées d'orientation.

3.3.2.2. Observation du canevas

Plusieurs méthodes d'observation de canevas sont disponibles, souvent regroupées sous la dénomination de polygonale :

- La triangulation : qui consiste à observer les angles entre les différents segments du réseau.
- La trilatération : qui consiste à en observer les distances.
- La triangulation, ou polygonation : qui consiste à observer angles et distances entre les points du canevas. C'est la méthode la plus couramment employée pour les travaux usuels. Elle est d'ailleurs grandement facilitée par les appareils disponibles sur le marché.

Comme pour la détermination des altitudes, si les points de départ et d'arrivée sont connus, il est possible de déterminer les fermetures de la polygonale. La première est la fermeture angulaire, obtenue par la relation suivante :

$$f_A = (n-2) \cdot 200 \text{ gon} - \sum_{i=1}^n A_i \quad \text{Eq. 10}$$

Le premier terme représente la somme théorique d'une polygonale à n cotés, et le second, la somme effective.

De même, il est utile de connaître les fermetures planimétriques en X et en Y, tout autant que la fermeture altimétrique. L'ensemble peut être regroupé dans la fermeture linéaire absolue :

$$f_X = X_f - X_c \quad \text{Eq. 11}$$

$$f_L = \sqrt{f_X^2 + f_Y^2 + f_Z^2} \quad \text{Eq. 12}$$

où X_f représente la coordonnée X calculée du point final, et X_c sa valeur connue.

3.3.2.3. Les points de détails

La théorie voudrait que l'on commence par déterminer les points de canevas puis, lorsque leurs coordonnées sont calculées et vérifiées, on passe seulement au levé des points de détail. Pratiquement, le détail est levé en même temps que la polygonale pour des questions évidentes de rentabilité, même si ces précautions sont parfois prises sur des réalisations de grande envergure.



Nous partirons du principe que la station est correctement orientée : il est recommandé, en début de station de procéder à toutes les **observations sur référence avant de commencer le levé** de détails. Puis en fin de levé, il est souhaitable de réaliser un **contrôle des fermetures** angulaires.

Depuis une station orientée, les coordonnées de tout point de détail mesuré peuvent être obtenus par le triplet de formules suivant :

$$X = X_s + d_i \cdot \sin z \cdot \sin(V_0 + H)$$

$$Y = Y_s + d_i \cdot \sin z \cdot \cos(V_0 + H)$$

$$Z = Z_s + d_i \cdot \cos z$$

3.3.3. Les appareils

3.3.3.1. Le théodolite

L'appareil de base pour les mesures d'angles. Il est essentiellement constitué, en plus de la lunette de visée, de deux cercles : un horizontal et un vertical. Nous allons ici en étudier brièvement la constitution (Figure 7).

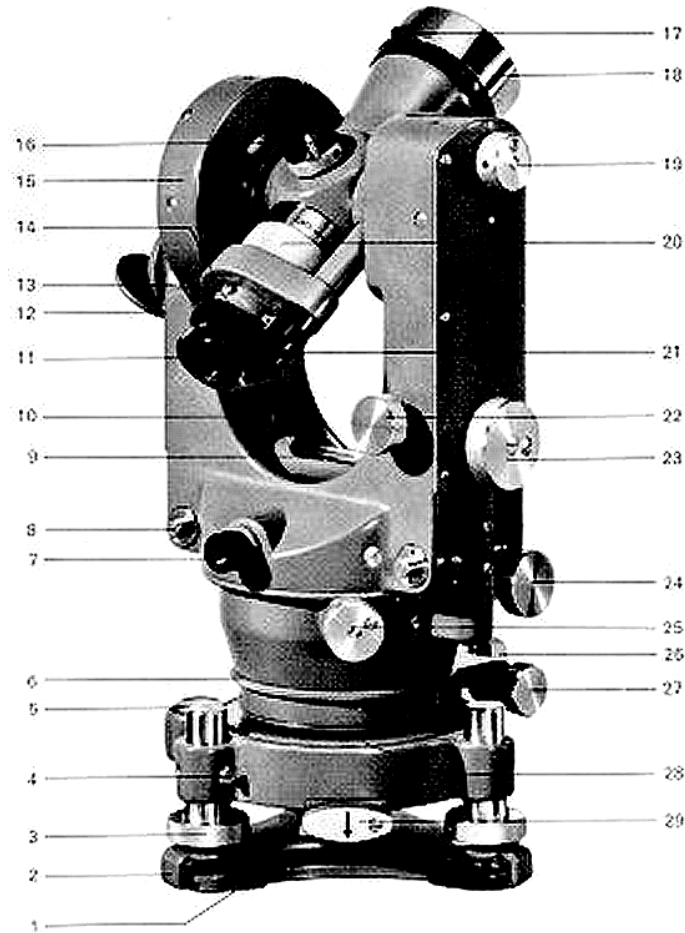


Figure 7. Théodolite ZEISS T1

No	Nom de l'élément	15	
1		16	
2		17	
3		18	
4		19	
5		20	
6		21	
7		22	
8		23	
9		24	
10		25	
11		26	
12		27	
13		28	
14		29	

3.3.3.2. Le tachéomètre



Le tachéomètre combine un théodolite et un dispositif de mesure de distance. Celui-ci peut être intégré à la lunette, ou indépendant et fixé au dessus de la lunette. Dans ce second cas, les systèmes de visée et de mesure de distance sont placés sur des axes parallèles : il est alors nécessaire de prendre en compte le déport entre les deux, extrêmement important sur les visées courtes. Les principes de la tachéométrie électronique sont relativement simples, et nous nous y limiterons (informations issues du Lexique Topographique de l'AFT).

Le dispositif de mesure électronique des longueurs est appelé distancemètre. L'émetteur produit un train d'ondes électromagnétiques et le récepteur analyse l'écho renvoyé par un réflecteur. L'onde émise est appelée onde porteuse, et fait l'objet d'une modulation. Le procédé de mesure consiste à comparer la phase de modulation de l'onde reçue à celle de l'onde émise après le trajet aller-retour.

Plus concrètement, la mesure est réalisée par une émission successive de plusieurs fréquences distinctes, permettant ainsi de lever l'ambiguïté sur le nombre de cycles entre l'émetteur et le réflecteur. Les réflecteurs les plus souvent utilisés sont des coins de cubes, ou prismes rhomboédriques.

3.3.4. Les réseaux de référence

Le réseau RGF est structuré hiérarchiquement en 3 parties : les réseaux de référence, de base et de détails.

Le **RRF** : Réseau de Référence Français

- 23 points déterminés par géodésie spatiale de grande précision (précision 10^{-7}).
- observations entre 1989 et 1993
 - mai 1989 : observations GPS pour le réseau européen (93 points en Europe, 8 en France)
 - juin 1989 : observations VLBI pour le réseau européen (6 points dont 2 en France)
 - 1992 : observations VLBI (1 point en France)
 - 1993 : observations GPS des 23 points du RRF

Le **RBF** : Réseau de Base Français

- 1 009 sites déterminés par technique GPS (précision 10^{-6})
- observations en 1994, 1995 et 1996

Le **RDF** : Réseau de Détail Français (en cours de réalisation)

- constitué en particulier de points de la NTF et de canevas géodésiques appuyés sur le RBF

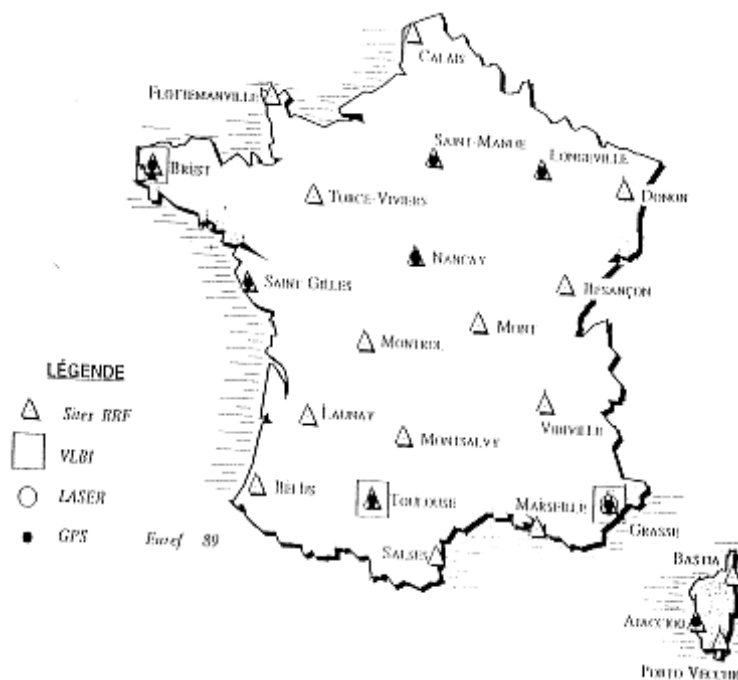


Figure 8. Le réseau RGF 93



Depuis décembre 2000, le **système en vigueur en France est le RGF 93**. Il dispose d'un jeu de paramètres donnant au système cartographique français une meilleure compatibilité avec le système GPS et le système WGS 84 qui lui est associé. Datum géodésique global, il est doté d'une projection plane : la projection Lambert 93. Elle est valable pour l'ensemble du territoire national. Tous les paramètres sont rappelés dans le tableau suivant (Tableau 1). D'autre part, pour l'altimétrie, le RGF 93 est doté d'un modèle de géoïde : le QGF98 (Quasi Géoïde Français).

Ce système succède à la NTF (Nouvelle Triangulation de la France) qui avait consacré dans les administrations et chez les professionnels l'emploi de la projection Lambert par zone (Tableau 1), et plus récemment, le Lambert II Etendu, applicable sur l'ensemble du territoire. Cependant, même si l'obligation légale pour les travaux topographiques est d'employer le RGF 93, la loi prévoit une certaine souplesse. La fourniture de données dans

tout système géodésique est envisageable, dès lors que les formules de transformation vers le RGF 93 sont fournies.

Zone Lambert	I	II	III	IV	II étendu
Zone application	53.5gr - 57gr	50.5gr - 53.5gr	47gr - 50.5gr	Corse	France entière
Latitude origine	55gr = 49°30'	52gr = 46°48'	49gr = 44°06'	46.85gr = 42°09'54"	52gr = 46°48'
Longitude origine	0gr Paris	0gr Paris	0gr Paris	0gr Paris	0gr Paris
Parallèles automécoïques	48°35'54.682" 50°23'45.282"	45°53'56.108" 47°41'45.652"	43°11'57.449" 44°59'45.938"	41°33'37.396" 42°46'03.588"	45°53'56.108" 47°41'45.652"
X0 : False Easting	600 000 m	600 000 m	600 000 m	234.358 m	600 000 m
Y0 : False Northing	200 000 m	200 000 m	200 000 m	185 861.369 m	2 200 000 m

Tableau 1. Les paramètres des projections françaises (IGN)

3.3.5. Les sources d'information

En France, la meilleure source d'information sur les référentiels reste l'Institut Géographique National, et les sites qui en dépendent. Sur son site Internet, on peut notamment accéder **gratuitement** :

- aux coordonnées des communes de France, ainsi qu'à toute une série d'informations collatérales :
 - les numéros de cartes couvrant la commune (du 1/25.000 au 1/100.000)
 - un accès vers la liste des missions de couverture photographique aérienne
- aux fiches signalétiques de points (planimétrie et altimétrie), à partir du numéro de la coupure 1/50.000 couvrant la zone
- la totalité des paramètres géodésiques actuellement et historiquement en vigueur en France, les moyens de transformation (formules, logiciel CIRCE 2000 de calculs de coordonnées RGF 93)
- une série de définitions et d'aide sémantique sur les termes et notions de géodésie.

TD : calcul d'un cheminement polygonal

3.4. Détermination de l'incertitude de mesure

Une mesure est entachée d'une certaine erreur, d'une incertitude. Elle provient de divers facteurs : la méthode utilisée, l'instrument employé, l'expérience de l'opérateur, la grandeur mesurée... Différentes notions sont utilisées pour qualifier la qualité de la mesure, et divers moyens existent pour répartir les résidus d'une série de mesure.

3.4.1. Erreurs et fautes

Nous avons jusqu'ici parlé de fautes, d'erreurs accidentelles et systématiques sans en donner une définition précise. Tous ces termes, bien que faisant partie du même champ sémantique, couvrent des notions différentes.

- La faute : manquement à une norme, aux règles d'une science, d'une technique (Petit Larousse). On parle de faute généralement à propos de l'opérateur, et peut être due à un manque de soin, le non respect des règles de base, le manque d'expérience...
- L'erreur systématique : se répète et se cumule à chaque mesure. Elle est le plus souvent due aux imprécisions de l'instrument (qualité des composants, défauts de réglages...) et aux contraintes de sa mise œuvre. L'influence de ces erreurs peut souvent être évaluée par calcul, et prise en compte dans la détermination finale.
- L'erreur accidentelle : de valeur et de signe aléatoires, elle peut avoir diverses origines : défaut de calage de l'appareil à la mise en station, erreur de pointé, de lecture, des paramètres extérieurs non maîtrisables (température, hygrométrie...), erreur de réfraction accidentelle...

Sur une série de mesures (cheminement altimétrique, polygonal), l'influence des erreurs systématiques doit être minimisée par la méthode employée. Par contre, il reste les erreurs accidentelles qui sont généralement considérées comme les seules participant aux fermetures.

3.4.2. Méthodes de compensation

Tout protocole de mesure génère des erreurs. Il est capital d'identifier, quantifier et réduire les erreurs systématiques, mais les erreurs accidentelles doivent être réparties sur l'ensemble. Plusieurs méthodes sont possibles, mais partent toutes globalement de l'hypothèse de l'équiprobabilité de chaque source d'erreur accidentelle lors de chaque mesure. Par exemple, sur un cheminement altimétrique, la probabilité de faire une erreur de lecture sur mire est identique qu'il s'agisse de la première ou de la nième dénivelée.

3.4.2.1. Compensation proportionnelle

C'est le mode de compensation le plus simple. Il exploite l'hypothèse d'équiprobabilité au mot : l'erreur globale constatée sur la série de mesures est la résultante des erreurs sur chaque mesure de la série. Par conséquent, la fermeture est répartie sur chaque mesure individuelle. Pour une fermeture f obtenue sur n mesures, la correction à appliquer aux observations est alors donnée par :

$$c = -\frac{f}{n} \quad [Eq. 13]$$

Elle peut s'avérer tout à fait suffisante pour la répartition de la fermeture d'un nivellement géométrique à portées strictement équidistantes et équivalentes.

3.4.2.2. Compensation pondérée

La compensation pondérée est une amélioration de la compensation proportionnelle. Elle prend en compte, par la pondération des observations, une certaine appréciation de la qualité des mesures. Tout le problème est alors de déterminer le facteur significatif agissant sur cette qualité. De même que précédemment, la correction à appliquer à la j ème observation sur n , de facteur de pondération p , est donnée par :

$$c^j = -f \frac{p^j}{\sum_{i=1}^n p_i^j} \quad [Eq. 14]$$

Dans le cas d'un tour d'horizon, on pourra prendre la distance au point comme facteur de pondération. En effet, en triangulation, le pointé sur des cibles lointaines est souvent bien plus précis que sur des cibles proches.

3.4.2.3. Compensation par les moindres carrés

Les méthodes précédentes s'appliquent dans les cas simples, où les mesures redondantes ne sont que peu ou pas présentes. Dès lors que l'on s'intéresse à un réseau de mesures, engendrant des déterminations multiples d'une même grandeur, il est impératif de pouvoir tirer parti de l'ensemble des observations sans créer de discordances entre elles.

Le principe des moindres carrés a pour objectif de minimiser les carrés des écarts entre les observations et la valeur vraie de la grandeur observée. Elle se base exclusivement sur la redondance de mesures. Un calcul abouti par moindres carrés donne accès à la valeur la plus probable de la grandeur mesurée, avec un indicateur de qualité primordial : l'erreur moyenne quadratique (souvent notée emq ; en anglais, rmse, *root mean square error*).

La complexité de la méthode ne nous permet pas de la présenter dans le détail. Nous nous limiterons par conséquent à une expression simplifiée, matricielle. La première étape est de définir des valeurs approchées des inconnues, pour pouvoir écrire la matrice V des écarts avec chaque mesure. Ensuite, l'équation suivante donne les appoints à apporter aux valeurs approchées pour obtenir les valeurs les plus probables, compte tenu des observations réalisées.

$$A = {}^t V.P.V \quad [Eq. 15]$$

Ainsi, l'erreur moyenne quadratique du calcul (m_{q_0}), également dite réduite à l'unité de poids, est donné par la relation :

$$m_{q_0} = \pm \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (p_i \cdot v_i^2)}{n-q}} \quad [Eq. 16]$$

avec p le poids de l'observation, v l'écart entre valeurs approchée et observée, n le nombre total d'observations, q le nombre d'observations strictement nécessaires au calcul de l'inconnue.

TD : compensation d'un nivellement et d'une polygonale

Cours de Topographie et Topométrie Générale

Chapitre 3

Le GPS

Jean-Baptiste HENRY
Ingénieur Géomètre-Topographe

**Service Régional de Traitement
d'Image et de Télédétection**
Parc d'Innovation
Bd S. Brandt – B.P. 10413
67412 ILLKIRCH

Tél. 03.90.24.46.44
jb@sertit.u-strasbg.fr

Sommaire

4.1.	LE SYSTEME.....	4
4.1.1.	<i>Le segment spatial.....</i>	4
4.1.1.1.	Les satellites	4
4.1.1.2.	Le signal GPS.....	5
4.1.1.3.	Le message de navigation.....	6
4.1.2.	<i>Le segment de contrôle.....</i>	6
4.1.3.	<i>Le segment utilisateur</i>	6
4.1.3.1.	Les types de récepteur.....	6
4.1.3.2.	Les services liés à GPS.....	7
4.2.	LES METHODES DE POSITIONNEMENT.....	7
4.2.1.	<i>Principe de la mesure GPS</i>	7
4.2.1.1.	Observation du code.....	7
4.2.1.2.	Observation de la phase.....	8
4.2.1.3.	Les facteurs de qualité.....	8
4.2.1.4.	De multiples sources d'erreurs	9
4.2.2.	<i>Type de positionnement basé sur les pseudo-distances.....</i>	10
4.2.2.1.	Positionnement autonome	10
4.2.2.2.	Positionnement différentiel	12
4.2.3.	<i>Type de positionnement basé sur la phase</i>	12
4.2.3.1.	Le mode statique	12
4.2.3.2.	Le mode dynamique	12
4.3.	PLANIFICATION ET PREPARATION.....	13
4.3.1.	<i>Choix de la méthode de levé.....</i>	13
4.3.2.	<i>Choix d'un récepteur.....</i>	14
4.3.3.	<i>Validation des matériels et procédures.....</i>	15
4.3.4.	<i>La reconnaissance de terrain.....</i>	15
4.4.	RATTACHEMENT DE CHANTIERS GPS	16
4.4.1.	<i>Le changement de système géodésique.....</i>	16
4.4.2.	<i>Considérations pratiques</i>	17

Table des illustrations

FIGURE 1. LES TROIS COMPOSANTES DE GPS.....	4
FIGURE 2. LA CONSTELLATION ET LES SATELLITES GPS.....	5
FIGURE 3. CODES DE MODULATION DU SIGNAL GPS ET LEURS LONGUEURS D'ONDE.....	5
FIGURE 4. MESURE DE PSEUDO-DISTANCE.....	7
FIGURE 5. LE GDOP, PRATIQUEMENT.....	8
FIGURE 6. POSITIONNEMENT GPS A LA VOLEE, PRECISION PLANIMETRIQUE.....	10
FIGURE 7. REPARTITION GEOGRAPHIQUE DES MESURES INSTANTANEEES.....	11
FIGURE 8. COMPORTEMENT TEMPOREL DE LA MOYENNE INSTANTANEE.....	11
FIGURE 9. TECHNIQUES DE POSITIONNEMENT ET PRECISIONS ASSOCIEES (EN METRES).....	13
FIGURE 10. FACTEURS A PRENDRE EN COMPTE POUR LE CHOIX D'UN RECEPTEUR.....	15
FIGURE 11. INTERFACE DU LOGICIEL CIRCE 2000, © IGN.....	16
TABLEAU 1. RECAPITULATIF DES METHODES GPS.....	13
TABLEAU 2. TYPE D'OBSERVATIONS NECESSAIRES POUR LES DIFFERENTES TECHNIQUES DE POSITIONNEMENT.....	14
TABLEAU 3. RECONNAISSANCE DE TERRAIN.....	16

GPS (*Global Positioning System*) ou NAVSTAR (*Navigation System by Timing And Ranging*) est à l'origine un système militaire américain, conçu dans les années 70 et contrôlé par le Département de la Défense (DoD). Il a succédé au système TRANSIT/NNSS, opérationnel en 1964.

GPS est un système spatial de radio-positionnement et de transfert de temps. Il fournit, à un nombre illimité d'utilisateurs à travers le monde, dans un système global et unique, quelles que soient les conditions météorologiques, une information de position, de vitesse et de temps.

4.1. Le système

L'exploitation civile du système GPS doit être considéré du point de vue de ses trois composantes essentielles : les segments spatial, de contrôle et les utilisateurs (Figure 1). Cet aperçu global du système a pour objet de cerner au mieux ses capacités et d'en comprendre ses limites intrinsèques.

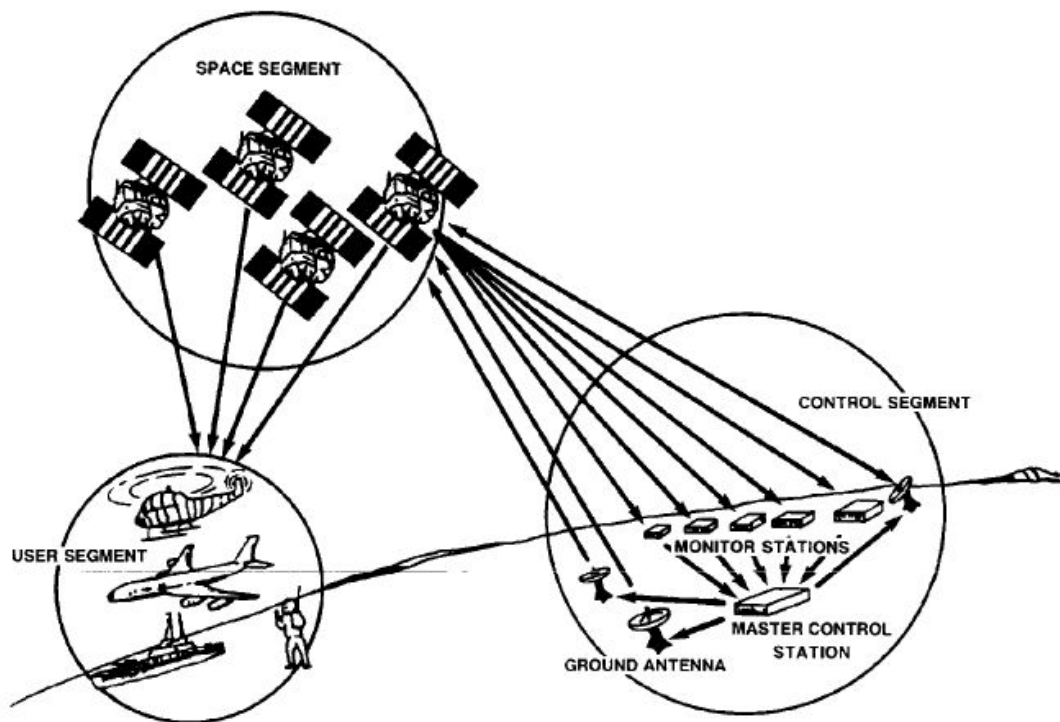


Figure 1. Les trois composantes de GPS

4.1.1. Le segment spatial

Il inclut tous les éléments orbitaux du dispositif de positionnement : les plates-formes, le signal GPS et le message de navigation. Ces éléments vont nous permettre d'envisager les modes d'exploitation.

4.1.1.1. Les satellites

L'utilisation quasi-permanente de GPS est possible depuis février 1994, période à laquelle la constellation de 21 satellites (+3 en réserve) a été déclarée opérationnelle. Ces satellites sont en orbite quasi-polaires, à 20200 km d'altitude. Ils sont répartis sur six plans orbitaux, décalés de 60 degrés (Figure 2).

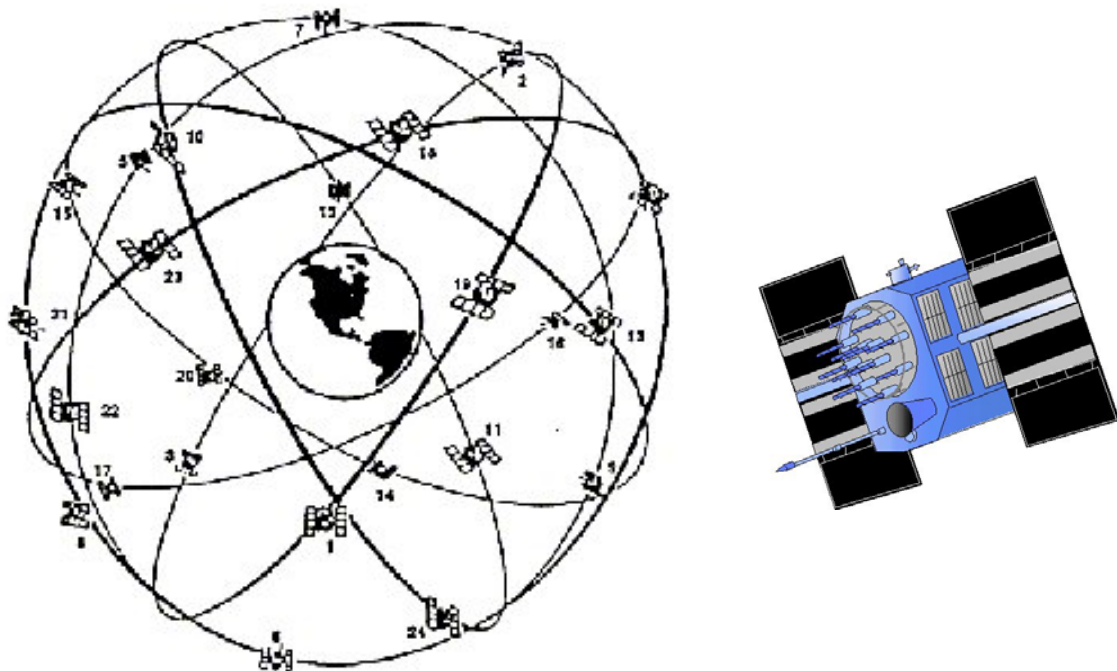


Figure 2. La constellation et les satellites GPS

La période de révolution des satellites est de 12 heures sidérales (soit 11 heures et 58 minutes). Par conséquent, on retrouve les mêmes satellites, dans les mêmes positions, deux fois par jour (détail apparemment futile, mais souvent très utile dans la planification des missions de terrain !).

4.1.1.2. Le signal GPS

Le signal GPS est émis par les satellites de la constellation en direction de la surface de la Terre. Il se compose actuellement de deux fréquences porteuses : L1 à 1575.42 MHz, et L2 à 1227.60 MHz, dont la stabilité est assurée par des horloges atomiques. Elles correspondent à des longueurs d'onde de 19 cm pour L1, et 24 cm pour L2. Elles sont générées à partir d'une fréquence f_0 , dite fondamentale, à 10.23 MHz.

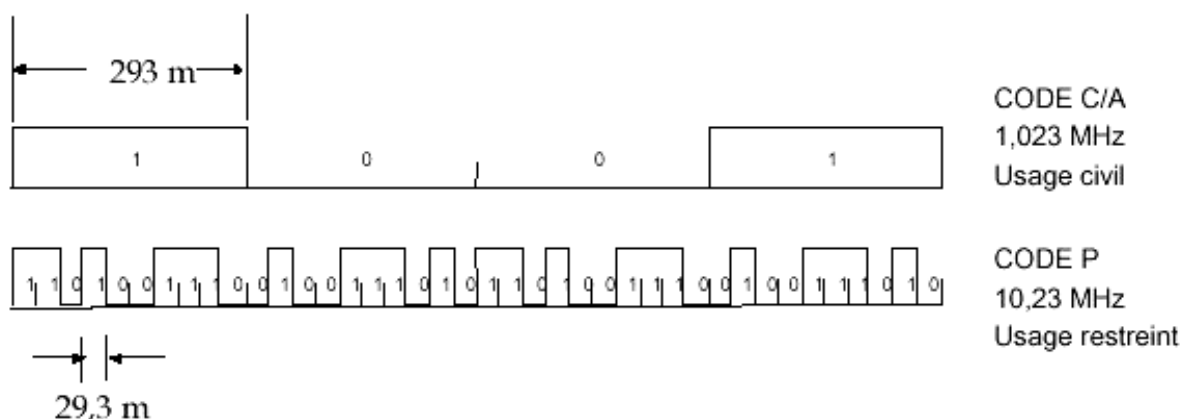


Figure 3. Codes de modulation du signal GPS et leurs longueurs d'onde

Ces fréquences sont modulées par des codes pseudo-aléatoires :

- Le code C/A (*Coarse/Acquisition* ou *Clear/Access*) modulant L1. Il est accessible à tous les utilisateurs.

- Le code P (*Precise*) modulant L1 et L2, n'est accessible qu'aux utilisateurs habilités.
- Et enfin, le message de navigation, à 50 Hz, que nous présentons au paragraphe suivant.

4.1.1.3. Le message de navigation

Le message de navigation contient des informations fondamentales pour l'exploitation du système GPS. En l'occurrence, il contient :

- Le temps GPS, défini par le numéro de semaine et le temps dans la semaine. L'origine du temps GPS se situe au 6 janvier 1980 à 0h00, l'origine de la semaine le dimanche à 0h00.
- Les éphémérides, comprenant les paramètres utiles au calcul de la position du satellite émetteur à une dizaine de mètres près.
- Les almanachs, contiennent les mêmes informations que les éphémérides, à une précision moindre, et concernent l'ensemble de la constellation.
- Les coefficients d'un modèle mondial de correction ionosphérique.
- Des informations sur l'état de la constellation.
- Le modèle de comportement des horloges et les paramètres de transformation du temps GPS vers le temps UTC.

4.1.2. Le segment de contrôle

Constitué de cinq stations au sol, le segment de contrôle a pour mission :

- L'enregistrement des signaux et la prédiction des éphémérides.
- L'observation du comportement des oscillateurs, le calcul des paramètres de synchronisation et de dérive d'horloge.
- La collecte d'informations météorologiques.
- L'envoi aux satellites d'informations nécessaires à la composition du message de navigation.

Grâce à ces interventions, conjointement à celles de stations de mesure réparties sur l'ensemble du globe, l'IGS (*International GPS Service for Geodynamics*) donne accès à des éphémérides dites précises permettant des calculs d'orbitographie très fins (cf. §4.1.3.2).

4.1.3. Le segment utilisateur

Ce troisième et dernier segment est bien évidemment celui qui nous intéresse le plus. A l'heure actuelle, les utilisateurs du système GPS constituent une population très diversifiée, tant dans ses objectifs que dans ses moyens. Nous nous intéresserons d'abord aux types de récepteur (assez représentatif du public concerné et de ses besoins), pour nous pencher ensuite sur les méthodes de mesure de position absolues ou relatives.

4.1.3.1. Les types de récepteur

Plusieurs types de récepteurs GPS existent dans diverses gammes d'application, de prix, de précision et de difficulté de mise en œuvre. Nous en dressons ici un bref aperçu, découpé en deux catégories : les appareils grand public, que l'on peut trouver dans les magasins de sports et loisirs, et les appareils professionnels.

La catégorie des appareils grand public travaille en mono-fréquence (L1), par mesure de pseudo-distance. Actuellement, une grande majorité dispose d'une entrée/sortie au format NMEA qui leur permet soit d'exporter leurs données vers un outil externe (PC avec module d'intégration GPS par exemple), soit de recevoir des corrections différentielles d'une station fixe émettrice (mode DGPS, souvent utilisé en navigation maritime pour laquelle beaucoup de phares et de signaux sont équipés d'une antenne GPS et d'un canal d'émission radio) :

- Récepteur de navigation simple (de 150€ à 300€).
- Récepteur de navigation avec outils cartographiques (à partir de 300€).

Quant aux appareils professionnels, ils peuvent travailler sur les deux fréquences, en mesurant les pseudodistances et la phase :

- Récepteur géodésique mono-fréquence (jusqu'à 15k€)
- Récepteur géodésique bi-fréquence (à partir de 15k€)

4.1.3.2. Les services liés à GPS

Dans le cadre de travaux de grande envergure, il est possible d'exploiter plusieurs sources de données accessibles via Internet. C'est notamment le cas des éphémérides précises du Service International de GPS pour la Géodynamique (IGS). Ces données sont généralement disponibles avec un délai de dix jours, et permettent de réaliser de véritables exploits tant sur la détermination des orbites que sur celle de points levés. Elles sont obtenues grâce aux mesures réalisées en continu par des centaines de stations de réception et sont généralement fournies dans le système ITRF (*International Terrestrial Reference Frame*). La France participe activement à ce service grâce au Réseau Géodésique Permanent (RGP), en cours de densification.

Le second service concernant GPS est le centre de navigation des garde-côtes (*U.S. Coast Guard Navigation Centre*). Ce service permet d'obtenir de multiples informations sur la constellation : état des satellites, pannes récentes, description des fichiers d'orbites...

4.2. Les méthodes de positionnement

Au paragraphe précédent, nous évoquons deux familles de récepteurs : les premiers dits de navigation, et les seconds dits géodésiques. Ils se distinguent par leur prix d'acquisition d'une part, mais aussi, et surtout, par leurs méthodologies de mise en œuvre. Avant toute chose, il est nécessaire de présenter le principe de la mesure GPS et les différentes sources d'erreurs qui lui sont liées.

4.2.1. Principe de la mesure GPS

La mesure géodésique par GPS peut être scindée en deux composantes : la mesure de pseudo-distances par observation du code, et la mesure de phase. Chacune d'elle dispose de ses avantages, de ses limites et doit être rattachée au matériel, à la précision souhaitée et au mode opératoire.

4.2.1.1. Observation du code

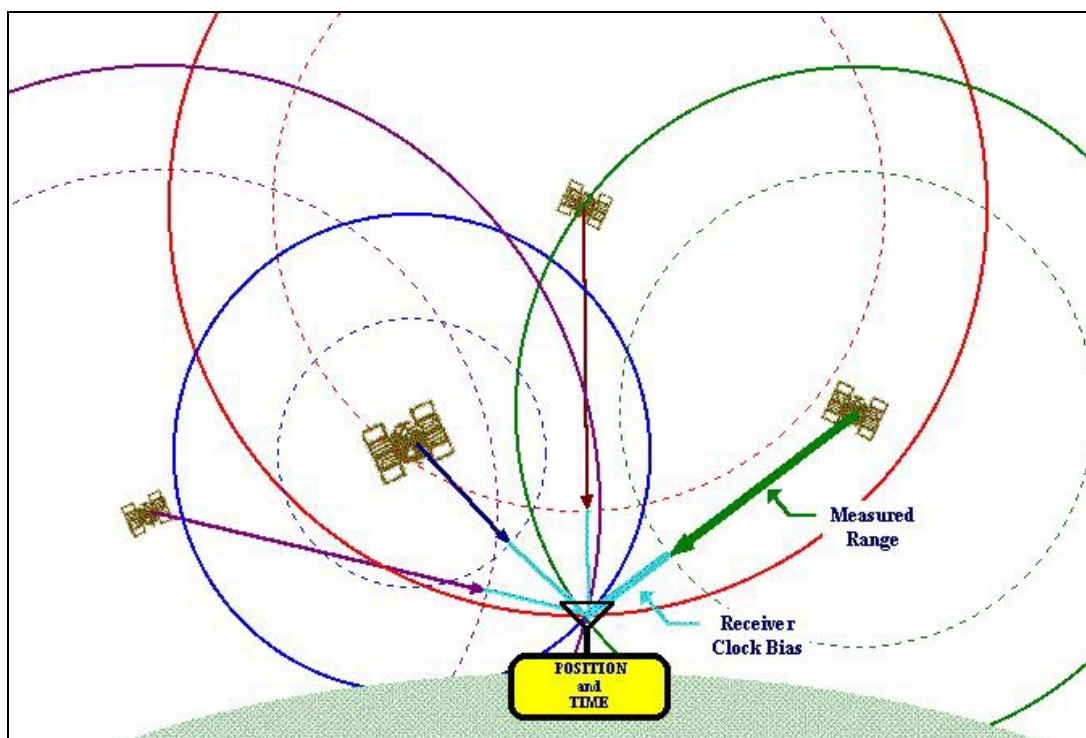


Figure 4. Mesure de pseudo-distance

La mesure de pseudo-distance par observation du code est basée sur une analyse de corrélation entre le signal émis par un satellite et la réplique générée par le récepteur. Ainsi, le décalage temporel observé entre ces deux signaux nous donne le temps mis par l'onde pour parcourir la distance entre son point d'émission et son point de réception. La position du récepteur est alors calculée par intersection de sphères, d'où la nécessité de disposer d'au moins quatre satellites en visibilité.

Un tel calcul nécessite des outils extrêmement précis : stabilité de la réplique du code généré par le récepteur, résolution de la mesure de temps (quelques dixièmes de nano secondes pour les meilleurs !)..

4.2.1.2. Observation de la phase

De fortes imprécisions entachent la qualité du positionnement par mesure de code. Plutôt que de mesurer un temps de parcours de l'onde électromagnétique, on va s'intéresser à la détermination du déphasage entre le signal reçu et sa réplique générée par le récepteur, la phase de battement. Se basant sur l'effet Doppler, on détermine alors la variation de la distance entre satellite et récepteur. L'essentiel du problème est alors de déterminer le nombre de cycles nécessaire au parcours de cette distance. Cette inconnue, couramment appelée l'ambiguïté entière, est difficilement accessible, et on utilise des méthodes de différentiation (simple, double, triple), selon la configuration des observations. Elles ont cependant pour avantage de réduire l'influence des erreurs citées au paragraphe 4.2.1.4.

4.2.1.3. Les facteurs de qualité

Le principe du positionnement par GPS nous montre que des contraintes existent en terme de distribution de la constellation. En effet, une mauvaise répartition des satellites engendrera une faible précision de positionnement. Pour qualifier cette géométrie, on dispose généralement d'indicateurs notés DOP (*Dilution Of Precision*) et qui donnent, à un instant donné, une appréciation de l'affaiblissement de la précision pour :

- Un positionnement planimétrique : HDOP (*Horizontal DOP*)
- Un positionnement altimétrique : VDOP (*Vertical DOP*)
- Une détermination du temps : TDOP (*Time DOP*)
- Un positionnement 3D (avec un minimum de trois satellites) : PDOP (*Position DOP*)

Enfin, on retient souvent un dernier facteur appelé GDOP (*Geometric DOP*) qui intègre le PDOP et le TDOP. Il n'est le plus souvent accessible que sur des récepteurs géodésiques et nécessite la visibilité de quatre satellites au minimum.

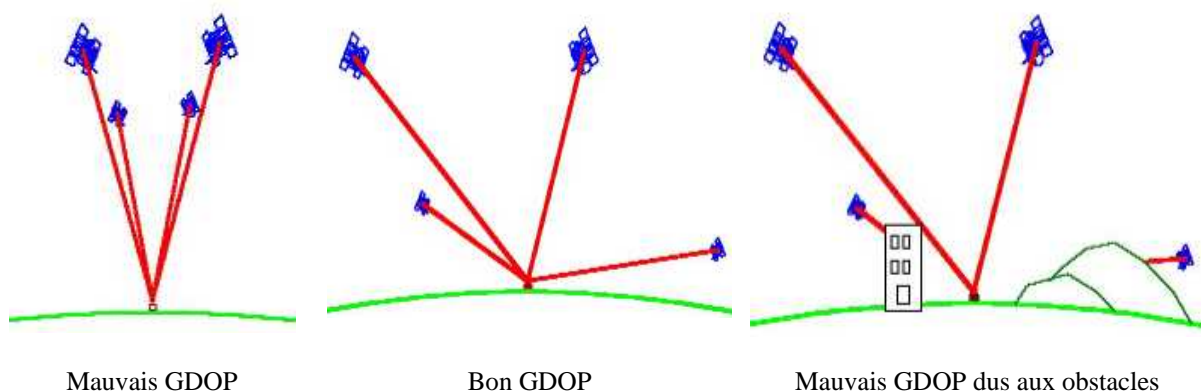


Figure 5. Le GDOP, pratiquement

Généralement, pour un positionnement par pseudo-distance et si plus de quatre satellites sont visibles (ce qui est le plus souvent le cas en milieu naturel, mais peut parfois s'avérer difficile en zone urbaine), les paramètres du DOP servent à choisir les quatre satellites les mieux placés, de façon à proposer les meilleurs résultats.

4.2.1.4. De multiples sources d'erreurs

Les erreurs sur la mesure GPS résultent d'une combinaison complexe de trois composantes :

- **le bruit** : combinaison du code PRN et du bruit intrinsèque au récepteur. Ces deux composantes sont chacune évaluées à environ 1m.
- **les biais** :
 - l'accès sélectif (SA) : jusqu'au 2 mai dernier, cette dégradation volontaire engendrait une erreur de positionnement d'environ 100m. Les méthodes différentielles étaient alors les seules à donner le moyen de le minimiser.
 - la dérive d'horloge d'un satellite : jusqu'à 1m.
 - la précision des données des éphémérides diffusées : 1m.
 - le délai troposphérique : 1m. Sa modélisation nécessite la prospection de cette couche basse de l'atmosphère, grâce à des mesures de température, pression et humidité dans différentes conditions météorologiques.
 - le délai ionosphérique non modélisé : 10m. Les coefficients de correction transmis dans le message de navigation ne peuvent permettre l'élimination que d'environ la moitié du retard.
 - le multi-trajet : du aux réflexions multiples, sur les surfaces proches du récepteur, qui interfèrent avec le signal direct. Cette composante est difficile à détecter et à éviter.
- **les fautes** :
 - du segment de contrôle, humaine ou informatique, peuvent provoquer des erreurs du mètre à la centaine de kilomètres.
 - de l'utilisateur. Une erreur sur la sélection du datum peut se chiffrer du mètre à la centaine de mètres.
 - la défaillance du récepteur, tant au niveau matériel que logiciel.

4.2.2. Type de positionnement basé sur les pseudo-distances

Nous abordons ici les méthodes de positionnement basé sur l'observation de pseudo-distances, c'est-à-dire la mesure du code C/A. C'est la mesure qu'il est généralement possible de faire couramment avec les récepteurs de navigation. Nous ferons référence ici à l'étude interne au SERTIT (Service Régional de Traitement de l'Image et de Télédétection) menée au cours de l'été 2000 sur la qualification des capacités d'un récepteur GPS de navigation, suite à la levée du SA.

4.2.2.1. Positionnement autonome

Cette méthode consiste à obtenir la position du récepteur, en absolu, par intersection des sphères (Figure 4) d'émission de chaque satellite. Cette méthode permet d'obtenir une erreur moyenne de positionnement d'une dizaine de mètres à la volée. Le graphe suivant (Figure 6) présente l'histogramme de la distribution des écarts entre les mesures instantanées et la valeur géodésique (donnée par la fiche signalétique du point observé). La précision décimétrique annoncée est validée par 99,5% des mesures.

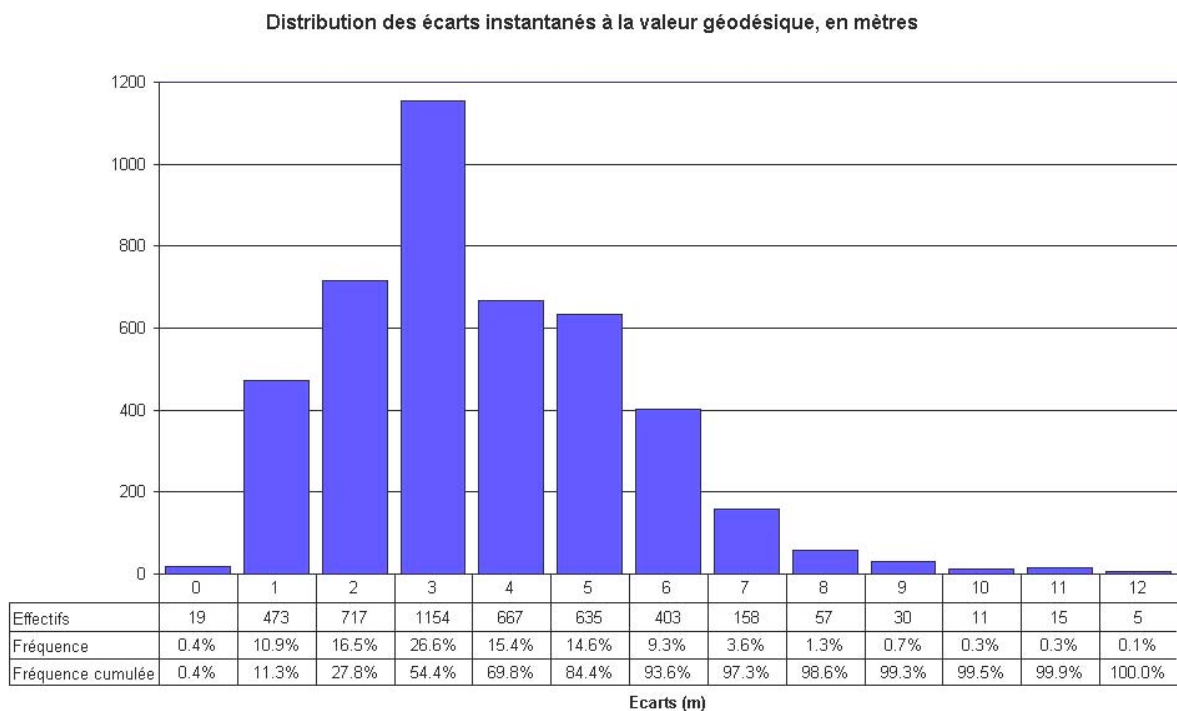


Figure 6. Positionnement GPS à la volée, précision planimétrique

Il peut cependant être nécessaire d'obtenir des résultats plus fins et l'étude menée par le SERTIT a montré que le calcul d'une position moyenne, sur environ 10 minutes, était un bon moyen de réduire l'erreur sur la position absolue. Deux éléments ont été considérés : tout d'abord, le comportement temporel de la moyenne instantanée des mesures, puis la validité de cette valeur moyenne par rapport aux coordonnées connues. Pour le premier point, nous avons constaté qu'une période d'observation de vingt minutes environ garantissait une convergence absolue de la moyenne instantanée à moins de 1 mètre de sa valeur finale (Figure 8).

De manière générale, sur l'ensemble des points test observés, on constate que les mesures se répartissent aléatoirement dans un cercle d'un rayon moyen d'environ huit mètres (Figure 7). Par conséquent, on peut ainsi mesurer pleinement le gain du calcul de la moyenne, minimisant le caractère aléatoire de la mesure isolée.

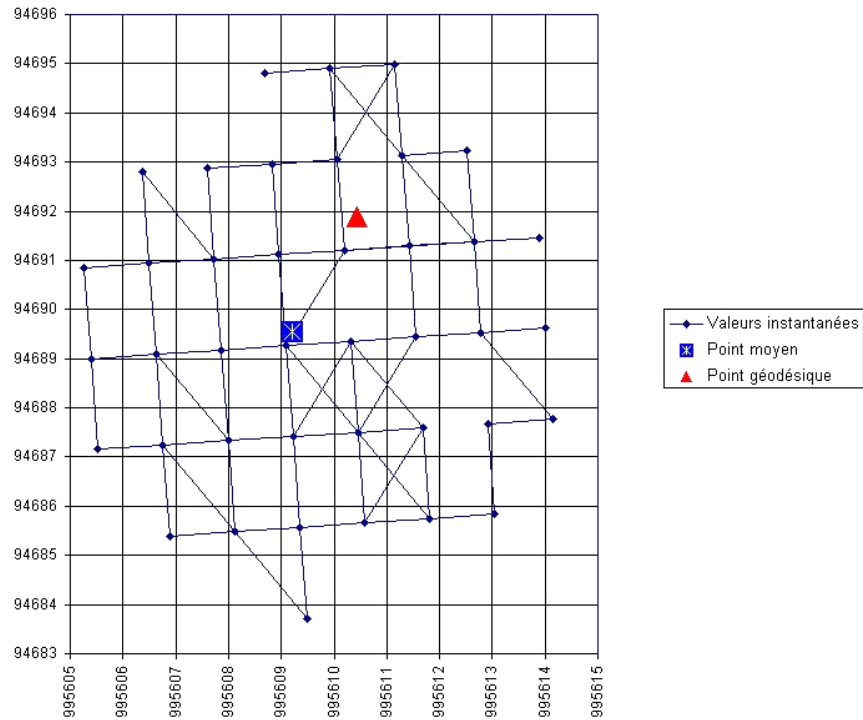


Figure 7. Répartition géographique des mesures instantanées

Convergence vers la moyenne sur 4 points test

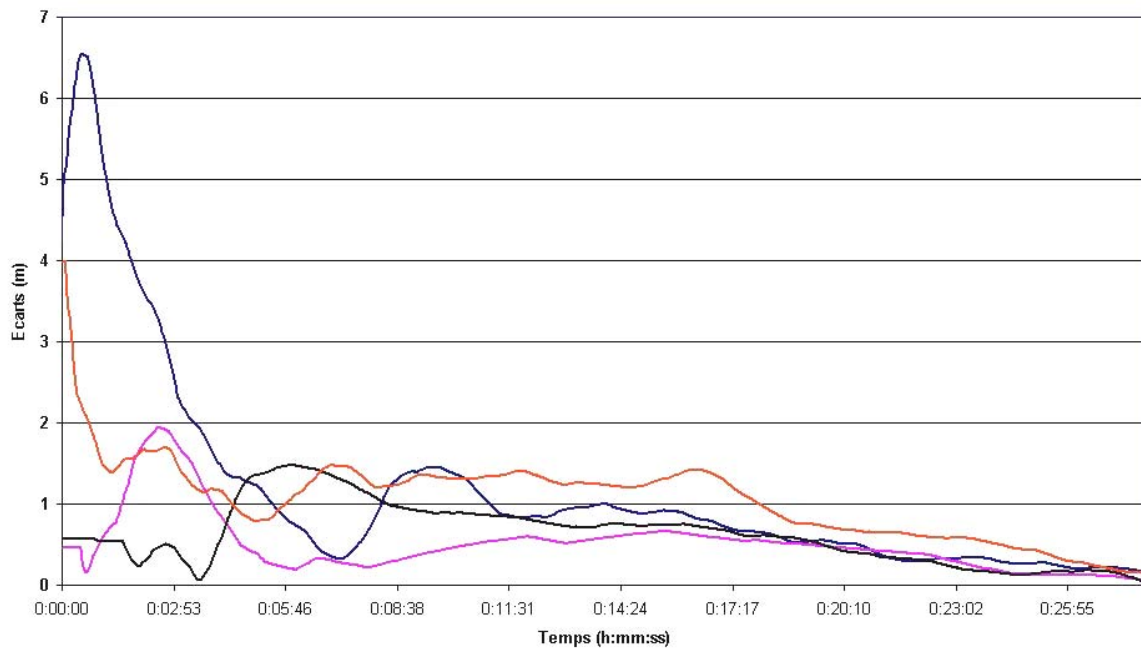


Figure 8. Comportement temporel de la moyenne instantanée

Pour conclure, la précision du positionnement autonome est étroitement liée à la précision des éphémérides radiodiffusées. De multiples corrections sont envisageables pour améliorer le résultat, mais la qualité du récepteur utilisé (niveau de bruit sur les mesures) et la présence de multi-trajets sur le site seront les facteurs limitant.

4.2.2.2. Positionnement différentiel

Les méthodes de positionnement différentiel peuvent s'appliquer avec tous les types de matériel (navigation ou géodésique) et se déclinent en deux grandes familles : le **post-traitement** et le **temps réel**. La première méthode est la plus simple et la moins coûteuse ; la seconde est plus complexe et nécessite un système de communication pour transmettre les données.

Dans ce type de positionnement, on considère que les principales erreurs du GPS (orbitales, atmosphériques et dérive d'horloge) sont du même ordre de grandeur dans la région avoisinant la station de contrôle (ou pivot). Ce pivot enregistre les mesures et calcule en continu la position des satellites en visibilité. Il détermine alors les corrections différentielles qui sont envoyées, ou appliquées, à tous les récepteurs situés dans son secteur. C'est la méthode dite des **corrections aux positions**. Elle présente néanmoins une contrainte majeure : les mêmes satellites doivent être observés par les deux stations. Un problème de masque peut faire échouer cette méthode, qui est de ce fait, le plus souvent utilisée dans le domaine maritime. En positionnement différentiel, la méthode d'application de **corrections aux observations** est préférable à celle des corrections appliquées aux positions.



Quelle que soit la méthode de correction, qu'elle soit appliquée en temps réel ou en post-traitement, il demeure que **plus le récepteur mobile est éloigné du pivot plus les erreurs aux deux emplacements diffèrent**. Le positionnement différentiel devient alors de plus en plus inexact. On distingue alors trois classes de ligne de base :

- **les bases très courtes** (inférieures à 5 km). Dans ce cas, on peut utiliser indifféremment un récepteur mono fréquence (2 ppm) ou bi-fréquence (1 ppm), ces seuls critères de précision étant noyés dans le bilan d'erreur global. Pratiquement, la différence se verra au temps d'initialisation du récepteur. Pour la mesure en mono fréquence, 5 min sont nécessaires à l'initialisation et 10 min pour une détermination centimétrique. En bi-fréquence, l'initialisation prend environ 30 s et calcule un point en 6 min.
- **les bases moyennes** (de 5 à 20 km). Sur le territoire métropolitain, il est assez rare d'avoir à réaliser des bases de cet ordre de grandeur, sauf dans le cas de chantier de rattachement très spécifique. Là encore, le temps d'initialisation va jouer le rôle déterminant. Sur une base de 5 à 10 km, un mono fréquence aura besoin de 30 à 60 min alors qu'un bi-fréquence n'en demandera que 7 à 15. Et si la valeur de base est poussée entre 10 et 20 km, on passe à des durées de 1 à 2 h, et 15 à 30 min, respectivement.
- **les bases longues** (au-delà de 20 km). Il est alors très difficile de fixer raisonnablement les ambiguïtés entières. Les temps d'observations et les volumes de calcul deviennent dans ces cas extrêmement lourds.

4.2.3. Type de positionnement basé sur la phase

Les mesures de phase ne sont généralement (du moins en topographie) pas effectuées seules et sont accompagnées des mesures de codes. Elles peuvent être réalisées en deux modes : statique et dynamique.

4.2.3.1. Le mode statique

Le GPS statique consiste à observer l'information de phase en deux points (au moins) pendant une longue durée (de une à plusieurs heures selon le type d'application). Les remarques énoncées au paragraphe précédent restent bien évidemment valables. L'intérêt des temps d'observation longs est de pouvoir tirer parti des évolutions de la géométrie de la constellation, contribuant ainsi à une meilleure résolution des ambiguïtés entières et à une amélioration de la solution.

4.2.3.2. Le mode dynamique

Le mode dynamique se décline en plusieurs méthodologies d'observations, dont la facilité de mise en œuvre est fortement conditionnée par le matériel employé d'une part, et d'autre part, par la finalité des mesures.

- **Cinématique**. Lorsqu'il est basé sur la mesure de phase, le mode cinématique nécessite l'entière détermination des ambiguïtés pour obtenir des précisions décimétriques. Anciennement, il était nécessaire d'initialiser le mobile sur une position fixe mais à présent, des algorithmes de calcul "on the fly" sont couramment intégrés dans les contrôleurs. On l'applique généralement pour établir une

relation entre des éléments physiques et des données recueillies à bord d'un véhicule en mouvement (avion pour des prises de vues aériennes).

- **Semi-cinématique**, de l'anglais **Stop-and-Go**. Cette méthode consiste à stationner sur chacun des points à mesurer pendant une dizaine de secondes. Avant le départ du mobile, les ambiguïtés entières doivent être déterminées et le mobile doit maintenir un verrouillage sur quatre satellites au moins. Si le verrouillage est perdu, l'opérateur doit alors retourner au dernier point correctement mesuré et relancer l'initialisation. Cette méthode est donc très rapide et efficace mais nécessite de travailler dans des zones bien dégagées.
- **Pseudo-cinématique**. Similaire aux deux méthodes précédentes, elle consiste à stationner chaque point deux fois, pendant quelques minutes, à une heure d'intervalle au moins. On combine alors les avantages de deux géométries de la constellation et les temps de mesure cumulés. Cependant, d'un point de vue pratique et logistique, cette méthode est assez peu souvent employée.
- **Statique rapide**. Cette technique se fonde sur la résolution des ambiguïtés sur de très courtes périodes d'observation. On s'appuie alors sur des renseignements additionnels (observation du code P, ou satellites redondants). Ces levés doivent être réalisés sur des lignes de base courtes pour obtenir une précision centimétrique. Très proche de l'acquisition semi-cinématique, cette technique présente l'avantage de ne pas nécessiter un verrouillage sur quatre satellites pendant le déplacement entre les points.

Méthode	Nb. mini de récepteur(s)	Durée d'observation	Exactitude	Commentaires
Autonome	1	15 à 20 min	6 à 8 m	Très simple
Statique	2	1 h	1 cm	Complexité variable
Cinématique	2	-	10 cm à 1m	Difficulté du maintien du verrouillage
Semi-cinématique	2	1 min / point	qq cm	Bases courtes, maintien du verrouillage
Pseudo-cinématique	2	1 à 3 min	qq ppm	Méthode lourde
Statique rapide	2	3 à 5 min	qq cm	Bases courtes, observations supplémentaires

Tableau 1. Récapitulatif des méthodes GPS

4.3. Planification et préparation

La liste des méthodes d'observation des signaux GPS montre bien qu'il faut impérativement mettre en adéquation le type de récepteur employé, la méthodologie de mesure avec les objectifs de la mission de terrain. Il est de plus conseillé de procéder à des reconnaissances du terrain avant les campagnes de mesures. Ainsi, la conception de la campagne est améliorée, son efficacité augmentée. L'intérêt est avant tout d'éviter les mauvaises surprises et de repérer les points les plus difficiles pour proposer une planification adéquate.

4.3.1. Choix de la méthode de levé

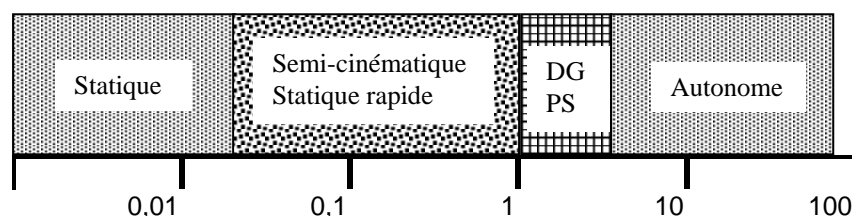


Figure 9. Techniques de positionnement et précisions associées (en mètres)

On notera que la figure ci-dessus indique la technique à utiliser pour atteindre une exactitude donnée et non de la plage d'exactitudes que permet d'obtenir une technique. Autrement dit, si la gamme de précision recherchée se situe dans les limites d'une technique (par exemple, métrique), il s'agira d'établir un ordre de priorité entre cette précision finale souhaitée du levé, les moyens matériels et humains disponibles, le temps nécessaire à la mise en œuvre d'une méthode.

L'à-propos de l'utilisation d'un levé GPS semi-cinématique, statique rapide ou statique classique pour un projet exigeant un niveau de précision entre le décimètre et le mètre dépend de la nature de l'emplacement et de l'espacement des points. Les levés semi-cinématiques posent le plus grand nombre de contraintes puisqu'ils exigent que les trajets suivis lors des déplacements d'un point à un autre soient libres de tout obstacle. Un levé semi-cinématique serait donc tout indiqué dans le cas où un grand nombre de points doivent être positionnés dans une zone dégagée comme un grand champ par exemple. Les levés statiques rapides doivent, en règle générale, être limités à de courts vecteurs, si une exactitude centimétrique est désirée. Pour des levés semi-cinématiques et statiques rapides, les chances de succès sont bien supérieures si au moins six satellites sont observés. Pour obtenir une grande exactitude sur de plus longues distances ou lorsque la géométrie des satellites est mauvaise, il peut être plus sage de recourir aux techniques GPS statiques classiques.

De plus, on notera que la figure précédente illustre les techniques à utiliser en fonction de l'exactitude planimétrique plutôt de l'exactitude altimétrique. Les exactitudes altimétriques correspondantes dépendent de la nature de la grandeur : hauteur au-dessus de l'ellipsoïde ou altitude orthométriques. Leur relation est illustrée au paragraphe 3.2.3.

Le coût du positionnement GPS est étroitement lié à la technique utilisée, qui dépend elle-même principalement du niveau d'exactitude exigé. Les deux principales variables qui influencent les coûts pour une même technique sont le temps d'observation nécessaire à chaque emplacement et le coût des récepteurs nécessaires. En règle générale, plus la période d'observation nécessaire à chaque point est brève, moins le levé sera coûteux.

4.3.2. Choix d'un récepteur

Les récepteurs GPS peuvent être loués ou achetés. Quel que soit le cas, il est recommandé de n'utiliser que des récepteurs d'une même marque pour le positionnement relatif, si on souhaite éviter des problèmes comme des erreurs systématiques, des complications dans le traitement des données et des incompatibilités dans la synchronisation de l'enregistrement des observations résultant souvent de l'utilisation de plusieurs types de récepteurs différents.

Le récepteur utilisé doit permettre de recueillir les observations qu'exige la technique de positionnement retenue. En positionnement autonome, comme en positionnement différentiel basé sur les observations de pseudo distances, un récepteur n'effectuant que des observations à partir du code suffit (remarque que certains récepteurs n'utilisent les observations de phase que pour lisser les observations issues du code et améliorer l'exactitude résultante).

Pour les levés GPS semi-cinématiques, statiques rapides et statiques classiques, il faut utiliser les pseudo distances et les observations de phase. Pour de courts vecteurs levés par des techniques classiques, des récepteurs mono fréquence suffisent. En GPS statique classique et pour de longs vecteurs, lorsqu'une grande précision est recherchée, il est souhaitable d'utiliser des récepteurs bi-fréquences qui permettent de corriger la plupart des erreurs ionosphériques. Pour des levés statiques rapides, il est fortement recommandé d'utiliser des récepteurs bi-fréquences puisqu'ils permettent d'appliquer des méthodes évoluées de traitement des données pour résoudre les ambiguïtés et offrent ainsi de bien meilleures chances de succès.

Méthode	Observations nécessaires
Autonome	Pseudo distances
Différentiel	Pseudo distances
Semi-cinématique	Pseudo distances et phase
Statique rapide	Pseudo distances et phase (bi-fréquence)
Statique	Pseudo distances et phase (bi-fréquence sur longs vecteurs)

Tableau 2. Type d'observations nécessaires pour les différentes techniques de positionnement

Le choix d'un récepteur peut se révéler un processus complexe en raison du grand nombre de types de récepteurs GPS maintenant disponibles, de la gamme étendue de possibilités offertes et des nombreuses applications auxquelles ils sont destinés. Un grand nombre d'éléments dont il faut tenir compte sont énumérés à la figure suivante et devraient faciliter le choix d'un récepteur. Cette liste n'est pas exhaustive et ne vise qu'à faciliter un

choix éclairé. Pour chacun des aspects mentionnés les priorités varieront naturellement en fonction de l'application à laquelle le levé est destiné.

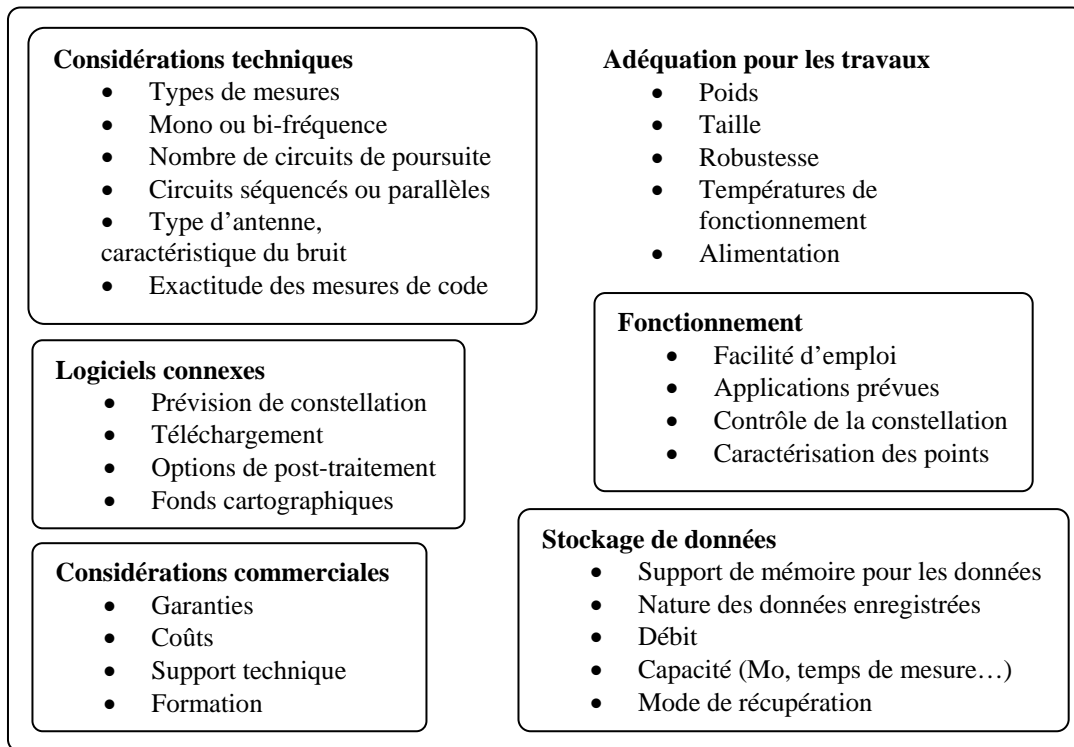


Figure 10. Facteurs à prendre en compte pour le choix d'un récepteur

On se référera utilement aux publications spécialisées pour obtenir des comparatifs, en termes de prix et de performances, des matériels sur le marché (GPS World, GIS World, XYZ, <http://www.geocomm.com> ...)

4.3.3. Validation des matériels et procédures

La phase de planification d'un projet GPS devrait comporter des essais des procédures et de l'équipement qui seront utilisés, depuis la collecte des données jusqu'au résultat final, afin de s'assurer qu'ils permettent de satisfaire de manière fiable aux exigences en matière d'exactitude. Toutefois, si un utilisateur a déjà utilisé avec succès les mêmes procédures et le même équipement GPS pour une application semblable, il peut ne pas être nécessaire d'effectuer une nouvelle validation.

Trois composantes principales sont éprouvées dans le cadre du processus de validation : la technique de positionnement adoptée, l'équipement à utiliser et la méthode de traitement retenue. La méthode de positionnement adoptée peut être l'une des techniques décrites précédemment ou encore une procédure plus récente. Quel que soit le cas, on devra vérifier si la méthode permet de répondre de manière fiable aux besoins de l'utilisateur. L'équipement GPS varie grandement en complexité, en coût et en possibilités. On ne peut présumer que les niveaux d'exactitude avancés par les fabricants ou par tout autre utilisateur seront obtenus de façon constante dans toutes les conditions d'exploitation sur le terrain. Il importe donc de soumettre l'équipement à des essais et de l'évaluer. Pour les mêmes raisons, il importe de mettre à l'essai et d'évaluer le logiciel et les méthodes de traitement.

Le processus de validation offre également l'avantage de permettre aux utilisateurs de détecter et de résoudre les problèmes avant d'entreprendre de coûteux levés, de rationaliser les opérations et de vérifier les exactitudes auxquelles on peut s'attendre avec les procédures mises à l'épreuve.

4.3.4. La reconnaissance de terrain

La reconnaissance consiste à vérifier sur place les lieux d'un projet avant d'entreprendre des observations GPS. Il est nécessaire de vérifier si les emplacements conviennent au GPS, l'existence de points géodésiques et les exigences logistiques. Sont énumérées dans le tableau suivant les composantes clés de la reconnaissance d'un terrain.

Vérifier si les emplacements conviennent au GPS	Absence d'obstacles Absence de sources d'interférences
Vérifier l'existence de points géodésiques	Matérialisations des points Stabilité des points
Formuler les besoins logistiques	Mode de transport Temps d'accès, de déplacements Equipements spéciaux
Mesures à adopter	Choix d'autres emplacements Etablissement de stations excentrées Etablissement de descriptions Levés de masques

Tableau 3. Reconnaissance de terrain

La reconnaissance sur le terrain a pour résultat final l'obtention d'un ensemble de points prêts pour les observations GPS ainsi que d'une description à jour de chacun des emplacements, de l'information concernant l'accès à ces emplacements et d'une description des différentes mesures particulières à adopter à chaque endroit.

4.4. Rattachement de chantiers GPS

Quel que soit le mode d'observation des points GPS et le matériel employé, il est souvent utile de rattacher le levé à un système de coordonnées. Le problème du rattachement de la campagne de mesure se pose de façon d'autant plus cruciale que la précision du résultat final souhaité est élevée.

4.4.1. Le changement de système géodésique

Déjà évoqué dans le premier chapitre, le changement de système géodésique regroupe toutes les étapes de calcul nécessaires à l'expression des coordonnées d'un point d'un système vers un autre. Le moyen le plus simple reste d'utiliser les outils logiciels à disposition de tout utilisateur ayant accès à Internet. Cette recommandation est valable exclusivement pour les mesures réalisées avec un récepteur de navigation, non converties directement par le récepteur. Pour les mesures réalisées avec des récepteurs géodésiques, la transformation est prise en charge soit pendant la mesure (temps réel), soit au post-traitement.

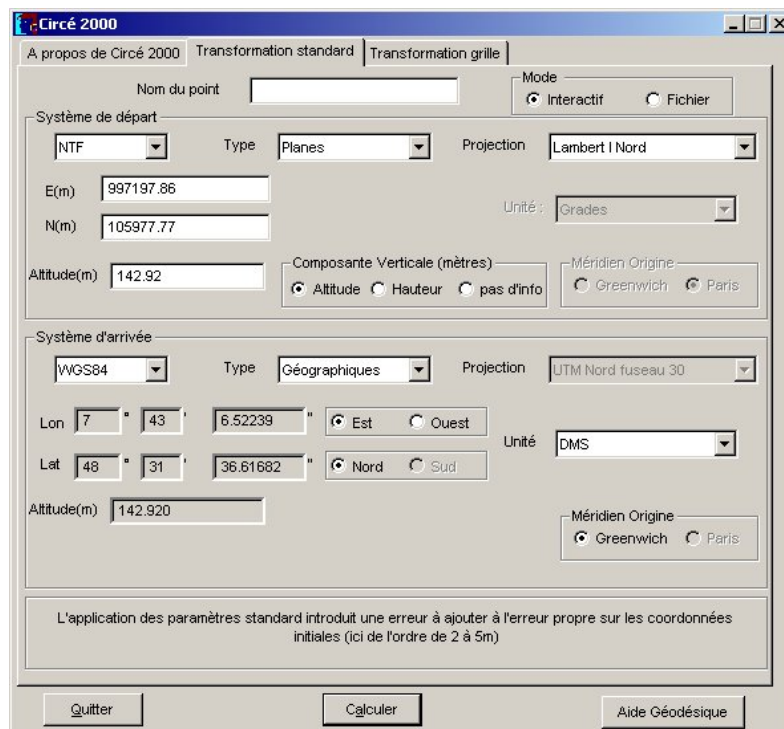


Figure 11. Interface du logiciel Circé 2000, © IGN



Une recommandation particulière est à prendre en compte concernant les changements de systèmes à la volée, en particulier pour les récepteurs de navigation. Les paramètres utilisés sont généralement ceux d'une transformation de Molodensky (da , df , dx , dy , dz), et sont souvent fournies à des précisions métriques. La non-maîtrise du calcul de la transformation par le récepteur pousse à recommander l'enregistrement des déterminations des latitudes et longitudes des points dans le système WGS 84. La transformation peut alors être réalisée au bureau, avec des outils plus éprouvés (Figure 11).

4.4.2. Considérations pratiques

L'essentiel du travail de rattachement d'un levé GPS doit être réalisé sur le terrain. Ce rattachement peut être effectué dans un système soit global, soit local. Dans tous les cas, un minimum d'observations est à recueillir. Le procédé le plus souvent employé est la colocation de points.

Le principe de rattachement de chantier par observation de points en colocation est relativement simple : il suffit de disposer de quelques points connus dans la zone de travail. Ces points connus, soit en WGS 84 soit dans le système local, permettent de calculer un ajustement des observations sur le réseau de points GPS. Au minimum, un point doit être connu, et de cette façon, on peut calculer les valeurs des trois translations permettant de passer des coordonnées GPS aux coordonnées utilisateur. Il est bien évidemment souhaitable d'observer plusieurs points connus. Ainsi, l'ajustement calculé prendra en compte à la fois les translations, les rotations et les facteurs d'échelles sur chaque axe (également appelé transformation d'Helmert). Différents types de ces transformations sont couramment implémentées dans bon nombre de logiciels commerciaux ou gratuits (téléchargeables en ligne).

Cours de Topographie et Topométrie Générale

Chapitre 4

Les méthodes indirectes

Jean-Baptiste HENRY

Ingénieur Géomètre-Topographe

**Service Régional de Traitement
d'Image et de Télédétection**

Parc d'Innovation
Bd S. Brandt – B.P. 10413
67412 ILLKIRCH

Tél. 03.90.24.46.44
jb@sertit.u-strasbg.fr

Sommaire

5.1.	LA PHOTOGRAMMETRIE	4
5.1.1.	<i>Photogrammétrie classique</i>	4
5.1.1.1.	Historique.....	4
5.1.1.2.	Les grands principes de la photogrammétrie	4
5.1.1.3.	La mesure photogrammétrique.....	5
5.1.2.	<i>Photogrammétrie numérique</i>	6
5.1.2.1.	Définition de l'image numérique.....	6
5.1.2.2.	Images épipolaires ou normales	7
5.1.2.3.	Corrélation d'image.....	7
5.1.2.4.	Orthophotographies et orthophotoplans	7
5.1.3.	<i>La triangulation photogrammétrique ou aérotriangulation</i>	8
5.1.3.1.	Définition de l'aérotriangulation	8
5.1.3.2.	Exigences de l'aérotriangulation	8
5.1.3.3.	Préparation d'un vol photographique	8
5.1.3.4.	Effet de filé.....	10
5.1.4.	<i>Principes de compensation</i>	10
5.1.4.1.	Méthode de compensation par les faisceaux	10
5.1.4.2.	Calcul d'une compensation par les faisceaux.....	10
5.2.	LA TELEDETECTION AEROSPATIALE	11
5.2.1.	<i>Fondamentaux</i>	11
5.2.1.1.	Définition générale.....	11
5.2.1.2.	Le spectre électromagnétique	12
5.2.1.3.	Les orbites	14
5.2.2.	<i>Capteurs passifs</i>	14
5.2.2.1.	Résolution spatiale	14
5.2.2.2.	Résolution spectrale	15
5.2.2.3.	Résolution radiométrique	15
5.2.2.4.	Résolution temporelle	15
5.2.3.	<i>Capteurs actifs</i>	16
6.	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	16
7.	REFERENCES INTERNET	16

Table des illustrations

FIGURE 1. PRINCIPE DE LA VISION BINOCULAIRE, PLAN D'OBSERVATION HORIZONTAL (KRAUS ET WALDHÄUSEL, 1998)	5
FIGURE 2. PARALLAXE HORIZONTALE SUR UN COUPLE DE CLICHES	6
FIGURE 3. PARAMETRES D'UN VOL PHOTOGRAPHIQUE (A), POSITION DES POINTS DE CALAGE ET DE JONCTION SUR UN BLOC (B) (D'APRES HENRY ET AL.)	9
FIGURE 4. PRINCIPE DE L'ACQUISITION D'INFORMATION PAR TELEDETECTION (CCT).....	11

Jusqu'ici nous n'avons balayé que les méthodes qualifiées de directes, i.e. basée uniquement sur des mesures effectuées sur le terrain. Or, il n'est pas toujours nécessaire de réaliser des campagnes de terrain longues et coûteuses pour obtenir des informations géométriques et attributaires sur des objets. Les techniques abordées dans ce chapitre présentent l'avantage de couvrir rapidement des zones étendues, en limitant l'ampleur des mesures de terrain, sans toutefois les rendre obsolètes.

Nous abordons les techniques de télédétection sous deux aspects : le premier est la photogrammétrie, technique la plus répandue de la télédétection ; puis la télédétection aérospatiale, couvrant une plus large gamme de longueurs d'onde d'acquisition et de couverture géographique.

5.1. La photogrammétrie

La photogrammétrie est l'ensemble des techniques et méthodes permettant de restituer la géométrie d'un objet à partir d'un couple de clichés, pris dans des positions différentes, de cet objet.

5.1.1. Photogrammétrie classique

5.1.1.1. Historique

C'est en 1859 que le colonel français A. Laussedat présenta à l'Académie des Sciences, une méthode de détermination de coordonnées de points basée sur un calcul d'intersection spatiale à partir d'un couple de clichés de l'objet. Parallèlement, l'architecte allemand A. Meydenbauer, à qui l'on doit le terme de photogrammétrie, utilise avec succès ces techniques dans des travaux architecturaux de grande envergure.

De nombreux progrès techniques et théoriques ont permis, dès le début du 20^{ème} siècle, à cette science nouvelle d'évoluer rapidement : la stéréophotogrammétrie développée par C. Pulfrich (1901), la définition de principes pour une mise en œuvre rationnelle des restituteurs optico-mécaniques par O. von Gruber... Actuellement, le développement des moyens de calculs est tel, qu'ils permettent de traiter toujours plus de données, avec des algorithmes toujours plus complets.

5.1.1.2. Les grands principes de la photogrammétrie

La photogrammétrie exploite la faculté de l'homme à percevoir le relief à partir de deux images planes d'un objet, prises de deux points de vue différents. C'est ce que nous faisons quotidiennement grâce à nos yeux et leurs rétines.

Comme le montre la figure (Figure 1), les points P et Q de l'espace objet sont à des éloignements différents du point d'observation. Il en résulte une parallaxe horizontale (P_2Q_2), qui différencie les deux images rétinienne lors du fusionnement. Il est intéressant de noter que l'acuité en vision binoculaire est de l'ordre de 5'' à 10'', soit 16 à 48 μ m pour une distance de mise au point de 1m, alors qu'elle n'est que de 30'' en vision monoculaire, soit 160 μ m pour la même distance de mise au point.

A partir de deux clichés, on peut reconstituer le même processus. La détermination de l'objet est alors basée sur la mesure des coordonnées, dans l'espace image, de la trace que cet objet a laissée sur l'émulsion photographique. L'élément fondamental de la mesure stéréoscopique est, dans le cas normal, la parallaxe horizontale (Figure 1), à partir de laquelle peut être calculé la distance à l'objet.

Au final, les coordonnées tridimensionnelles de l'objet, dans un système de référence qui lui est propre, sont issues d'une transformation spatiale, dite projective ou de similitude.

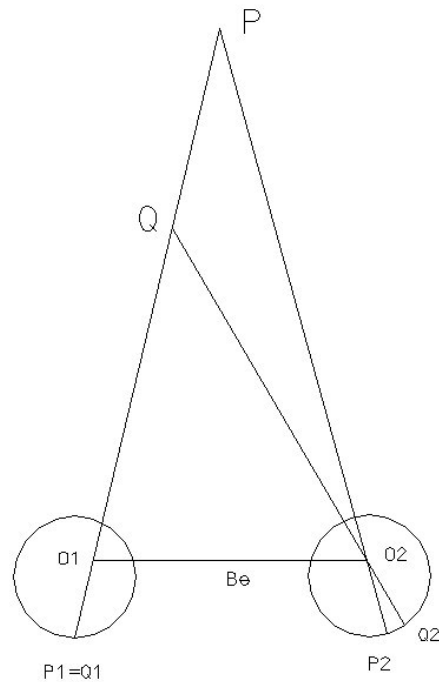


Figure 1. Principe de la vision binoculaire, plan d'observation horizontal (Kraus et Waldhäusel, 1998)

5.1.1.3. La mesure photogrammétrique

Cette opération porte le nom de stéréorestitution, et nécessite des calculs préalables, le premier étant l'orientation interne. Cette étape permet de définir le référentiel des mesures effectuées sur un cliché. Elle est réalisée grâce aux repères de fond de chambre, lorsqu'ils existent.

Enfin, l'orientation externe permet de se rapporter à l'objet. Cette orientation peut être faite en une étape, en établissant un lien direct entre les mesures sur le cliché et le système de référence de l'objet ou en deux étapes, soit une orientation relative, qui crée un modèle plastique permettant l'observation stéréoscopique, puis une orientation absolue qui projette ce stéréomodèle sur le système objet, par le biais d'une similitude spatiale.

$$\begin{pmatrix} X \\ Y \\ Z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} X_0 \\ Y_0 \\ Z_0 \end{pmatrix} + mR \begin{pmatrix} x \\ y \\ z \end{pmatrix} \quad [Eq. 1]$$

Plus concrètement, la mesure photogrammétrique consiste, après élimination de la parallaxe verticale, à déterminer la parallaxe horizontale (Figure 2), dans les référentiels image de chacun des clichés. La parallaxe verticale est éliminée lors de l'orientation relative du couple. On satisfait alors la condition de coplanéité, fondamentale pour autoriser toute mesure ultérieure.

Dans un cadre général, on pourra alors déterminer les coordonnées modèle de tout point, pour ensuite les projeter dans le système terrain ou objet. Les relations permettent le passage des coordonnées image aux coordonnées terrain, dans le cas normal, c'est à dire seulement lorsque les axes de prises de vue sont parallèles.

$$\begin{aligned} Z &= \frac{c \cdot B}{\xi_2 - \xi_1} \\ Y &= -Z \frac{\eta_1}{c} \\ X &= -Z \frac{\xi_1}{c} \end{aligned} \quad [Eq. 2]$$

Dans ces relations apparaissent B la base, ou distance entre les deux prises de vue, et c , la distance principale de la chambre photographique employée.

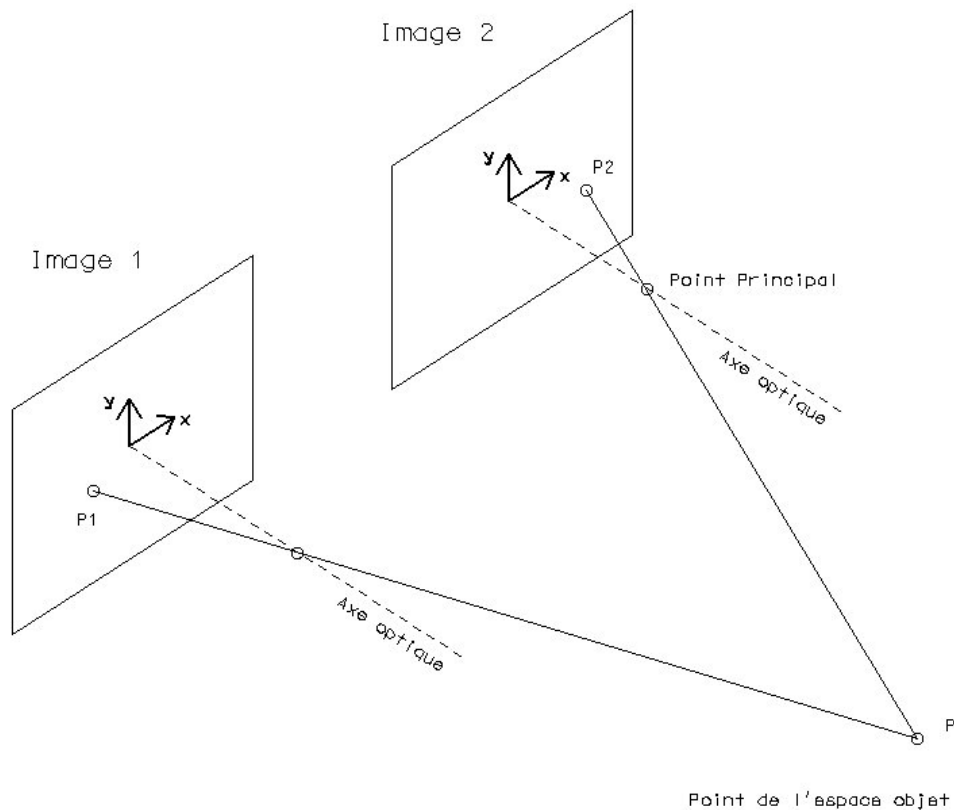


Figure 2. Parallaxe horizontale sur un couple de clichés

5.1.2. Photogrammétrie numérique

L'évolution actuelle des moyens de calcul informatique est telle que l'emploi de la photogrammétrie numérique est devenue très abordable, par le biais de nombreux logiciels de traitement fonctionnant sur PC et plates-formes logicielles classiques.

5.1.2.1. Définition de l'image numérique

Une image numérique est une matrice bidimensionnelle de valeurs numériques, de niveaux de gris, correspondant aux valeurs radiométriques issues de l'objet. Chaque élément de l'image, ou pixel (*picture element*) porte donc une information, étalée sur une palette allant de 0 à 255 pour les images codées sur 8 bits, ce qui est un cas courant.

Dans le cas de photographies numérisées, il est alors important de connaître la résolution de scannage, car elle sera nécessairement inférieure ou égale à la résolution initiale du cliché, tant au sens spatial que radiométrique du terme. Une telle constatation impose de considérer certaines limitations dans l'emploi des images numériques dans le cadre de traitements photogrammétriques poussés.

A cette image numérique, on associe un référentiel dont l'axe x est orienté vers la droite et l'axe y vers le bas, centré sur un point décalé d'un demi pixel en x et y du coin supérieur gauche de la matrice. On référence alors les coordonnées des centres de chaque pixel. Dès lors, un grand nombre de traitements sont possibles pour améliorer les qualités d'image, automatiser les processus de mesures ou les extractions des données.

5.1.2.2. Images épipolaires ou normales

Les images normales sont capitales pour rendre possible l'application des méthodes de mise en relation automatique des pixels. Ainsi, la vision par ordinateur s'apparente à la vision humaine, puisqu'elle va en reproduire le processus.

Le calcul d'images normales, à partir de prises de vues quelconques, suppose une orientation relative par rotation des clichés préalable. Le calcul consiste alors à déterminer la nouvelle matrice image de l'image normale, en veillant à le paramétrer de telle sorte que toute perte de pixels soit proscrite. Les relations entre pixels de chaque image et les méthodes de rééchantillonnage permettent une réattribution des valeurs radiométriques dans l'image normale.

5.1.2.3. Corrélation d'image

Le traitement numérique des données photographiques pour la photogrammétrie permet d'utiliser des algorithmes de recherche automatique de points homologues par corrélation sur les clichés d'un couple, basés sur les techniques d'analyse d'image et de traitement du signal.

Mathématiquement, on peut considérer que la valeur de gris d'un pixel d'une image numérique est exprimable sous la forme d'une fonction de deux variables, à valeurs discrètes. Dans un couple, chaque image aura alors une fonction de ce type, et la corrélation entre les deux s'exprimera sous la forme d'une somme finie.

$$f(x, y) \circ g(x, y) = \frac{1}{MN} \sum_{m=0}^{M-1} \sum_{n=0}^{N-1} f^*(m, n) g(x+m, y+n) \quad [Eq. 3]$$

où f^* est le complexe conjugué de f . L'étude des variations de cette fonction permet de déterminer le maximum de corrélation, avec une taille (M, N) fixée de matrice de pixels, pour une position (x, y) dans l'image.

De façon plus générale et pragmatique, la quasi-totalité de ce type d'algorithmes travaille avec une matrice de pixels, de taille variable, centrée sur un pixel. Les éléments de la matrice sont les valeurs de niveaux de gris des pixels avoisinant le pointé. L'algorithme utilisé par bon nombre de logiciels commerciaux utilise une matrice, ou fenêtre, de corrélation dont la taille est fixée par l'utilisateur. Pour trouver l'homologue d'un point saisi sur l'image de gauche, le logiciel applique un filtre de moyenne afin de réduire le bruit. La fenêtre est alors déplacée jusqu'à obtenir un maximum de corrélation. A partir de la position déterminée, le logiciel recalcule le point à une précision sub-pixellaire. En conclusion, un point homologue n'est validé que si le coefficient de corrélation c est supérieur au seuil minimum fixé.

$$c = \frac{\sum (I_g - I_g^{moy})(I_d - I_d^{moy})}{\sqrt{\sum (I_g - I_g^{moy})^2 \sum (I_d - I_d^{moy})^2}} \quad [Eq. 4]$$

où les I sont les valeurs de niveau de gris des pixels, I^{moy} est une moyenne des valeurs de niveaux de gris à l'intérieur de la matrice de corrélation. Le coefficient ainsi défini est situé dans l'intervalle $[-1, 1]$.

5.1.2.4. Orthophotographies et orthophotoplans

Actuellement, on constate un effort de développement considérable des orthophotos et des orthophotoplans. La richesse d'information qu'ils présentent, comparé à une cartographie vectorielle, est en fait leur atout principal. Les différentes méthodes de réalisation n'emploient qu'un seul cliché de l'objet. Or, sachant qu'il est impossible de restituer la forme d'un objet sans un couple, il est nécessaire de disposer d'une information supplémentaire telle qu'un modèle numérique de terrain.

L'obtention d'une orthophotographie se fait à partir des clichés originaux, corrigés du point de vue géométrique. En appliquant des surcharges graphiques, des données vecteur on obtient l'orthophotoplan.

Concernant la qualité de ce type de travaux, il est nécessaire de disposer de clichés de qualité photographique élevée. Toute imprécision se ressent inévitablement sur la qualité du produit final.

Pratiquement, la création d'une orthophoto numérique consiste à créer une matrice image dans le plan horizontal des coordonnées terrain, à partir de la matrice image définie dans le système de la caméra. Ceci revient en fait à

déterminer une nouvelle image plaquée sur un MNT grâce à des points de contrôles, connus dans les deux surfaces.

5.1.3. La triangulation photogrammétrique ou aérotriangulation

5.1.3.1. Définition de l'aérotriangulation

Les principes de base de la stéréorestitution font apparaître que pour travailler sur un stéréomodèle, il faut disposer d'au moins trois points de calage, déterminés par des méthodes géodésiques (tachéométrie, GPS...)

L'aérotriangulation est une extension des méthodes de stéréorestitution, qui permet de restituer de façon globale un bloc de clichés tout en minimisant le nombre de points de calage à déterminer sur le terrain. On peut donc survoler des zones possédant une faible densité de points géodésiques.

5.1.3.2. Exigences de l'aérotriangulation

Les résultats finaux peuvent alors provenir de deux méthodes de calcul différentes. On dispose tout d'abord d'une méthode de compensation en bloc par modèles indépendants. Celle-ci se base sur une transformation de similitude spatiale appliquée à des coordonnées modèle.

Usuellement, cette méthode est employée avec des prises de vues réalisées avec des chambres métriques, et nécessite la détermination des stéréomodèles, afin d'en obtenir les coordonnées de points qui seront transformées dans le système de référence de l'objet. On doit donc effectuer l'orientation relative des clichés avant de s'intéresser à la transformation qui ramènera dans ce système. Dans ce cas, la disposition des points de calage va avoir une importance considérable quant aux précisions tant planimétrique qu'altimétrique. Il est également à noter que ces deux paramètres n'ont pas d'influence réciproque dans un tel calcul.

La seconde méthode qui peut être employée est celle dite de compensation par les faisceaux. Celle-ci est développée ci-dessous.

D'après les recommandations de la Société Américaine de Photogrammétrie, il faut veiller à répartir les points de calage de façon suffisamment homogène, en vue d'atteindre une bonne précision, sachant que la solution la plus satisfaisante sera de les disposer dans les coins et sur les bords des bandes constituant le modèle. Le but essentiel est finalement d'éviter toute extrapolation. De plus, il est recommandé de disposer de 4 à 5 points de calage sur le premier modèle afin de pouvoir effectuer le calcul de l'échelle et de l'orientation absolue avec une précision aussi élevée que possible. C'est en quelque sorte une condition *sine qua non* pour démarrer le calcul de l'aérotriangulation.

5.1.3.3. Préparation d'un vol photographique

Le plan de vol se détermine à partir des différents paramètres de vol, qui doivent être fixés a priori, et des caractéristiques de la chambre de prise de vues employée. Les différentes relations employées pour la détermination des paramètres de vol sont les suivantes (Kraus et Waldhäusel, 1998) :

Longueur de côté sur le terrain	$S = s.m_b$
Hauteur de vol au-dessus du sol	$h = c.m_b$
Recouvrement longitudinal	$l = \left(1 - \frac{B}{S}\right)100$
Recouvrement latéral	$q = \left(1 - \frac{A}{S}\right)100$
Longueur de base pour l fixé	$B = S \left(1 - \frac{l}{100}\right)$

Distance entre bandes pour q fixé

$$A = S \left(1 - \frac{q}{100} \right)$$

Intervalles de temps entre prises de vues

$$\Delta t_{[s]} = \frac{B_{[m]}}{v_{[m.s^{-1}]}} \geq 2s$$

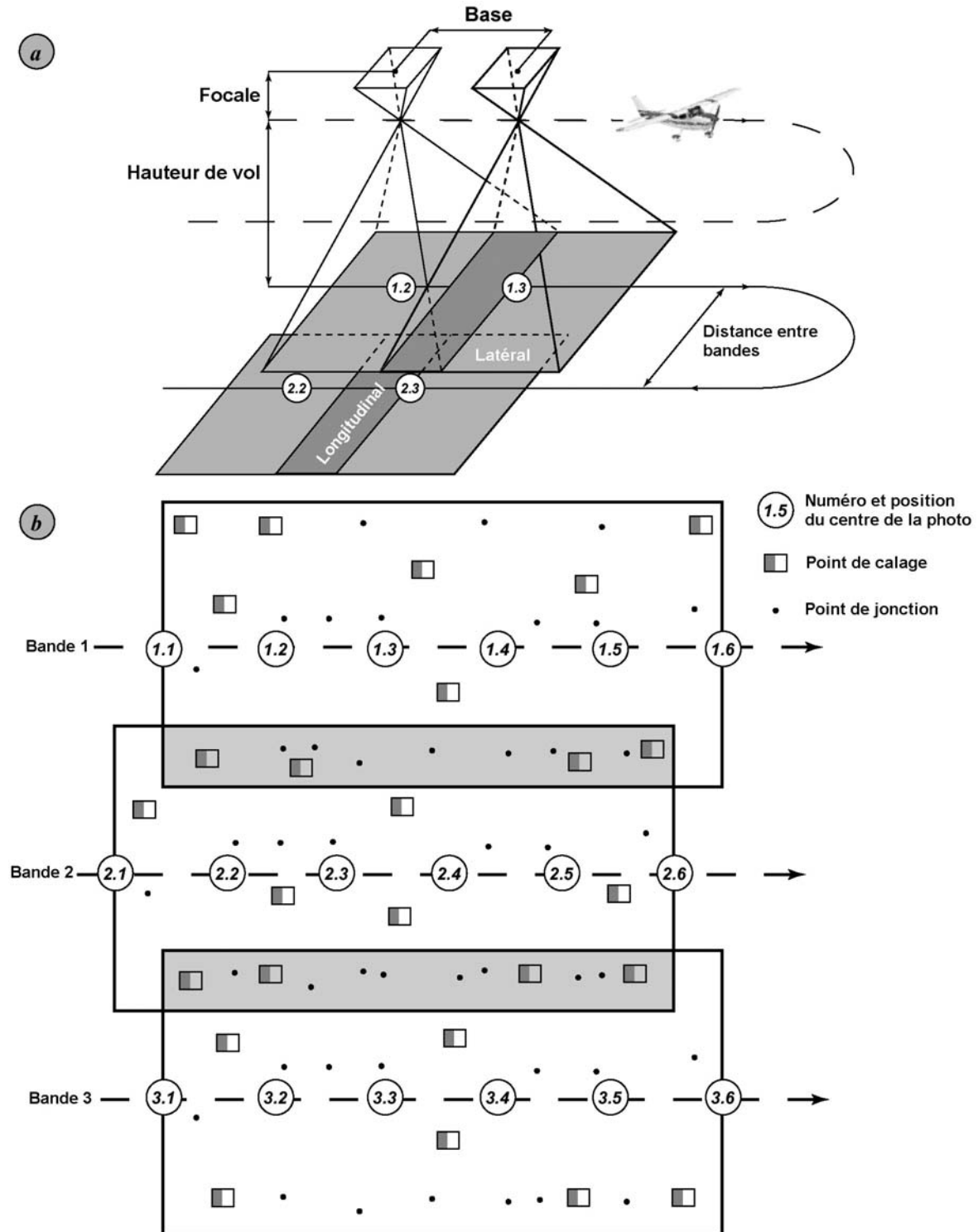


Figure 3. Paramètres d'un vol photographique (a), position des points de calage et de jonction sur un bloc (b) (d'après Henry et al., 2002)

Ces relations sont exprimées dans le cas habituel de la photographie aérienne, c'est à dire avec l'emploi d'un format d'image carré (23x23 cm² généralement pour les clichés IGN) et des axes de prise de vues verticaux.

5.1.3.4. Effet de filé

La préparation du vol suppose également de s'intéresser aux conditions d'utilisation de la chambre de prise de vues. En effet, pour effectuer les prises, on va employer une vitesse d'obturation pour une ouverture de diaphragme donnée. Cependant, il faut tenir compte du fait que l'avion se déplace, et que ce déplacement aura pour conséquence un filé sur le cliché, détériorant sa qualité.

Concrètement, l'effet de filé a la conséquence suivante : un point de l'objet ne donnera pas un point sur l'émulsion mais une traînée dont la longueur est fonction de la vitesse de déplacement et du rapport d'échelle, c'est à dire de la distance à l'objet et de la focale de l'objectif.

$$u_{th} = \frac{v.t}{m_b} \quad [Eq. 5]$$

où v est la vitesse de l'avion, t le temps d'exposition et m_b le coefficient d'échelle. On obtient alors le filé théorique u_{th} , et on a empiriquement constaté que le filé effectif s'élève à 50% de cette valeur (Kraus et Waldhäusel, 1998). Compte tenu de la vitesse de croisière de l'appareil, il convient de choisir un temps d'exposition de l'émulsion suffisamment court afin de limiter les effets de ce désagrément, en veillant à adapter l'ouverture du diaphragme.

5.1.4. Principes de compensation

5.1.4.1. Méthode de compensation par les faisceaux

Cette méthode repose sur l'utilisation des coordonnées image comme observations, et sur l'emploi d'une projection centrale. Elle permet de lier directement les coordonnées image aux coordonnées objet, sans passer par les coordonnées modèle. Elle nécessite un bloc de clichés présentant un recouvrement minimum de 60% en longitudinal, et de 20% en latéral.

D'autre part, cette méthode a un avantage considérable puisqu'elle autorise l'introduction dans le calcul de paramètres additionnels. On peut donc inclure dans le calcul les éléments d'orientations interne comme inconnues, mais aussi des paramètres de déformation de l'image, qui peut provenir non seulement des distorsions de l'objectif utilisé mais également des déformations du film, de diverses anomalies de réfraction ou de toute autre source d'erreur. Par conséquent, on tiendra compte des erreurs systématiques quelles que soient leurs origines. Ceci est particulièrement important dans le cas de l'utilisation d'une chambre de prises de vues amateur. De fait, les qualités citées font de cette méthode la plus précise de l'aérotriangulation.

5.1.4.2. Calcul d'une compensation par les faisceaux

On peut donc faire intervenir un certain nombre de paramètres complémentaires afin d'affiner la détermination. Cependant, l'introduction d'inconnues supplémentaires dans le calcul demande que le nombre de points de calage connus soit suffisant. Les conditions de cette introduction sont développées dans la suite. Attachons-nous tout d'abord à l'explicitation de la méthode.

La matrice des coefficients des équations normales, puis la matrice N, est calculée à partir des relations de base de la photogrammétrie, qui expriment les coordonnées image en fonction des coordonnées objet, exprimé dans un système de référence choisi par l'utilisateur.

$$\begin{aligned} \xi &= \xi_0 - c \frac{r_{11}(X - X_0) + r_{21}(Y - Y_0) + r_{31}(Z - Z_0)}{r_{13}(X - X_0) + r_{23}(Y - Y_0) + r_{33}(Z - Z_0)} \\ \eta &= \eta_0 - c \frac{r_{12}(X - X_0) + r_{22}(Y - Y_0) + r_{32}(Z - Z_0)}{r_{13}(X - X_0) + r_{23}(Y - Y_0) + r_{33}(Z - Z_0)} \end{aligned} \quad [Eq. 6]$$

Ces relations font apparaître les paramètres ou variables suivants :

- (ξ, η) : coordonnées image d'un point
- (X, Y, Z) : coordonnées du point dans le système objet
- (ξ_0, η_0) : coordonnées image du point principal
- (X_0, Y_0, Z_0) : coordonnées du centre de projection
- r_{ij} : coefficients de la matrice rotation [A.1] (fonctions de ϖ, ϕ, κ)

Ces équations sont ensuite linéarisées pour pouvoir leur appliquer le principe des moindres carrés. La forme des équations normales permet de simplifier le calcul matriciel. En effet, le système des équations normales fait apparaître une matrice constituée de blocs, ou sous-matrices, bien distincts. De plus, certaines d'entre elles étant hyperdiagonales (diagonales par bloc), l'inversion en est facilitée. Le système des équations normales s'exprime sous la forme développée suivante :

$$\begin{pmatrix} N_{11} & N_{12} \\ N_{12}^T & N_{22} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x_1 \\ x_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} n_1 \\ n_2 \end{pmatrix} \quad [Eq. 7]$$

Les matrices N_{11} et N_{22} sont diagonales par blocs, l'une avec des blocs (6,6), l'autre avec des blocs (3,3). On peut alors éliminer un des deux vecteurs inconnus et déterminer l'autre assez simplement [9] :

$$(N_{11} - N_{12}N_{22}^{-1}N_{12}^T)x_1 = n_1 - N_{12}N_{22}^{-1}n_2 \quad [Eq. 8]$$

5.2. La télédétection aérospatiale

La photogrammétrie n'exploite que des photographies de l'objet à restituer géométriquement. Les techniques actuelles de télédétection cherchent à tirer parti à la fois de la détection de la géométrie des objets et de leur signature spectrale dans des gammes de longueurs d'onde fixées. Les capteurs sont ici bien différents des appareils photographiques utilisés en photogrammétrie : ils doivent assurer une cohérence des données acquises tant sur le plan géométrique que radiométrique. Le texte est tiré du cours de télédétection du Centre Canadien de Télédétection (CCT).

5.2.1. Fondamentaux

Avant de présenter les différents types de systèmes de télédétection, accessibles sur les plate-formes spatiales ou aéroportées, nous rappelons quelques notions de base sur les éléments physiques de ces techniques.

5.2.1.1. Définition générale

La télédétection est la technique qui, par l'acquisition d'images, permet d'obtenir de l'information sur la surface de la Terre sans contact direct avec celle-ci. La télédétection englobe tout le processus qui consiste à capter et à enregistrer l'énergie d'un rayonnement électromagnétique émis ou réfléchi, à traiter et à analyser l'information, pour ensuite mettre en application cette information (CCT).

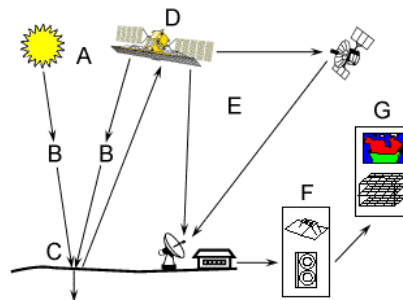
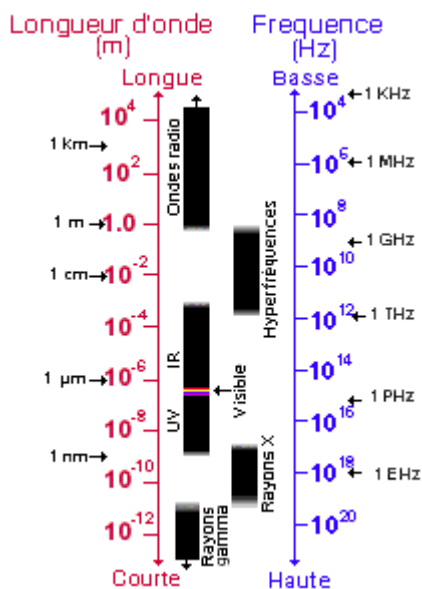


Figure 4. Principe de l'acquisition d'information par télédétection (CCT)

- **Source d'énergie ou d'illumination (A)** - À l'origine de tout processus de télédétection se trouve nécessairement une source d'énergie pour illuminer la cible.
- **Rayonnement et atmosphère (B)** - Durant son parcours entre la source d'énergie et la cible, le rayonnement interagit avec l'atmosphère. Une seconde interaction se produit lors du trajet entre la cible et le capteur.
- **Interaction avec la cible (C)** - Une fois parvenue à la cible, l'énergie interagit avec la surface de celle-ci. La nature de cette interaction dépend des caractéristiques du rayonnement et des propriétés de la surface.
- **Enregistrement de l'énergie par le capteur (D)** - Une fois l'énergie diffusée ou émise par la cible, elle doit être captée à distance pour être enfin enregistrée.
- **Transmission, réception et traitement (E)** - L'énergie enregistrée par le capteur est transmise, souvent par des moyens électroniques, à une station de réception où l'information est transformée en images (numériques ou photographiques).
- **Interprétation et analyse (F)** - Une interprétation visuelle et/ou numérique de l'image traitée est ensuite nécessaire pour extraire l'information que l'on désire obtenir sur la cible.
- **Application (G)** - La dernière étape du processus consiste à utiliser l'information extraite de l'image pour mieux comprendre la cible, pour nous en faire découvrir de nouveaux aspects ou pour aider à résoudre un problème particulier.

Ces sept étapes couvrent le processus de la télédétection, du début à la fin.

5.2.1.2. Le spectre électromagnétique



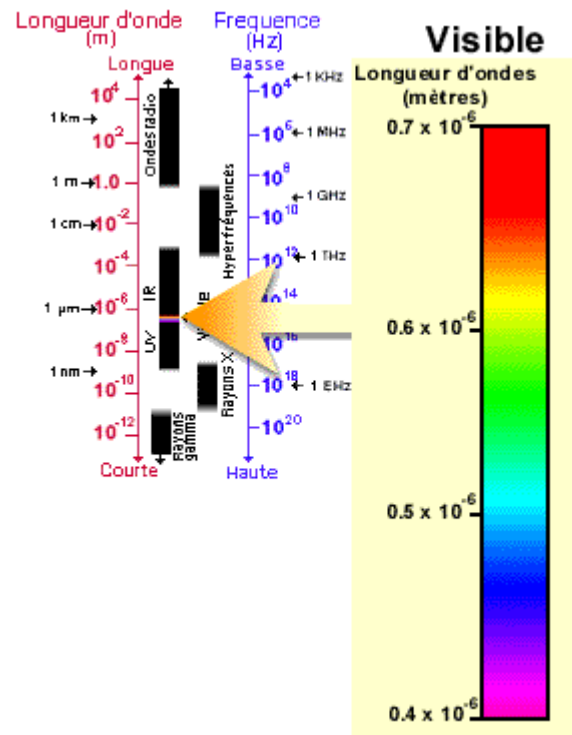
Plusieurs régions du spectre électromagnétique sont utilisées en télédétection.

Le spectre électromagnétique s'étend des courtes longueurs d'onde (dont font partie les rayons gamma et les rayons X) aux grandes longueurs d'onde (micro-ondes et ondes radio).

Les plus petites longueurs d'onde utilisées pour la télédétection se situent dans l'ultraviolet. Ce rayonnement se situe au-delà du violet de la partie du spectre visible. Certains matériaux de la surface terrestre, surtout des roches et minéraux, entrent en fluorescence ou émettent de la lumière visible quand ils sont illuminés par un rayonnement ultraviolet.

La lumière que nos yeux (nos tout premiers "capteurs de télédétection") peuvent déceler se trouve dans ce qui s'appelle le "spectre visible". Il est important de constater que le spectre visible représente une bien petite partie de l'ensemble du spectre. Une grande partie du rayonnement électromagnétique qui nous entoure est invisible à l'œil nu, mais il peut cependant être capté par d'autres dispositifs de télédétection. Les longueurs d'onde visibles s'étendent de 0,4 à 0,7 mm. Il est important de noter que c'est la seule portion du spectre que nous pouvons associer à la notion de couleurs.

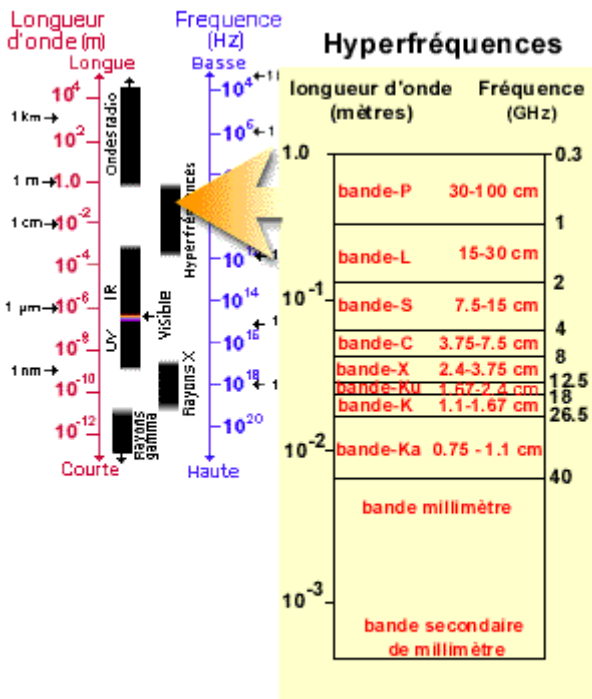
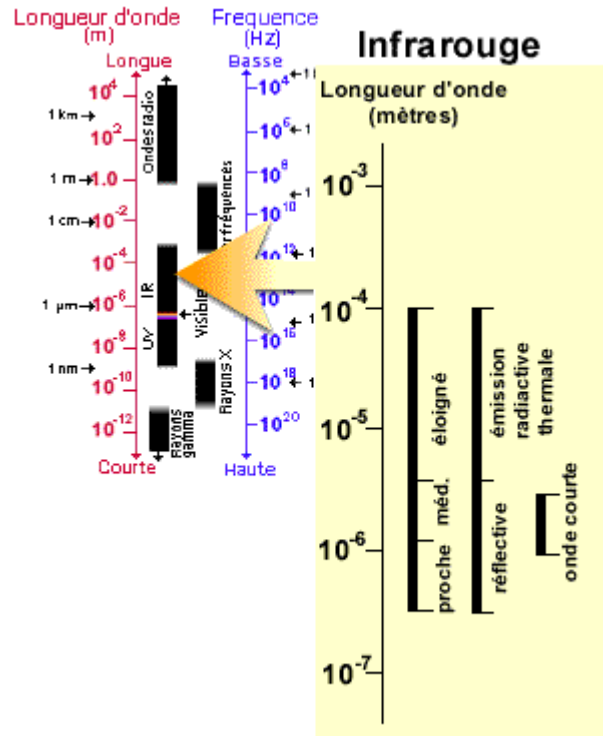
- **violet** : 0.4 - 0.446 μm
- **bleu** : 0.446 - 0.500 μm



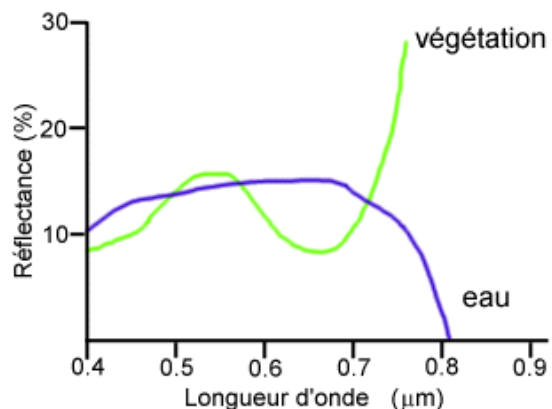
- **vert** : 0.500 - 0.578 μm
- **jaune** : 0.578 - 0.592 μm
- **orange** : 0.592 - 0.620 μm
- **rouge** : 0.620 - 0.7 μm

Le bleu, le vert et le rouge sont les couleurs (ou les longueurs d'onde) primaires du spectre visible. Une couleur primaire ne peut être créée par deux autres couleurs, mais toutes les autres couleurs peuvent être créées en combinant les couleurs primaires. Même si nous voyons la lumière du Soleil comme ayant une couleur uniforme ou homogène, en réalité, elle est composée d'une variété de longueurs d'onde dans les parties de l'ultraviolet, du visible, et de l'infrarouge du spectre. La portion visible de ce rayonnement se décompose en ses couleurs composantes lorsqu'elle traverse un prisme.

L'infrarouge s'étend approximativement de 0,7 à 100 μm , ce qui est un intervalle environ 100 fois plus large que le spectre visible. L'infrarouge se divise en deux catégories : IR réfléchi et IR émis ou thermique. Le rayonnement dans la région de l'infrarouge réfléchi est utilisé en télédétection de la même façon que le rayonnement visible. L'infrarouge réfléchi s'étend approximativement de 0,7 à 3 μm . L'infrarouge thermique est très différent du spectre visible et de l'infrarouge réfléchi. Cette énergie est essentiellement le rayonnement qui est émis sous forme de chaleur par la surface de la Terre et s'étend approximativement de 3 à 100 μm .



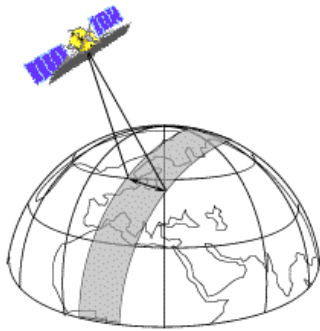
Depuis quelques temps, la région des hyperfréquences suscite beaucoup d'intérêt en télédétection. Cette région comprend les plus grandes longueurs d'onde utilisées en télédétection et s'étend approximativement de 1 mm à 1 m. Les longueurs d'onde les plus courtes possèdent des propriétés semblables à celles de l'infrarouge thermique, tandis que les longueurs d'onde les plus grandes ressemblent aux ondes radio.



5.2.1.3. Les orbites

Les systèmes d'observation de la Terre, selon leurs objectifs peuvent être placés sur différentes orbites, autrement dit à une certaine distance de leur objet d'étude. Les grandes familles d'orbites sont les suivantes :

- Géostationnaire : à une altitude d'environ 36 000 kilomètres, ils se déplacent à une vitesse qui correspond à celle de la Terre, donnant ainsi l'impression qu'ils sont stationnaires. Cette configuration orbitale permet au satellite d'observer et d'amasser continuellement de l'information sur une région spécifique. Les satellites de communication et d'observation des conditions météorologiques sont situés sur de telles orbites.
- Quasi-polaire : cette configuration, combinée à la rotation de la Terre (ouest-est), fait qu'au cours d'une certaine période, les satellites ont observé la presque totalité de la surface de la Terre. Elle est appelée orbite quasi polaire à cause de l'inclinaison de l'orbite par rapport à une ligne passant par les pôles Nord et Sud de la Terre. La plupart des satellites sur orbite quasi-polaire sont aussi héliosynchrones ; de cette façon, ils observent toujours chaque région du globe à la même heure locale solaire. Pour une latitude donnée, la position du Soleil dans le ciel au moment où le satellite survole une certaine région au cours d'une saison donnée sera donc toujours la même. Cette caractéristique orbitale assure des conditions d'illumination solaire similaires, lorsqu'on recueille des données pour une saison particulière sur plusieurs années ou pour une région particulière sur plusieurs jours. Ceci est un facteur important lorsqu'on compare deux images successives ou lorsqu'on produit une mosaïque avec des images adjacentes, puisque les images n'ont pas à être corrigées pour tenir compte de l'illumination solaire.



Lorsqu'un satellite est en orbite autour de la Terre, le capteur "observe" une certaine partie de la surface. Cette surface porte le nom de couloir-couvert ou fauchée. Les capteurs sur plate-forme spatiale ont une fauchée dont la largeur varie généralement entre une dizaine et une centaine de kilomètres. Pour les satellites à orbite quasi-polaire, le satellite se déplace selon une trajectoire nord-sud. Cependant, vue de la Terre, la trajectoire du satellite semble avoir une composante vers l'ouest à cause de la rotation de la Terre. Ce mouvement apparent du satellite permet à la fauchée du capteur d'observer une nouvelle région à chacun des passages consécutifs du satellite. L'orbite du satellite et la rotation de la Terre travaillent donc de concert, permettant une couverture complète de la surface de la planète après un cycle orbital complet.

5.2.2. Capteurs passifs

Un capteur passif est un dispositif de mesure qui s'intéresse à la portion d'énergie solaire renvoyée par la surface terrestre (ultraviolet, visible, infra-rouge), ou émise (infra-rouge thermique, micro-ondes). Plusieurs grandeurs caractérisent ces systèmes de mesure : les résolutions spatiale, spectrale, radiométrique et temporelle.

5.2.2.1. Résolution spatiale

Le détail qu'il est possible de discerner sur une image dépend de la résolution spatiale du capteur utilisé. **La résolution spatiale est fonction de la dimension du plus petit élément qu'il est possible de détecter.** Les images de télédétection sont composées d'une matrice d'éléments appelés pixels. Le pixel est le plus petit élément d'une image. Il est souvent carré et représente une partie de l'image. Il est cependant important de faire la distinction entre l'espacement des pixels et la résolution spatiale. Si un capteur a une résolution spatiale de 20 mètres et qu'il est possible de charger à l'écran une image provenant de ce capteur avec la pleine résolution, chaque pixel à l'écran représentera une superficie correspondant à 20 m sur 20 m au sol. Dans ce cas, la résolution et l'espacement des pixels sont identiques. Par contre, il est possible d'afficher la même image avec un espacement des pixels qui soit différent de la résolution. Sur de nombreuses affiches montrant des images de la Terre prises à partir d'un satellite, on combine plusieurs pixels en les moyennant, mais ceci ne modifie en rien la résolution spatiale du capteur utilisé.



Les images sur lesquelles seuls les grands éléments sont visibles ont une résolution **grossière** ou **basse**. Les images à résolution **fine** ou **élevée** permettent l'identification d'éléments de plus petites dimensions. Les capteurs utilisés par les militaires par exemple, sont conçus pour obtenir le plus de détails possible. Ils ont donc une résolution très fine. Les satellites commerciaux ont une résolution qui varie de quelques mètres à plusieurs kilomètres. De façon générale, plus la résolution augmente, plus la superficie de la surface visible par le capteur diminue.

5.2.2.2. Résolution spectrale

La résolution spectrale décrit la capacité d'un capteur à utiliser de petites fenêtres de longueurs d'onde. Plus la résolution spectrale est fine, plus les fenêtres des différents canaux du capteur sont étroites.

Une pellicule noir et blanc utilisée dans un appareil photographique enregistre les longueurs d'onde sur presque toutes les longueurs d'onde situées dans le spectre visible. Sa résolution spectrale est assez grossière, car les différentes longueurs d'onde ne sont pas différenciées par la pellicule qui n'enregistre que l'ensemble de l'énergie lumineuse captée par l'objectif. Une pellicule couleur est sensible elle aussi à l'ensemble des longueurs d'onde visibles, mais elle possède une résolution spectrale plus élevée puisqu'elle peut distinguer les longueurs d'onde dans le bleu, le vert et le rouge. Cette pellicule peut donc caractériser l'intensité lumineuse détectée selon ces intervalles de longueurs d'onde.

Plusieurs instruments de télédétection peuvent enregistrer l'énergie reçue selon des intervalles de longueurs d'onde à différentes résolutions spectrales. Ces instruments sont appelés capteurs multispectraux. Certains, plus développés, appelés capteurs hyperspectraux, sont capables de détecter des centaines de bandes spectrales très fines dans la portion du spectre des ondes électromagnétiques réunissant le visible, le proche infrarouge et l'infrarouge moyen. La très grande résolution spectrale des capteurs hyperspectraux facilite la différenciation des caractéristiques d'une image basée sur la réponse différente dans chacune des bandes spectrales.

5.2.2.3. Résolution radiométrique

Chaque fois qu'une image est captée par une pellicule ou un capteur, sa sensibilité à l'intensité de l'énergie électromagnétique détermine la résolution radiométrique. **La résolution radiométrique d'un système de télédétection décrit sa capacité à reconnaître de petites différences dans l'énergie électromagnétique.** Plus la résolution radiométrique d'un capteur est fine, plus le capteur est sensible à de petites différences dans l'intensité de l'énergie reçue. La gamme de longueurs d'onde à l'intérieur de laquelle un capteur est sensible se nomme plage dynamique.

Les données images sont représentées par une valeur numérique variant entre 0 et 2 à une certaine puissance moins un. Cet intervalle correspond à un nombre de bits utilisés pour encoder des valeurs en format binaire. Chaque bit représente un exposant de la base 2 (par exemple, 1 bit = $2^1 = 2$). Le nombre maximum de niveaux d'intensité disponibles dépend du nombre de bits utilisés pour représenter l'intensité enregistrée. Par exemple, un capteur utilisant 8 bits pour enregistrer les données aura $2^8 = 256$ niveaux d'intensité disponibles car il aura 256 valeurs numériques disponibles allant de 0 à 255. Si seulement 4 bits sont utilisés, alors seulement $2^4 = 16$ valeurs allant de 0 à 15 seront disponibles. La résolution radiométrique sera donc plus faible.

5.2.2.4. Résolution temporelle

En plus de la résolution spatiale, spectrale et radiométrique, l'autre concept important en télédétection est celui de la résolution temporelle. Le **temps que prend un satellite pour effectuer un cycle orbital complet** est généralement de quelques jours. Il faut donc quelques jours à un tel satellite pour qu'il puisse observer de nouveau exactement la même scène à partir du même point dans l'espace. **La résolution temporelle absolue** du système de télédétection est égale à cette période. Toutefois, certaines régions de la surface peuvent être observées plus fréquemment puisqu'il y a chevauchement entre les couloirs-couverts adjacents et que ces zones de chevauchement deviennent de plus en plus grandes en s'approchant des pôles. Certains satellites ont aussi la possibilité de pointer leurs capteurs en direction du même point pour différents passages. **La résolution temporelle effective** du satellite dépend donc d'une variété de facteurs dont la grandeur de la zone de chevauchement entre les couloirs-couverts adjacents, la capacité du satellite et de ses capteurs et également la latitude.

5.2.3. Capteurs actifs

Les capteurs actifs à hyperfréquences fournissent leur propre source de rayonnement pour illuminer la cible. Le plus répandu des systèmes est le radar. De l'anglais (*RAdio Detection And Ranging*) radar veut dire détection et télémétrie par ondes radio. Les radars transmettent vers la cible un signal radio dans les hyperfréquences et détectent la partie rétrodiffusée du signal. L'intensité du signal rétrodiffusé est mesurée pour discerner les différentes cibles, et le délai entre la transmission et la réception du signal sert à déterminer la distance (ou la portée) de la cible.

Puisque le radar est un capteur actif, il peut aussi être utilisé pour représenter la surface à n'importe quel moment du jour ou de la nuit. Ce sont là les deux principaux avantages du radar : imagerie sous **toutes conditions** et de **jour comme de nuit**. Fait important à comprendre, la différence fondamentale de fonctionnement qui existe entre le radar actif et les capteurs passifs (décrits précédemment), font qu'une image radar est très différente et possède des propriétés distinctes des images obtenues dans la partie visible et infrarouge du spectre électromagnétique. Ces différences font que, les données radars et les données obtenues dans le visible peuvent être complémentaires puisqu'elles offrent différentes perspectives de la surface de la Terre et apportent donc des informations différentes.

6. Références bibliographiques

Association Française de Topographie, 2000, *Lexique Topographique*

Botton S., Duquenne F., Egels Y., Even M., Willis P., 1997, *GPS : Localisation et navigation, Conseil National de l'Information Géographique*, Groupe Positionnement Statique et Dynamique, Hermès.

Dufour J.P., 1999, *Cours d'introduction à la géodésie*, Ecole Nationale des Sciences Géographiques, Institut Géographique National.

Henry J.B., Malet J.P., Maquaire O., Grussenmeyer P., 2002, The use of small format and low-altitude aerial photos for the realization of high-resolution DEMs in mountainous areas. Application to the Super-Sauze earthflow (Alpes-de-Haute-Provence, France), *Earth Surface Processes and Landforms*, Vol. 27 (12), pp. 1339-1350.

Institut Géographique National, 2000, Notions géodésiques nécessaires au positionnement géographique, Notice Technique du Service de Géodésie et Nivellement, 28p. <http://www.ensg.ign.fr>

Kraus K., Waldhäusel P., 1998, *Manuel de Photogrammétrie – Principes et procédés fondamentaux – Volume I*, Traduction de P. Grussenmeyer et O. Reis, Hermès.

Kraus K., Waldhäusel P., 1997, *Photogrammetry – Advanced Methods and Applications – Volume II*

Ledig J., 1999, *GPS pour le positionnement géodésique*, Cours de l'Ecole Nationale Supérieure des Arts et Industries de Strasbourg, Section Topographie.

Ministère des Ressources Naturelles du Canada, 1998, Guide pour le positionnement GPS, disponible en ligne à l'adresse : <http://www.geod.nrcan.gc.ca>

7. Références Internet

Association Française de Topographie

<http://perso.club-internet.fr/aftopo/>

Centre Canadien de Télédétection, Cours tutoriel de télédétection

<http://www.ccrs.nrcan.gc.ca>

Institut Géographique National :

<http://www.ign.fr>

- Géodésie : <http://www.ign.fr/fr/PI/activites/geodesie/>

- Glossaire de géodésie : <http://www.ign.fr/fr/PI/activites/geodesie/glossaire.html>

IUFM Lille	http://www.lille.iufm.fr/ress/criap/bib/topograf.htm
Geocommunity	http://www.geocomm.com
GPS Ressources ISU	http://www.cnde.iastate.edu/staff/swormley/gps/gps.html
Remote Sensing and GIS Links	http://www.geog.nottingham.ac.uk/~mather/useful_links.html
Serge Milles	http://www.multimania.com/smilles/
The Geographer's Craft	http://www.colorado.edu/geography/gcraft/contents.html
Université Laval, QC	http://plante.scg.ulaval.ca/Topo/SCG-65820.htm
U.S. Coast Guard Navigation Centre	http://www.navcen.uscg.mil/gps/