

CHAPITRE 6 LEVÉS TOPOGRAPHIQUES

1. INTRODUCTION

Dans un levé hydrographique, la topographie consiste à effectuer les travaux nécessaires à la connaissance des terres émergées. Ces travaux comprennent la détermination du trait de côte et de son relief ainsi que le positionnement des amers naturels ou artificiels et des structures permanentes.

Ces informations sont en partie obtenues lors des opérations de positionnement des points à terre qui permettent de recueillir des détails sur la forme et la nature des structures caractéristiques destinées à figurer sur les cartes. Les autres sources de données comprennent la télédétection, la photogrammétrie aérienne et les images satellitales qui nécessitent de disposer de points d'appui afin de raccorder la topographie au système géodésique de référence.

Le terme topographie a souvent d'autres applications ; par exemple en océanographie il sera utilisé pour représenter l'allure des fonds ou encore, les fronts séparant certains types d'eaux. Toutes ces interprétations ont en commun qu'elles décrivent des surfaces recouvrant un corps physique.

Le présent chapitre traite de la topographie des côtes en tant que composante des levés hydrographiques, abordée en particulier sous l'angle de la description et de la localisation des détails de la côte. Il inclut la détermination du trait de côte, correspondant généralement à la limite des pleines mers, la description de l'estran et le positionnement des amers utiles pour la sécurité de la navigation.

Sauf dans les ports ou sur les façades maritimes affectées par des travaux d'aménagement, il est nécessaire de procéder à l'étude détaillée du littoral au moyen de levés topographiques.

Dans certaines circonstances, la plus grande partie des levés topographiques pourra être réalisée par photogrammétrie, auquel cas il conviendra de positionner des détails au sol identifiables sur les clichés. En complément, il faudra recueillir des informations permettant d'interpréter les détails caractéristiques de la bande côtière.

Au cours des levés topographiques côtiers, il est important de positionner toutes les aides à la navigation situées dans la zone, ce qui peut nécessiter de densifier le réseau géodésique horizontal et vertical. Dans tous les cas, le système de coordonnées de référence utilisé pour la topographie, la géodésie et les aides à la navigation (amers, feux, balisage, etc.) doit être cohérent avec celui du levé hydrographique. Cette précaution est essentielle pour le navigateur, qui se positionne par rapport aux amers et aux détails de la côte et qui doit retrouver chaque fois qu'il fait un point les profondeurs indiquées sur les cartes.

Ce chapitre traite des méthodes utilisées en topographie côtière traditionnelle puis en télédétection, allant de la photogrammétrie au traitement d'images satellitales.

À l'exception de quelques principes de base dont la répétition est jugée indispensable, le lecteur est supposé connaître le chapitre 2 (Positionnement) où sont traitées en profondeur les questions relatives aux coordonnées sur l'ellipsoïde et en projection ainsi que les méthodes de contrôle horizontal/vertical, l'instrumentation et les procédures opératoires.

2. TOPOGRAPHIE, REPRÉSENTATION DE LA FRANGE CÔTIÈRE ET DES AMERS

2.1 Spécifications

- 2.1.1 Tous les travaux doivent satisfaire aux normes minimales définies dans la publication S-44 (Normes de l'OHI pour les levés hydrographiques), en particulier ceux traités au chapitre 2 (Positionnement).
- 2.1.2 Dans la table 1 de la S-44, les erreurs de positionnement horizontal de la topographie côtière et des détails importants autres que les sondes doivent être inférieures aux tolérances du tableau ci-après :

	Ordre spécial	Ordres 1a et 1b	Ordre 2
Balisage fixe et détails topographiques utiles à la navigation (degré de confiance à 95%).	2 m	2 m	5 m
Trait de côte et détails topo. moins importants pour la navigation (degré de confiance à 95%).	10 m	20 m	20 m
Positions moyennes du balisage flottant (degré de confiance à 95%).	10 m	10 m	20 m

Tableau 6.1 (correspondant à la table 1 de la S-44)

- 2.1.3 Des vérifications détaillées et minutieuses doivent être menées afin de s'assurer que le système de référence utilisé pour confirmer les coordonnées des points de contrôle est le même. La vérification doit inclure les cahiers de points géodésiques et chaque fois qu'un doute survient, des contrôles supplémentaires doivent être effectués sur le terrain.
- 2.1.4 Pour s'assurer de la précision du positionnement, il convient de procéder à une vérification systématique de la cohérence du réseau nouvellement créé avec les listes de coordonnées des points anciens et d'éviter de fermer ce réseau sur le point géodésique utilisé au départ. Il faut par conséquent s'assurer du rattachement du réseau complémentaire en le fermant sur un autre point géodésique au moins.
- 2.1.5 Quand les satellites (GNSS) sont utilisés pour l'altimétrie, on doit également s'assurer qu'au-delà de la précision intrinsèque du système, les corrections entre les hauteurs rapportées à l'ellipsoïde de référence et le niveau moyen sont suffisamment exactes pour satisfaire aux normes de la S-44. La raison principale de cette précaution est de satisfaire aux spécifications relatives aux hauteurs d'eau, aux goulets ou déversoirs artificiels, aux travaux de génie côtiers, aux points d'appui de la photogrammétrie, aux levés de ports, etc.

Les exceptions à ces règles concernent les levés effectués à partir de la mer et qui ont pour objet de représenter le trait de côte, les amers ou hauteurs des feux, phares et balises, où des erreurs en hauteur de $\pm 0,3$ m sont acceptables pour les alignements et jusqu'à $\pm 0,5$ m pour un signal ou un amer isolé. Dans le cas de points géodésiques destinés à préciser le trait de côte, la tolérance peut atteindre $\pm 0,5$ m pour l'ordre spécial et ± 1 m pour les ordres 1 ou 2 si la pente du rivage est inférieure à 10% ; elle peut aller jusqu'à $\pm 1m \pm 0,8 iH$ pour les pentes plus escarpées où **H** est l'erreur horizontale du tableau 6.1 et **i** la tangente de la pente.

- 2.1.6 Les principales techniques utilisées pour la détermination des caractéristiques côtières sont :
- la cinématique temps réel avec GNSS (mode RTK, etc.) ;

- b. les points par relèvements inverses (distances électro-optiques/EODM, cercle hydrographique, théodolite, etc.) ;
- c. les cheminements (EODM, azimuts/distances, nivellement tachymétrique, tachéomètre ou cercle hydrographique et perche de 3 m)*;
- d. les points par relèvements directs (EODM, théodolite ou cercle) ;
- e. les photographies aériennes ;
- f. le piquage sur les cartes existantes.

(*) *Pour les cheminements avec cercle hydrographique et perche graduée, les angles horizontaux sont mesurés au cercle (voir chapitre 2, §5.3.1) et les distances calculées par transformation des différences d'angles de visée sur les deux extrémités d'une barre étalonnée (méthode de la parallaxe).*

2.1.7 Les méthodes de détermination dépendent de l'échelle du levé, du temps et des instruments disponibles. Par exemple, les cartes topographiques où figurent des petits détails peuvent être utilisées aux échelles de 1: 50 000 ou inférieures (1: 100 000). Les photographies aériennes peuvent également être utilisées quoiqu'en général, on leur préfère des images orthorectifiées et interprétées par un établissement du Service hydrographique national.

La photogrammétrie est aussi une méthode appropriée, mais il est conseillé de compléter le processus par des données de terrain recueillies lors de la reconnaissance préalable.

2.2 Méthodes de positionnement et précisions

2.2.1 GNSS (voir chapitre 2, § 6.1)

Les méthodes utilisant un système de radionavigation unique ne sont applicables que pour les cas cités au tableau 6.1 où une erreur de ± 20 m est acceptable. En prenant des précautions particulières, incluant la détermination expérimentale à l'issue du levé de corrections calculées sur des points connus et en limitant les observations à la période comprise entre 2 heures après le lever du soleil et 2 heures avant le coucher, elles peuvent être utilisées pour les précisions de ± 10 m, tant que la précision des corrections est compatible avec le tableau 6.1.

Les méthodes de GPS différentiel basées sur les observations de codes, avec des stations de référence situées sur des points géodésiques, peuvent être utilisées pour les précisions de ± 5 m. Pour les cas requérant une précision encore plus grande (correspondant aux valeurs ± 2 m du tableau 6.1), le processus utilisé doit être la mesure de phase des ondes porteuses L_1 , L_1/L_2 , etc.

Dans ces cas, les précisions potentielles suivantes doivent pouvoir être atteintes :

LONGUEUR DU VECTEUR	L_1	L_1/L_2
Jusqu'à 10 km	± 1 cm ± 1 ppm	± 1 cm ± 1 ppm
10 à 40 km	± 1 cm ± 2 ppm	
40 à 200 km	Non applicable	
Plus de 200 km		± 2 cm ± 2 ppm (*)

Tableau 6.2

(*) *Avec des durées convenables, une instrumentation et des logiciels spéciaux, l'erreur peut être réduite à ± 1 centimètre ± 1 ppm.*

Les précisions du tableau 6.2 devront être actualisées en fonction des améliorations apportées au GNSS depuis 2005, telles que l'addition d'une nouvelle bande L5, ainsi que l'entrée en service des systèmes GLONASS et GALILEO compatibles avec le GPS.

De même, les possibilités croissantes du mode cinématique temps réel laissent supposer que le RTK améliorera les performances des levés actuels et permettra de déterminer les points de contrôle au sol. Les technologies du moment (2004) permettent d'accéder à des précisions de $\pm 5 \text{ cm} \pm 5 \text{ ppm}$.

Au-delà des améliorations précitées, le GNSS prévoit en plus des possibilités existantes de rendre opérationnels les nouveaux services suivants :

- systèmes d'augmentation terrestres continentaux (GBASs) avec transmissions de stations implantées près des aéroports ou en d'autres sites utilisés intensivement ;
- systèmes de renforcement par satellites (SBASs) avec des satellites qui reçoivent des signaux de corrections différentiels émis par des stations au sol et qui retransmettent ces corrections compensées. Un des réseaux les plus complets et opérationnel depuis 2006 dans la zone Amérique et Pacifique est le WAAS (*Wide Area Augmentation System*) parrainé par le USFAA (*US Federal Aviation Association*).

Il est prévu que certains de ces services opérant avec des caractéristiques différentes croîtront en nombre et en capacités. Leur exploitation devrait permettre d'effectuer des levés sans stations de référence ; il ne faut pas toutefois se montrer trop optimiste s'il n'y a pas à proximité une station à terre entrant dans la compensation du système. Une autre méthode pourrait consister à implanter un réseau de stations actives, avec réception centralisée et transmission des éphémérides précises pour la région.

Revenant aux systèmes GPS différentiels procédant par mesure de codes et stations de base implantées sur des points géodésiques, certains, moyennant un traitement dit « sub-métrique », permettent d'obtenir des erreurs de l'ordre de $\pm 10 \text{ cm} \pm 10 \text{ ppm}$ sans utiliser strictement la phase L des porteuses et ce, sur des distances entre la station de base et le récepteur mobile allant jusqu'à 10 km.

Il y a une grande variété d'instruments sur le marché mais très peu satisfait à ces limites d'erreur. Il est, par conséquent, recommandé de les tester en stationnant en plusieurs points du réseau géodésique existant pour vérifier leur fiabilité à différentes distances.

Dans le reste de ce chapitre, il est supposé que le récepteur utilisé mesure les phases de l'onde porteuse (L1 ou L1/2) avec la précision indiquée au tableau 6.2 et que l'erreur en mode RTK ne dépasse pas $\pm 5 \text{ cm} \pm 5 \text{ ppm}$.

Idéalement, pour réaliser un levé topographique, tous les points doivent être positionnés à partir d'une station de référence dont la position est déjà connue. Dans le cas où les points géodésiques existants ne sont pas suffisants, il est nécessaire de densifier le réseau. La figure 6.1 illustre une telle préparation. À partir des points connus du réseau, de nouveaux points de contrôle sont créés au moyen de vecteurs GNSS utilisant des récepteurs en mode statique. Pour corriger les hauteurs géodésiques (au-dessus de l'ellipsoïde), afin de les rapporter au niveau moyen de la mer ou à toute autre référence spécifiée (voir chapitre 2), il est nécessaire de les rattacher en effectuant une station d'altitude.

Il est souhaitable de déterminer les points de contrôle photogrammétriques et les amers à partir de deux points géodésiques au moins. Les méthodes les plus rapides telles que les modes *stop and go* ou cinématique temps réel (RTK) peuvent être appliquées dans les deux cas et pour tout objet remarquable, pour autant que les normes du tableau 6.1 soient satisfaites.

Si, pendant le levé, il est nécessaire d'ajouter des points de contrôle supplémentaires, ceux-ci doivent être positionnés à partir de deux points géodésiques de position connue.

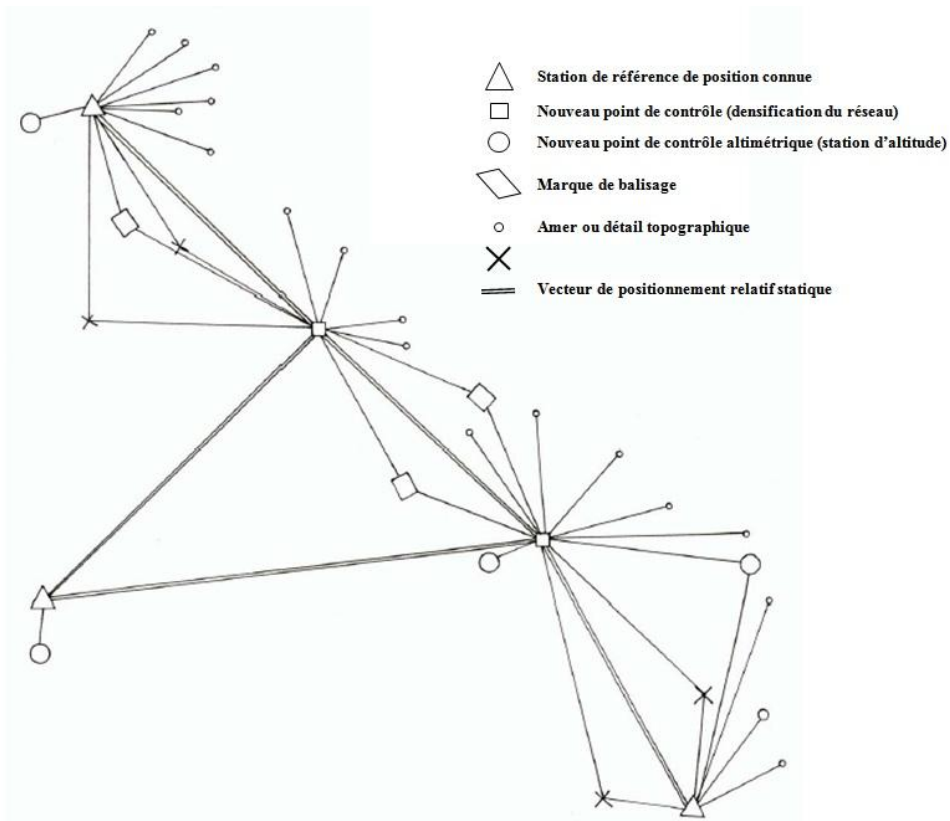


Fig. 6.1 « Préparation topographique »

La densification du réseau et l'entretien de bornes ou autres repères sont des opérations coûteuses aussi s'efforcera-t-on de les réduire au minimum. Des configurations comme celles de la figure 6.2 peuvent être adoptées.

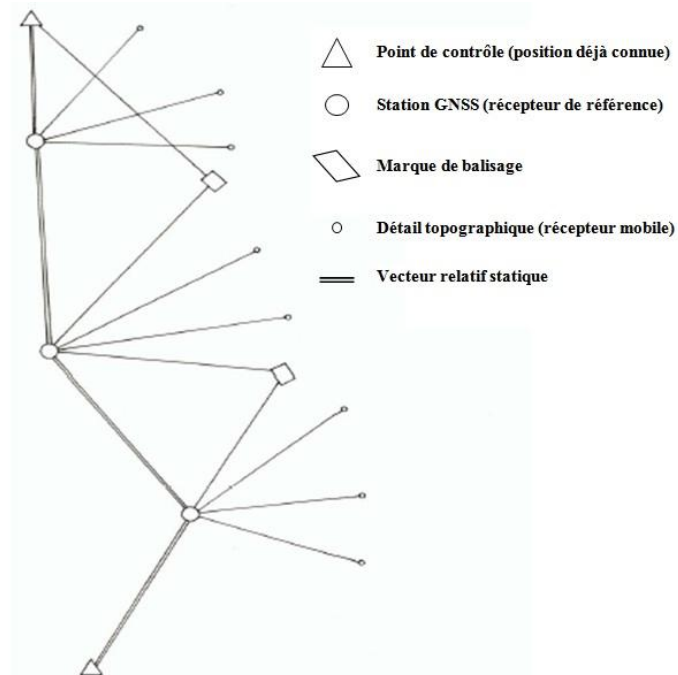


Fig. 6.2 « Topographie avec densification *a minima* »

En plus de servir de référence aux récepteurs mobiles, les stations GNSS sont reliées entre elles par des vecteurs relatifs statiques équivalents à un cheminement entre points de contrôle sans avoir à créer de bornage additionnel. Dans la plupart des cas, ces cheminements sont mesurés avec les mêmes instruments que ceux utilisés pour le positionnement des amers.

2.2.2 Triangulation (voir § 3.2.1, chapitre 2)

Cette technique est basée principalement sur les mesures d'angles. Jusqu'à la moitié du XX^{ème} siècle, c'était la méthode la plus courante pour établir des réseaux géodésiques et la seule utilisée pour positionner les amers, le balisage ou les points d'appui photogrammétriques. Elle a été remplacée à partir des années 60 par les instruments de mesure de distance électroniques (EDM) ou électro-optiques (EODM). Dans les années 90, les méthodes satellitaires se sont imposées, en particulier depuis l'établissement d'une couverture globale permanente.

En hydrographie, la méthode de triangulation la plus classique consistait à réaliser une série d'observations, telle que représentée à la figure 6.3, avec très peu de mesures de distance (lignes de base) et un grand nombre de mesures d'angles représentés ici par des directions. Un tel canevas comportait des observations surabondantes, chaque quadrilatère et ses diagonales étant observés dans les deux sens et les angles étant obtenus par soustraction des directions. Le facteur d'échelle du réseau était déterminé à partir des lignes de base.

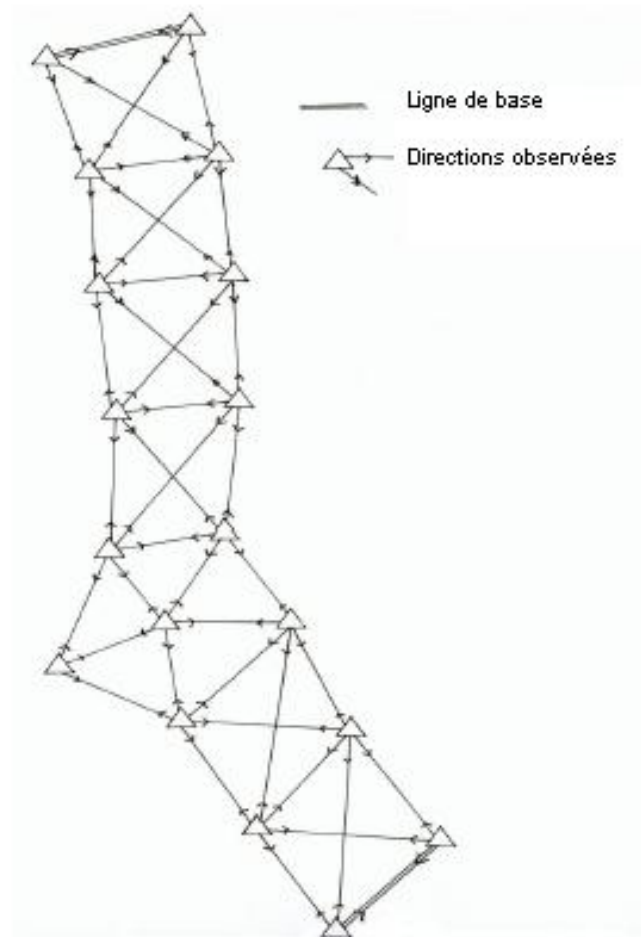


Fig. 6.3

Dans les systèmes géodésiques anciens et non rattachés, les positions et les orientations au point fondamental (*datum*) étaient déterminées par observations astronomiques de latitude, longitude et d'azimut. De nos jours, si les bornes de ce type de réseaux sont utilisées, il est nécessaire de les recalculer à partir d'observations GNSS afin de convertir leurs coordonnées dans un système universel tel que le WGS 84 (voir chapitre 2, § 2.2.3).

D'ordinaire, les longueurs des lignes de base étaient mesurées avec des précisions allant de 1 ppm à 3 ppm, et les directions de $\pm 0.5''$ à $\pm 2''$. L'erreur de propagation des distances (c.-à-d. la différence entre une longueur calculée par résolutions successives de triangles et la même longueur mesurée directement) pouvait être comprise normalement entre 20 ppm et 40 ppm.

Il faut tenir compte de ces limitations quand on compense un réseau ancien en lui ajoutant des observations GNSS. Sur des distances de 200 ou 300 km, on peut trouver des écarts de 2 ou 3 mètres. Indépendamment de la question du traitement de telles différences, il convient de disposer d'un nombre suffisant et bien réparti de rattachements aux points du réseau et d'algorithmes de conversion pour compenser les distorsions inhérentes aux systèmes géodésiques anciens (voir chapitre 2).

Quoiqu'il en soit, la densification d'un réseau ancien au moyen d'observations GNSS et le mélange avec des coordonnées issues de triangulations antérieures doivent être évités car ils conduisent souvent à des distorsions et des inexactitudes dans les résultats finaux. S'il faut à tout prix conserver les coordonnées d'un système ancien, il sera nécessaire d'adopter des stratégies de calcul très particulières et de faire état très tôt des limitations des valeurs ainsi obtenues.

Un canevas géodésique présentant des caractéristiques analogues à celles de la figure 6.3 aurait en général des côtés compris entre 15 et 25 km, 18 km en moyenne et des erreurs de fermeture angulaire de $\pm 1''$ à $\pm 2''$ par triangle. Il constituerait une triangulation de premier ordre. Une triangulation de deuxième ordre aurait des côtés plus courts (10 à 15 km) et des erreurs de fermeture de $\pm 2''$ à $\pm 4''$. Il y aurait de même des triangulations de troisième ordre et de quatrième ordre avec des côtés encore plus courts et des tolérances plus élevées, soit $\pm 5''$ pour une triangulation de troisième ordre et $\pm 10''$ pour une triangulation de quatrième ordre. Le tableau 6.3 ci-après fournit des valeurs caractéristiques pour ces différents ordres.

ORDRE	LONGUEUR DES CÔTÉS	ERREUR DE LECTURE DU THÉODOLITE (*)	NOMBRE DE TOURS D'HORIZON (*)	ERREUR ANGULAIRE SUR UNE DIRECTION	ERREUR DE FERMETURE
1	15 à 25 km	0,1 à 0,2''	9 à 18	0,1 à 0,5''	1 à 2''
2	10 à 15 km	1''	6 à 9	1 à 2''	2 à 4''
3	5 à 10 km	1 à 10''	4 à 6	2 à 3''	5''
4	2 à 10 km	10''	2 à 4	5''	10''

(*) Voir chapitre 2, §5.3.3

Tableau 6.3 « Caractéristiques des différents ordres de triangulation »

Pour chaque ordre de triangulation, les coordonnées des ordres supérieurs en précision étaient considérées comme fixes et l'usage des lignes de base et des stations astronomiques était généralement réservé aux deux premiers ordres.

Pour les travaux dans les ordres inférieurs, on s'appuyait en principe sur les points d'un ordre plus précis (partie gauche de la figure 6.4) mais dans certains cas de densification du canevas géodésique, il était nécessaire d'utiliser des points d'un ordre inférieur correspondant à des côtés plus courts (partie droite de la figure 6.4), en particulier quand les tours géodésiques qui permettaient les visées au-dessus

des arbres ou des obstructions topographiques avaient été démontées. L'impossibilité d'effectuer de longues visées imposait ce type de solution.

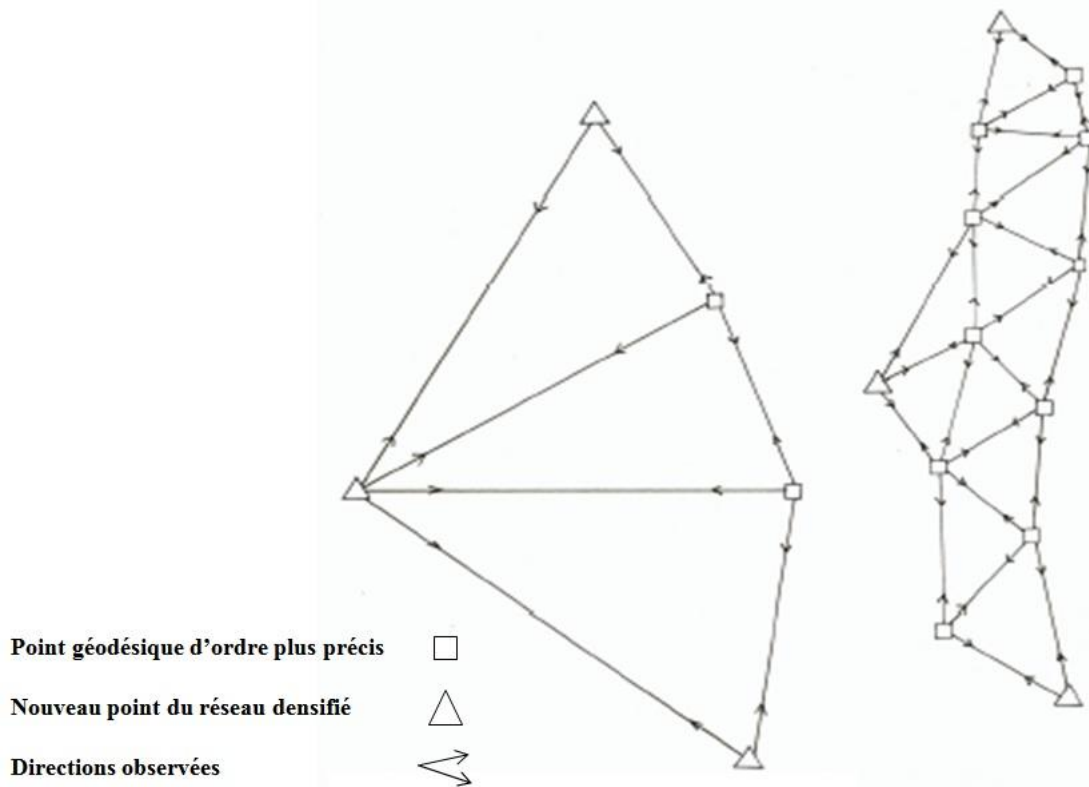


Fig. 6.4 « Densification d'un réseau géodésique »

Dans certains levés hydrographiques, le terme triangulation a été utilisé pour décrire des points observés sous fusées éclairantes (voir § 2.2.4). Des *flares* étaient largués sous parachute à la verticale du point à localiser et, pendant qu'elles brillaient, elles étaient visées simultanément à partir de stations connues. Cette pratique a été beaucoup utilisée pour positionner des points à la côte. Des ballons, des tirs éclairants et des cibles mobiles surélevées ont également été utilisés.

Le terme triangulation a été aussi utilisé pour des relèvements directs au cercle sur des points géodésiques, combinés avec des relèvements inverses effectués en ces points. Le stationnement en un point dont on cherche à calculer la position est traité au § 2.2.4 consacré aux relèvements inverses.

Bien que ces techniques soient devenues désuètes par rapport aux méthodes modernes mieux adaptées, elles sont encore efficaces.

Un des aspects caractéristiques de la triangulation est l'influence de la forme de la figure sur la propagation des erreurs qui a pour effet que les erreurs de positionnement ne dépendent pas seulement des erreurs de mesure mais aussi de la géométrie du réseau. Ce problème est traité au § 2.2.4 pour certains cas particuliers, mais il admet des solutions complexes dans le cas général. Par exemple, une chaîne unique constituée de triangles équilatéraux sera plus rigide qu'une chaîne comportant des angles inégaux. De même, un canevas carré sera plus rigide qu'une chaîne constituée de rectangles ou de trapèzes avec des diagonales semblables.

2.2.3 Cheminements (voir chapitre 2, § 3.3.1 à 3.3.4)

Avant la décennie 1950-1960, l'utilisation des relèvements/distances était réservée aux petites zones mais avec le développement des distancemètres EDM et EODM, des réseaux comportant des côtés

plus longs (5, 10, 15, 20,... km) ont été créés. Comme indiqué au début du § 2.2.2, ces techniques ont remplacé la triangulation.

A une certaine époque (aux environs de 1960), la mode fut à la trilatération (voir chapitre 2, § 3.2.2.) mais cette nouvelle technique basée exclusivement sur la mesure des côtés fut rejetée rapidement, en raison principalement de l'insuffisance de contrôles internes. Les mesures des trois angles d'un triangle, par exemple, comportent une condition de fermeture tandis que celles des trois côtés n'en ont pas. Un quadrilatère avec les directions de ses deux diagonales et de ses quatre côtés comporte quatre conditions de fermeture angulaire tandis que la trilatération de ces 6 longueurs n'autorise qu'une seule vérification. La supériorité de la triangulation est relative car elle nécessite quand même la mesure d'une ligne de base tandis que la trilatération peut être conduite sans mesure d'angle.

La combinaison des deux techniques, appelée parfois triangulatération (ou polygonation), donne des résultats acceptables. On la désignera ici sous le nom de cheminement, bien qu'un cheminement soit plutôt un enchaînement simple de mesures d'angles et de distances.

Une des propriétés les plus importantes du cheminement est que la propagation des erreurs est indépendante de la configuration. Il n'est pas nécessaire d'établir un réseau complexe comportant des géométries particulières ou des tours géodésiques afin de faciliter les visées. D'un point de vue pratique, ce genre de réseau qui permet d'obtenir une répartition uniforme des points géodésiques se prête aux levés et aux revues d'amers.

En général, il est recommandé de maintenir un équilibre raisonnable entre les précisions des deux paramètres mesurés (angles et distances) pour réduire la dépendance des résultats à la géométrie du réseau. Une des formules applicables est :

$$\frac{\sigma_{DIST}}{DIST} = \frac{\sigma_{ANG}}{200000}$$

où σ_{DIST} est l'écart type des distances exprimées dans la même unité que $DIST$ et σ_{ANG} l'écart type des directions mesurées, exprimé en secondes sexagésimales. Pour $\sigma_{ANG} = \pm 1''$, la précision requise pour les distances est de 5 ppm (soit 1/200 000) ; pour $\pm 4''$, elle n'est plus que de 20 ppm (1/50 000).

Les erreurs d'angles et de distances tolérées ne doivent jamais être confondues avec les précisions de lecture ou les résolutions instrumentales. Il faut également tenir compte des limitations de l'observateur, des conditions ambiantes, des précisions de corrections, de l'heure de la mesure, etc.

Par exemple, pour une mesure de distance oblique de 5 km avec une inclinaison de 20° , une erreur de hauteur du point visé de $\pm 0,5$ m se traduira sur la projection horizontale par un écart de :

$$0.5 \text{ m} \tan 20^\circ = 0.18 \text{ m}$$

Bien que mesurée au géodimètre électro-optique dont l'erreur est de l'ordre de ± 1 centimètre ± 2 ppm, soit ± 2 cm à 5 km, la distance rapportée au plan horizontal sera entachée d'une erreur de ± 18 centimètres.

Une distance mesurée avec un instrument EDM devra être corrigée des conditions ambiantes (pression, température, humidité).

L'humidité est calculée d'après la pression et les différences de température observées sur des thermomètres à crécelle secs et humides ; c'est une procédure très importante pour les mesures par micro-ondes. Aucune observation ne doit être réalisée avec un EDM par atmosphère sursaturée (pluie, brouillard) ; avec les EODM, l'humidité est moins importante bien qu'elle influe sur la longueur d'onde de la lumière. Les faisceaux LASER ont un avantage parce qu'ils sont fondamentalement

monochromatiques et il est généralement suffisant de mesurer la pression et la température. Pour les longues distances (plus de 5 km), il est recommandé de mesurer les paramètres d'environnement aux deux extrémités de la portée et d'en faire la moyenne.

Les fabricants fournissent habituellement des tables de corrections pour leurs instruments. Les EODM doivent utiliser les mêmes prismes que ceux qui ont servi à l'étalonnage afin d'éviter des erreurs de distances qui peuvent parfois dépasser le centimètre.

Pour les distances de plus de 5 km, une correction de rayon de courbure de la terre doit être appliquée. Cette correction est égale à

$$+ \frac{(1-k)^2}{24R^2} D^3$$

où k est le module de réfraction atmosphérique (rapport entre le rayon de courbure de la terre et celui du rayon lumineux). Par conditions moyennes, il est de 0,25 pour les micro-ondes et de 0,13 pour les ondes lumineuses. Il est suffisant d'introduire dans la formule la valeur moyenne du rayon de la terre.

$$R = 6371000\text{m}$$

La figure 6.5 représente la distance mesurée D et la distance réduite à la surface de référence S . Ces deux paramètres sont nécessaires pour la correction précitée et la correction de hauteur des points visés, qui est décrite ci-dessous.

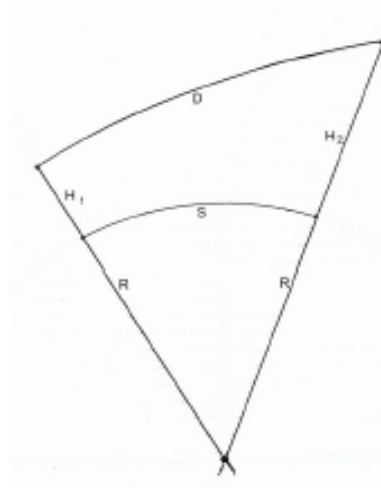


Fig. 6.5

Il est important de noter que la correction de courbure ci-dessus tient compte de la géométrie des deux arcs ainsi que de la conséquence physique de la propagation du rayon à un niveau légèrement inférieur à celui des deux extrémités où sont mesurées les conditions ambiantes moyennes.

La correction de hauteur et d'inclinaison du rayon est plus significative ; elle a pour expression :

$$S = \sqrt{\frac{D^2 - (H_2 - H_1)^2}{\left(1 + \frac{H_1}{R}\right)\left(1 + \frac{H_2}{R}\right)}}$$

La méthode de mesure des hauteurs, et surtout de leur différence $\Delta H = (H_2 - H_1)$, affecte la correction, comme on peut le constater en différenciant S par rapport à ΔH , ce qui permet de retrouver l'expression de l'erreur citée précédemment

$$S \approx \sqrt{D^2 - \Delta H^2}$$

$$dS \approx \frac{\Delta h}{\sqrt{D^2 - \Delta H^2}} d\Delta h = id\Delta H$$

En conclusion, l'erreur $d\Delta H$ sur la différence de hauteur doit être multipliée par la tangente de la pente $i = \tan \alpha$, pour obtenir l'erreur dS sur la distance rapportée à la surface de référence.

Dans les levés topographiques, il est d'usage de faire les calculs en coordonnées planes. Pour cette raison, il est nécessaire d'appliquer au préalable les corrections de réduction au plan de projection. Le calcul de ce type de corrections est décrit au § 2.2.5.

La résolution la plus courante et la plus précise d'un cheminement en projection consiste à faire un calcul approché des coordonnées des nouveaux points en partant des points connus et en utilisant les observations non corrigées. Les résultats sont moyennés en utilisant les observations surabondantes. Une fois les coordonnées provisoires déterminées, on applique les corrections ci-dessus aux équations d'observations dont les inconnues sont les corrections à apporter aux coordonnées provisoires. Ces inconnues sont déterminées par moindres carrés.

Si l'une quelconque des observations excède le niveau de tolérance (erreur maximale admise), les enregistrements originaux doivent être vérifiés et si aucune explication n'est trouvée, les mesures doivent être recommencées ; toutefois, si la redondance est suffisante, l'observation erronée peut être simplement supprimée et la compensation calculée sans elle.

Pour les cheminements classiques, une compensation approximative sera réalisée en répartissant d'abord l'erreur de fermeture angulaire, puis l'erreur de fermeture des coordonnées, proportionnellement à la longueur des côtés ou à tout autre critère logique.

L'erreur de fermeture angulaire d'un cheminement doit être inférieure à :

$$\pm (5'' + 2'' \sqrt{n})$$

où n est le nombre de points stationnés au cours du circuit. Pour les cheminements secondaires exécutés dans le but de densifier un canevas géodésique, l'erreur peut atteindre :

$$\pm (10'' + 10'' \sqrt{n})$$

Si le but est limité à la détermination des coordonnées de détails côtiers, une tolérance plus grande encore peut être admise.

Les erreurs de fermeture des coordonnées ne doivent pas dépasser les valeurs énoncées au tableau 6.1, selon l'utilisation du réseau, en gardant à l'esprit que les coordonnées compensées des points intermédiaires sont entachées d'erreurs égales environ à la moitié de celles de la fermeture. Néanmoins, pour les canevas géodésiques, les erreurs de fermeture ne doivent pas excéder $\pm (0,2\text{m} + 10 \text{ ppm})$ pour les points du réseau proprement dit et $\pm (0,5 \text{ m} + 100 \text{ ppm})$ pour les stations complémentaires, et ce, afin de satisfaire aux tolérances du § 2.1.2.

Quand les erreurs excèdent la tolérance admise pour un cheminement, il existe des méthodes pour localiser la source d'erreur. Par exemple, quand une erreur de fermeture angulaire est décelée, le

relèvement du côté suspect est calculé à partir de toutes les composantes entrant dans le calcul de l'erreur de fermeture des coordonnées. Cependant, si l'erreur d'angle en un point est très grande, les angles ne doivent pas être compensés et le cheminement doit être calculé en repartant des deux extrémités, de telle sorte que la compensation des coordonnées soit réalisée sur le point suspect.

Quand un réseau est compensé par moindres carrés à partir des coordonnées provisoires, le processus permet d'accéder à partir de la matrice des variances-covariances aux erreurs des coordonnées. Ce calcul n'est pas aussi évident pour un cheminement car les erreurs de fermeture des coordonnées sont plus générales. Dans de tels cas, on attribuera aux points à mi-parcours une compensation de l'ordre de la moitié de l'erreur de fermeture, que l'on réduira en se rapprochant des extrémités.

Le calcul des cheminements en coordonnées planes est très simple ; il est représenté à la figure 6. L'orientation de la grille initiale est obtenue au moyen des composantes ΔE et ΔN du vecteur joignant les points géodésiques P et Q de coordonnées connues. On écrit :

$$\operatorname{tg} B_{PQ} = \frac{E_Q - E_P}{N_Q - N_P} = \frac{\Delta E_{PQ}}{\Delta N_{PQ}}$$

où ΔE_{PQ} et ΔN_{PQ} sont affectés du signe + ou - selon le quadrant.

Si l'azimut vrai est rapporté au Nord géographique et non à celui de la projection, il faut tenir compte de la convergence γ des méridiens (cf. définition en annexe A). À partir de ce point, toutes les orientations (gisements par rapport au Nord de la grille) sont exprimées en projection. De plus, si la projection UTM est utilisée, il est acquis que les corrections d'angles et de distances spécifiées au § 2.2.5 ont été appliquées aux observations pour passer en représentation plane.

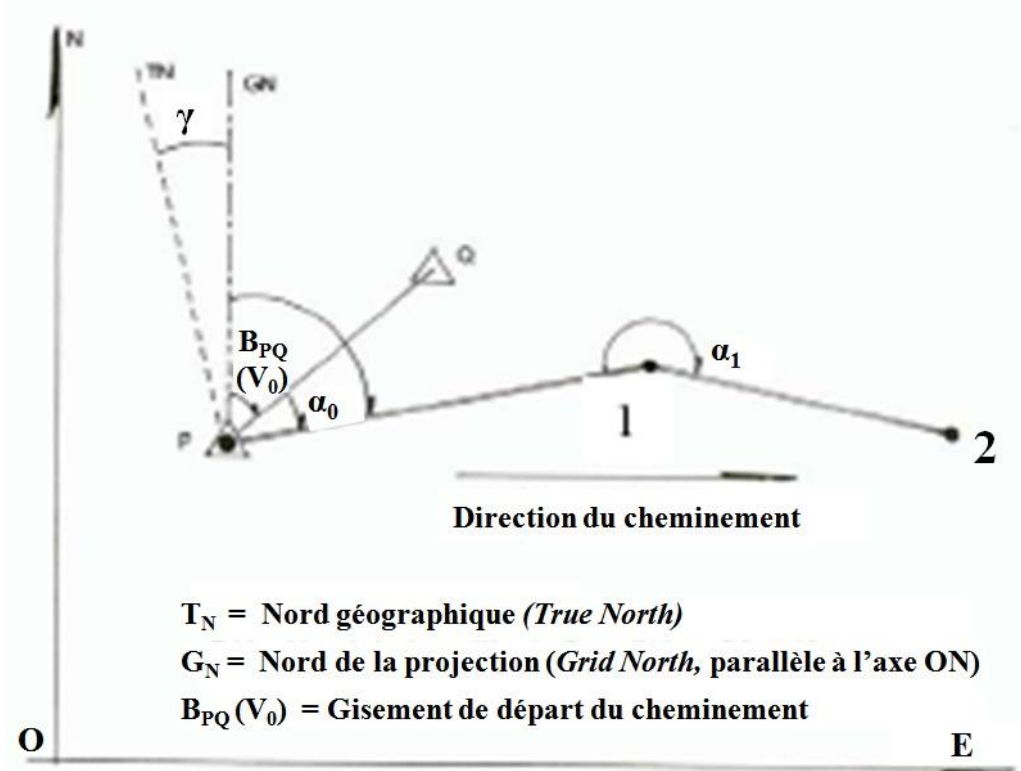


Fig. 6.6 « Calcul d'un cheminement »

Revenant au calcul du cheminement, l'azimut du premier côté est obtenu en ajoutant simplement la première visée* α_0 au V_0 et ainsi de suite :

$$B_{P_1} = B_{P_0} + \alpha_0$$

$$B_{12} = B_{P_1} + \alpha_1 \pm 180^\circ = B_{P_0} + \alpha_0 + \alpha_1 \pm 180^\circ$$

Le signe (+) est utilisé dans le cas où le terme de la portée précédente ($B_{P_1} + \alpha_1$) est supérieur à 180° et le signe (-) dans le cas contraire qui est le plus fréquent.

Les incréments de coordonnées sont obtenues par conversion des coordonnées polaires en coordonnées planes :

$$\Delta N = S \cos B$$

$$\Delta E = S \sin B$$

Il faut se souvenir que dans les cas d'un cheminement simple et avant de faire la transformation, il convient de répartir l'erreur angulaire de fermeture si cette dernière excède la tolérance prescrite. Dans les cheminements plus complexes, le canevas peut être complété par des relèvements directs ou inverses comme expliqué aux § 2.2.4 et 2.2.5. Les remarques relatives aux compensations mentionnées plus haut doivent aussi être prises en compte.

En ce qui concerne les compensations du réseau, elles ne sont pas développées davantage dans ce manuel car elles relèvent de l'établissement à terre qui dispose des logiciels appropriés. Cependant, il faut garder à l'esprit que de bons résultats ne peuvent être obtenus que si les données sont vérifiées sur le terrain et que les erreurs de fermeture ainsi que les calculs des points réalisés selon les différentes méthodes satisfont aux spécifications des instructions techniques.

Un cheminement simple est dit **fermé** s'il commence par deux points géodésiques et se termine par deux autres points géodésiques. Trois types de fermeture sont possibles : une fermeture angulaire et deux fermetures en coordonnées. Ce cas est illustré en haut de la figure 6.7 ; il permet un ajustement angulaire initial suivi d'une répartition des différences de coordonnées. Le cas particulier du cheminement simple commençant et se terminant par les mêmes points peut être traité comme ci-dessus, mais il est recommandé de l'éviter pour les raisons évoquées au § 2.1.4.

Le cheminement est dit **semi-fermé** (2^{ème} cas de la figure 6.7) quand aucun V_0 de fermeture permettant d'effectuer la compensation angulaire n'a été observé. Cependant, si les erreurs de fermeture en coordonnées sont acceptables, une répartition analogue au cas précédent pourra être réalisée.

Il est dit **incomplètement fermé** (3^{ème} cas de la figure 6.7) s'il commence et se termine par des points géodésiques de contrôle, mais qu'aucun V_0 n'a été observé. La seule vérification possible consiste alors à s'assurer que la distance PR calculée est cohérente avec les coordonnées des deux points géodésiques. La façon la plus simple pour calculer cette distance est de se donner une orientation arbitraire ou approximative, puis d'appliquer au résultat provisoire une rotation et une répartition des écarts de coordonnées constatés sur le point géodésique de fermeture.

* NdT : Le V_0 correspondant à l'orientation PQ se traduit en anglais par le terme B_{PQ} (B pour *bearing*).

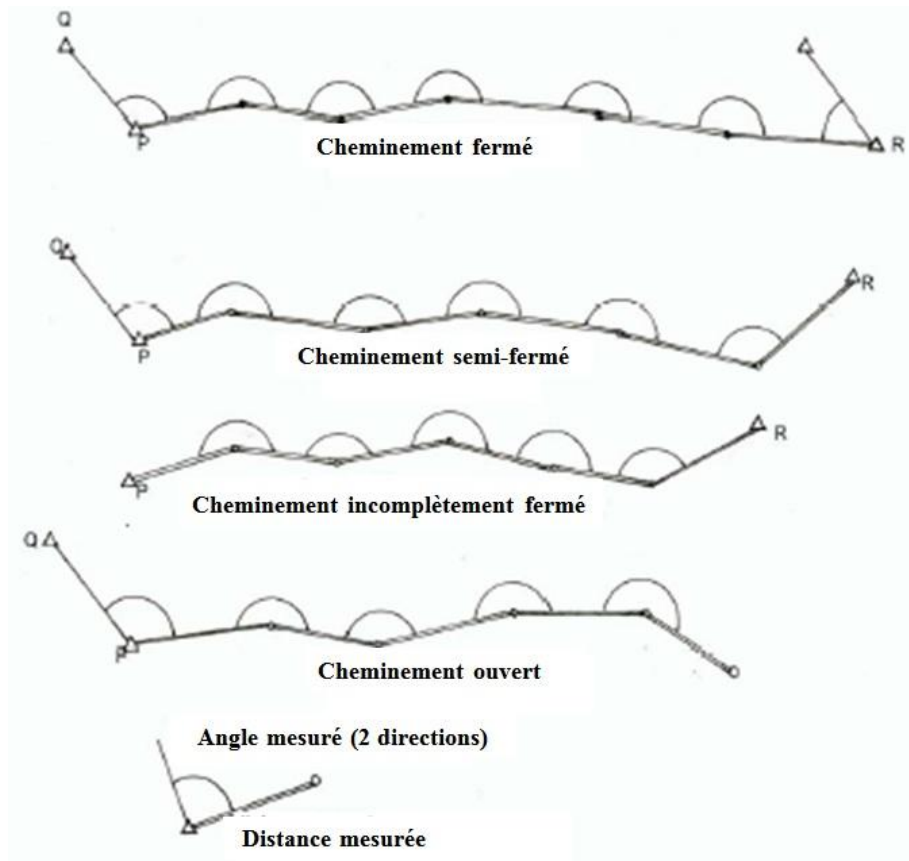


Fig. 6.7 « Différents types de fermetures »

Enfin, un cheminement simple sera dit **ouvert** s'il commence par deux points géodésiques mais se termine par des points inconnus en lesquels aucune vérification de fermeture ou compensation ne peuvent être faites. Cette configuration est à éviter, mais quand il n'y a pas d'autre choix, une prudence extrême devra être exercée et la nature provisoire des résultats devra être clairement affichée.

Les cheminements sont étroitement associés aux nivellements trigonométriques qui ont pour objet de déterminer des dénivelées par mesures d'angles verticaux (voir chapitre 2, § 4.2).

La façon la plus précise d'obtenir une dénivelée consiste à mesurer réciproquement et simultanément la distance directe entre les points et les angles verticaux à partir des deux stations :

$$\Delta H_{12} = \frac{i_1 + s_1}{2} - \frac{i_2 + s_2}{2} + D \sin \left(\frac{\alpha_1 - \alpha_2}{2} \right)$$

où (voir figure 6.8) :

i_1, s_1 sont les hauteurs du théodolite et du signal de la station 1;

i_2, s_2 sont les hauteurs du théodolite et du signal de la station 2;

D est la distance oblique (voir figure 6.5);

ΔH_{12} est la dénivelée entre les stations 1 et 2.

Les angles de site (α) sont positifs quand ils sont au-dessus de l'horizon et négatifs quand ils sont au-dessous. Dans la figure 6.8, α_1 est positif et α_2 négatif. Il convient d'observer les angles simultanément afin d'obtenir une valeur précise de la courbure du rayon qui change pendant la journée.

Une dénivelée mesurée dans ces conditions peut être entachée d'une incertitude de :

$$\pm 0,01 \text{ m} \cdot K$$

où K est la distance exprimée en kilomètres, qui correspond à une incertitude de 1 cm/km.

Si la distance oblique (D) n'est pas mesurée, mais la distance (S) rapportée à la surface de référence, normalement le niveau moyen de la mer, est accessible, ce qui est généralement le cas en triangulation (voir figure 6.5), la formule à appliquer devient :

$$\Delta H_{12} = \frac{i_1 + s_1}{2} - \frac{i_2 + s_2}{2} + S \left(1 + \frac{Hm}{R} \right) \operatorname{tg} \left(\frac{\alpha_1 - \alpha_2}{2} \right)$$

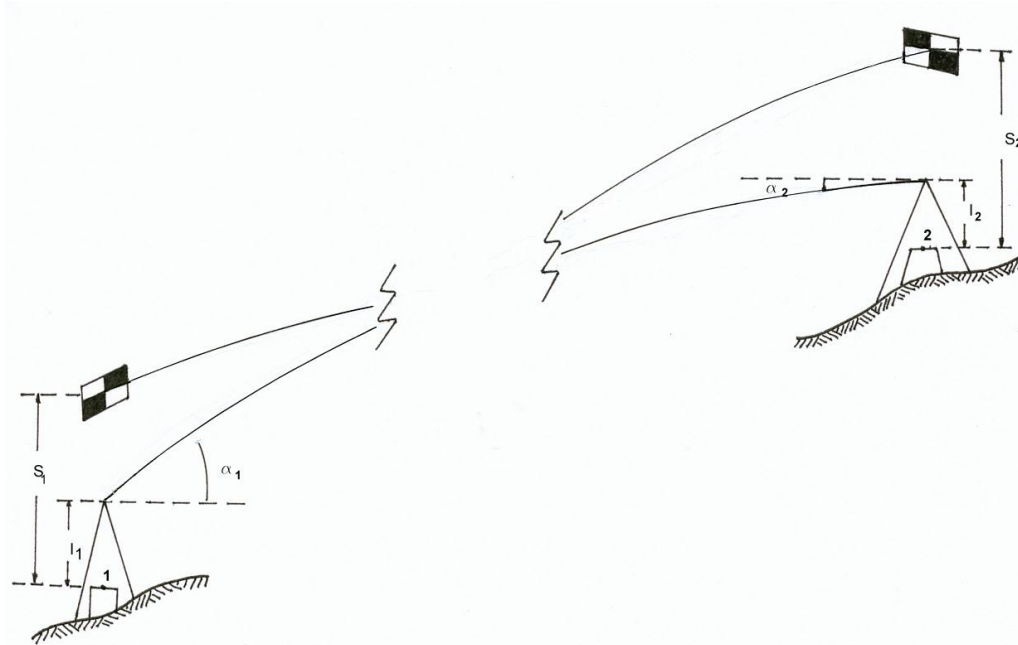


Fig. 6.8

Si l'angle de site n'est connu qu'au point 1, les formules à appliquer sont :

$$\Delta H_{12} = i_1 - s_2 + D \sin \alpha_1 + \frac{(1-k)}{2R} D^2$$

$$\Delta H_{12} = i_1 - s_2 + S \left(1 + \frac{Hm}{R} \right) \operatorname{tg} \alpha_1 + \frac{(1-k)}{2R} S^2$$

Dans les trois dernières formules, R est le rayon terrestre moyen, en principe 6 371 km, mais une valeur plus exacte relative à la latitude du lieu et à l'azimut peut être utilisée pour l'ellipsoïde adopté. La même remarque s'applique à la formule de transformation de D en S ci-dessous (voir figure 6.5).

$$S = \sqrt{\frac{D^2 - \Delta H^2}{\left(1 + \frac{H_1}{R} \right) \left(1 + \frac{H_2}{R} \right)}}$$

Hm est la hauteur moyenne qui est égale à :

$$Hm = \frac{H_1 + H_2}{2}$$

On l'utilise, si on ne connaît que H_1 , dans la formule :

$$H_m = H_1 + \frac{\Delta H_{12}}{2}$$

où ΔH_{12} est obtenu par procédé itératif permettant d'améliorer la valeur de H_2 .

Le coefficient k , ou module de réfraction atmosphérique, a été défini plus haut ; il est égal à :

$$k = 0.13 \pm 0.05$$

L'incertitude de la dénivelée trigonométrique obtenue par visée non réciproque est alors égale à :

$$\pm (0.01 \text{ m} \cdot K + 0.004 \text{ m} \cdot K^2)$$

Le nivellement trigonométrique est idéal pour corriger la pente des côtés de la polygonation et dans tous les cas où la connaissance de l'altitude est nécessaire à l'amélioration des précisions.

2.2.4 Intersections, relèvements directs et relèvements inverses

La méthode la plus simple pour déterminer les coordonnées d'un point se fait par intersection de deux relèvements observés en deux stations de positions connues. Ces deux relèvements sont eux-mêmes rapportés à des orientations de référence calées par visées (V_0) sur d'autres points géodésiques dont la connaissance permet de calculer les relèvements en projection. Exceptionnellement, la référence est un azimut astronomique ou gyroscopique, auquel cas on lui applique la convergence γ de la figure 6.6.

La figure 6.9 ci-après représente une intersection de deux relèvements directs. On notera que dans certains cas, surtout pour des distances courtes, les visées réciproques des deux points connus ($P_1 P_2$ et $P_2 P_1$) sont utilisées comme V_0 (B_1 et B_2) pour les relèvements directs du point (P).

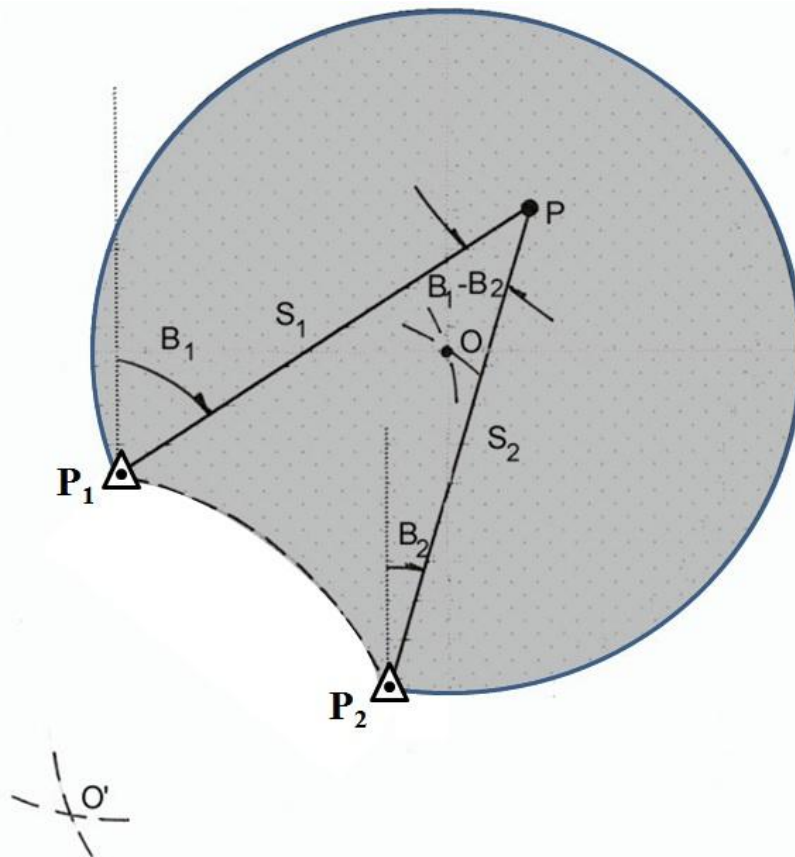


Fig. 6.9 « Intersection de 2 relèvements directs ou de 2 distances »

En plus des erreurs de relèvements en projection qui résultent principalement d'erreurs angulaires, les distances ($P_1 P$ et $P_2 P$) et l'angle formé par ces deux directions, qui est égal à la différence ($B_1 - B_2$),

contribuent aux erreurs des coordonnées de P. La règle la plus simple est que cette différence angulaire soit comprise entre 30° et 150° . La zone qui remplit cette condition est représentée en grisé sur la figure 6.9 ; elle est délimitée par les deux cercles dont les centres O et O' sont les sommets des triangles équilatéraux opposés par leur base commune P_1P_2 .

À l'extérieur de cette zone, les erreurs augmentent jusqu'à atteindre une indétermination pour les angles de 0° ou 180° .

Un autre cas d'intersection est celui des distances S_1 et S_2 mesurées entre P_1 et P_2 et le point (P) à déterminer. Cette intersection comporte deux solutions symétriques par rapport à l'axe P_1P_2 . Pour lever l'ambiguïté, il faut déterminer si P est situé à gauche de P_1P_2 (figure 6.9) ou symétriquement à droite. Une solution alternative consiste à noter la position relative des points P_1 et P_2 tels qu'on les voit de P, (dans la figure 6.9, P_1 est à droite et P_2 à gauche).

Les algorithmes permettant d'effectuer les calculs en projection et d'obtenir les coordonnées de P dans les différentes configurations évoquées sont indiqués au § 2.2.5.

Concernant les intersections entre relèvements directs et distances (arcs), les meilleures solutions sont obtenues quand l'angle de croisement ($B_1 - B_2$) est voisin de 90° . Dans ce cas, l'ellipse d'incertitude tend vers un cercle. Strictement parlant, bien que les erreurs de direction et de distance augmentent avec la distance et qu'on s'écarte toujours un peu de la règle idéale des 90° , leur utilisation reste une bonne méthode pour examiner rapidement la pertinence de la configuration.

Le cas des relèvements inverses classiques, connu sous le nom de problème de Snellius-Pothenot, se produit quand trois points géodésiques sont observés à partir d'une station inconnue (figure 6.10).

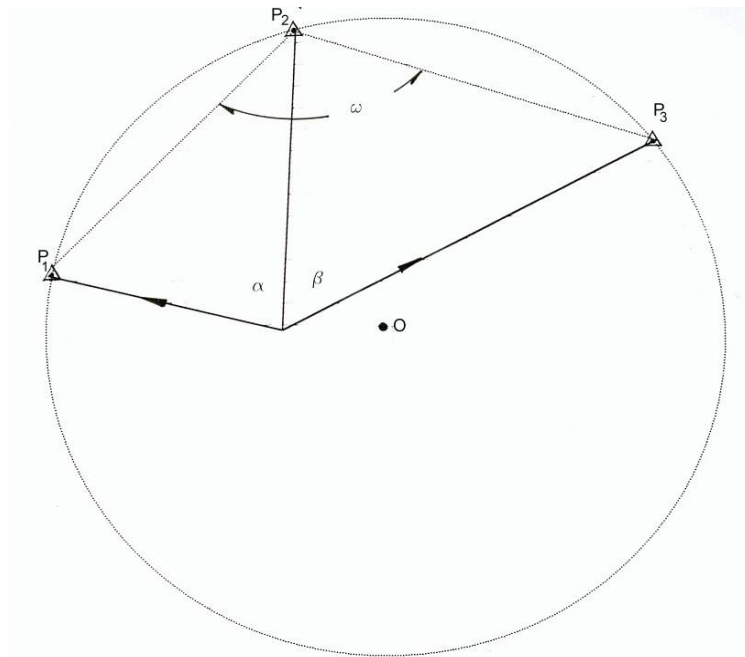


Fig. 6.10 « Relèvements inverses (problème de Snellius-Pothenot) »

Dans ce cas, l'indétermination survient quand la station à déterminer est située sur le cercle passant par les trois points connus, les angles α et β sous lesquels sont observés les points géodésiques étant identiques en tout point de leur arc capable. Il est relativement facile d'éviter cette configuration en vérifiant sur une carte que les points connus et la station à déterminer ne sont pas sur un même cercle.

Une autre méthode consiste à former la somme $(\alpha + \beta + \omega)$. Si celle-ci est voisine de 180° , la configuration doit être écartée.

L'algorithme de résolution incluant le calcul en projection plane est indiqué au § 2.2.5.

Les relèvements inverses étaient utilisés couramment par les hydrographes en géodésie avec théodolite et dans les travaux à la mer avec cercle hydrographique. Leur avantage est qu'il suffit de construire des signaux sur les points géodésiques et que par la suite, l'opérateur est libre de poursuivre ses travaux sans soutien à terre.

Il est possible de cumuler les relèvements inverses comme indiqué à la figure 6.11.

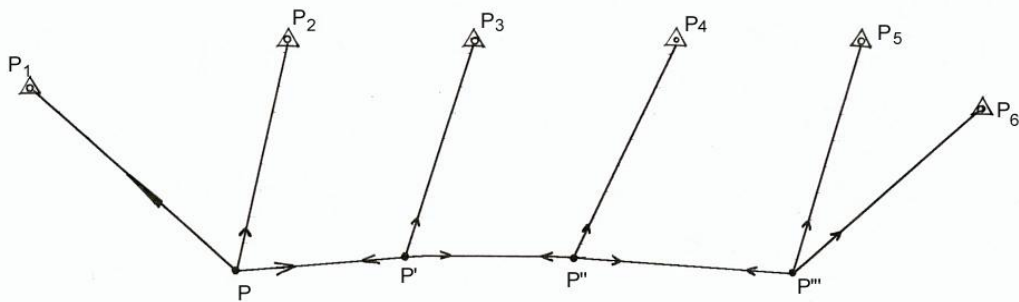


Fig. 6.11 « Enchaînement de relèvements inverses »

C'est à dire qu'à partir des nouveaux points P, P', P'', P''',... les directions vers les points connus P1, P2... P6 sont observées. La première et la dernière station à déterminer doivent observer deux points connus ; il suffit pour les autres d'observer une seule direction en plus des visées réciproques.

Il existe d'autres configurations particulières : celle, par exemple, qui comporte 2 stations à déterminer pour 4 points connus (problème de Marek), où celle qui ne comporte que 2 points géodésiques pour 2 nouvelles stations (problème de Hansen). Ces cas particuliers sont illustrés à la figure 6.12.

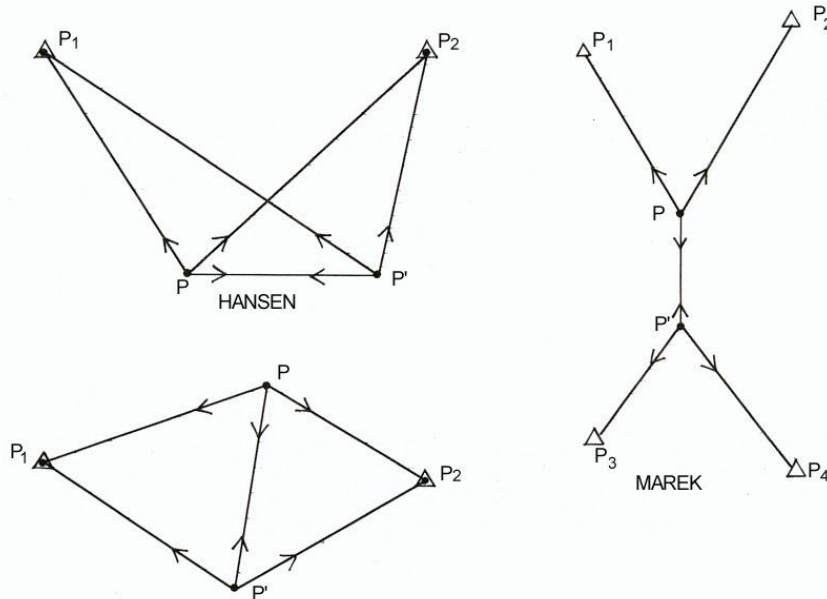


Fig. 6.12 « Divers cas de relèvements inverses »

Bien que ces cas de relèvements inverses à solution unique soient utiles, il ne faut pas en abuser car ils ne comportent pas de possibilité de vérification. Une solution simple consiste à leur ajouter des visées redondantes afin de permettre des vérifications.

En conclusion, pour déterminer une nouvelle station, il faut observer plus de trois directions vers des points connus en incluant les visées réciproques, comme illustré à la figure 6.13. Bien que chaque nouvelle station soit déterminée par observations de trois points connus, les visées réciproques entre stations doivent être incluses dans les calculs afin, notamment, de lever les indéterminations.

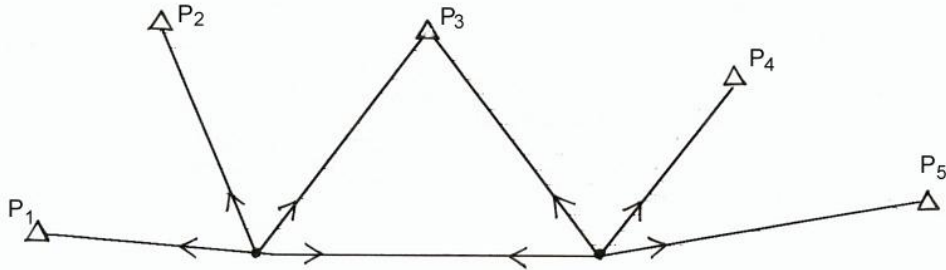


Fig. 6.13 « Relèvements inverses (cas général) »

Les solutions de ce type nécessitent des compensations, soit rigoureusement par moindres carrés, soit par moyenne itérative des solutions, pondérées en fonction de la qualité des intersections.

2.2.5 Algorithmes usuels

a) Corrections pour les calculs en projection (voir annexe A)

La résolution des figures rectilinéaires en projection nécessite l'application de corrections aux observations de distances et de directions. Dans ce paragraphe, nous traiterons de la projection de Gauss Krüger, également connue sous le nom de projection de Mercator transverse (UTM), car elle est souvent utilisée en topographie.

L'annexe A décrit cette projection dans le cas d'un « cylindre tangentiel » dont les déformations de distance, à partir du méridien central, sont données par la formule :

$$m = \frac{ds'}{ds} = 1 + \frac{x^2}{2R^2} + \dots$$

où x est l'abscisse Est, comptée sur le méridien central, ou encore :

$$x = E - X_0$$

quand un *Easting* conventionnel X_0 est utilisé.

Si cette relation est appliquée à deux points 1 et 2 distincts, elle devient :

$$\frac{S'}{S} = 1 + \frac{x_1^2 + x_1x_2 + x_2^2}{6R^2}$$

On notera que si ces deux points sont situés de part et d'autre du méridien central, le produit $x_1 x_2$ de leurs abscisses sera négatif.

De plus, le rayon terrestre moyen R doit correspondre à la latitude moyenne de la zone de travail et le passage en projection doit comporter un coefficient (K) pour

rapporter les distances au méridien central, comme pour la projection UTM (où $K = 0,9996$, cf. annexe A). L'altération linéaire (pour obtenir la distance en projection à partir de sa valeur sur l'ellipsoïde) doit être corrigée du même facteur :

$$\frac{S'}{S} = K \left(1 + \frac{x_1^2 + x_1 x_2 + x_2^2}{6R^2} \right)$$

$$S' = K \left(1 + \frac{x_1^2 + x_1 x_2 + x_2^2}{6R^2} \right) S$$

Les directions mesurées sont aussi affectées par une correction angulaire, tenant compte du fait que la représentation d'une géodésique (de l'ellipsoïde) sur le plan est une courbe dont la légère concavité est tournée vers le méridien central.

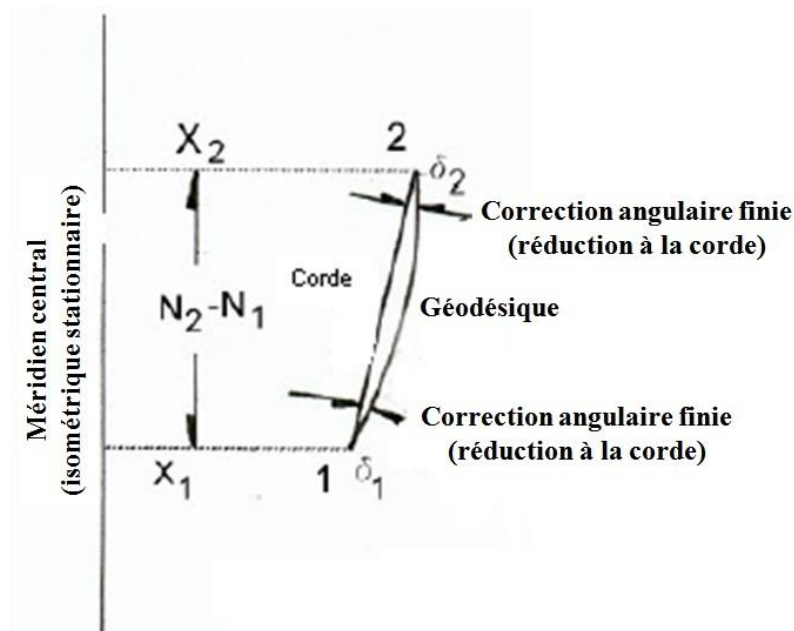


Fig. 6.14 « Corrections angulaires finies »

La figure 6.14 représente les corrections à appliquer pour passer de la représentation de la géodésique en projection à la corde qui la sous-tend. En respectant le signe de la correction, on peut écrire la relation :

$$(\delta_2 - \delta_1) = \frac{\rho''}{2R^2} (x_1 + x_2)(N_2 - N_1)$$

qui signifie que la somme des valeurs absolues des corrections angulaires est égale à l'excès sphérique du quadrilatère d'aire égale à $1/2 (x_1 + x_2)(N_2 - N_1)$, où ρ'' est la constante de transformation des radians en secondes sexagésimales ($\rho'' = 206265''$).

Comme la courbure de l'arc augmente avec les valeurs de x , l'abscisse x_1 de la station connue aura plus de poids que celle du point observé x_2 , d'où les égalités :

$$\delta_1 = \frac{\rho''}{6R^2}(2x_1 + x_2)(N_1 - N_2)$$

$$\delta_2 = \frac{\rho''}{6R^2}(2x_2 + x_1)(N_2 - N_1)$$

qui conduisent à la connaissance de la différence $\delta_2 - \delta_1$.

En général, s'il faut réduire une série de directions vers un point P_i observées à partir d'un point P_o , les corrections à appliquer (en respectant les signes) sont :

$$\delta_i = \frac{\rho''}{6R^2}(2x_o + x_i)(N_o - N_i)$$

On notera qu'à l'ouest du méridien central, les valeurs de x sont négatives; donc le signe de la correction angulaire finie est modifié automatiquement. Si la direction observée de la station connue vers le nouveau point est à cheval sur le méridien central, le changement de signe de x réduira le module de δ , ce qui est logique puisque la courbure de la géodésique change en franchissant le méridien.

Dans la pratique, on effectue un premier calcul des coordonnées en ignorant les réductions à la corde et les altérations linéaires. Celles-ci sont ensuite calculées avec les coordonnées provisoires et intégrées dans la détermination finale. Dans certains cas qu'on ne détaillera pas, les coordonnées provisoires sont utilisées dans les compensations.

b) Intersections de relèvements directs

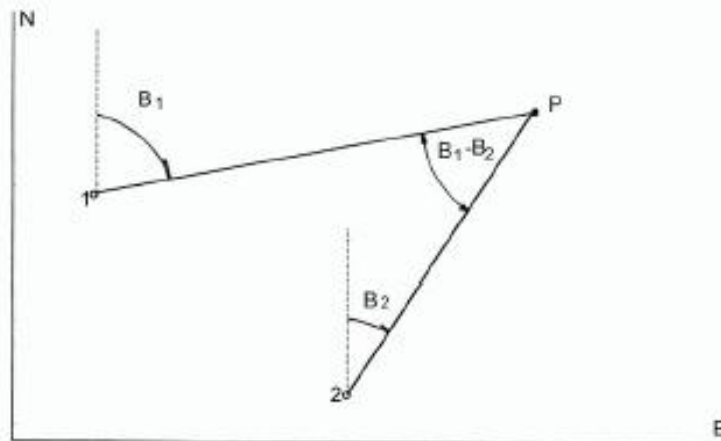


Fig. 6.15

La figure 6.15 représente une intersection de deux relèvements directs dans laquelle les angles B_1 et B_2 , sont connus en projection. Ces angles peuvent résulter d'observations ayant pour V_0 les directions (1 - 2) et (2 - 1).

Il existe plusieurs solutions et logiciels pour résoudre ce problème, dont les équations :

$$N = N_1 + \frac{[(N_1 - N_2)\sin B_2 - (E_1 - E_2)\cos B_2]}{\sin(B_1 - B_2)} \cos B_1$$

$$E = E_1 + \frac{[(N_1 - N_2)\sin B_2 - (E_1 - E_2)\cos B_2]}{\sin(B_1 - B_2)} \sin B_1$$

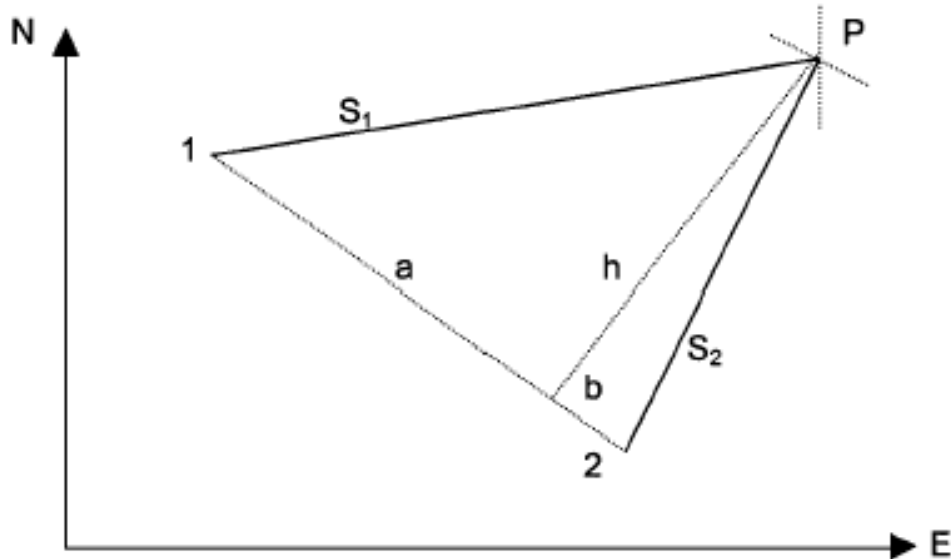
c) Intersections de distances

Fig. 6.16

Ce cas est illustré à la figure 6.16 ; il comporte deux solutions dont il convient de lever l'ambiguïté en précisant la position du point P par rapport à la ligne 1 - 2.

Le calcul des coordonnées de P utilise les formules suivantes :

$$S_{12} = +\sqrt{(N_2 - N_1)^2 + (E_2 - E_1)^2}$$

$$\sin B_{12} = \frac{E_2 - E_1}{S_{12}}$$

$$\cos B_{12} = \frac{N_2 - N_1}{S_{12}}$$

$$a = \frac{1}{2} \left(S_{12} - \frac{S_2^2 - S_1^2}{S_{12}} \right)$$

$$b = \frac{1}{2} \left(S_{12} + \frac{S_2^2 - S_1^2}{S_{12}} \right)$$

$$h = +\sqrt{S_1^2 - a^2} = \sqrt{S_1^2 - b^2}$$

$$N = N_1 + a \cos B_{12} \mp h \sin B_{12}$$

$$E = E_1 + a \sin B_{12} \pm h \cos B_{12}$$

L'algorithme proposé est schématisé à la figure 6.18. Il recourt à l'utilisation de deux points fictifs 1 et 2.

Les coordonnées de ces points sont calculées au moyen des formules suivantes :

$$\begin{aligned} N_1 &= N_A - (E_0 - E_A) \cot g\alpha \\ E_1 &= E_A + (N_0 - N_A) \cot g\alpha \\ N_2 &= N_B - (E_B - E_0) \cot g\beta \\ E_2 &= E_B + (N_B - N_0) \cot g\beta \end{aligned}$$

Quand les points 1 et 2 sont trop près l'un de l'autre, par exemple à moins du dixième de la distance AO ou OB, on en déduit que le réseau est proche de l'indétermination.

Les coordonnées N et E du point P sont obtenues par résolution de :

$$\begin{aligned} N &= N_1 + \overline{10} \cdot \cos \overrightarrow{12} - \overrightarrow{10} \cdot \cos \overrightarrow{12} \\ E &= E_1 + \overline{10} \cdot \sin \overrightarrow{12} - \overrightarrow{10} \cdot \sin \overrightarrow{12} \end{aligned}$$

où :

$$\begin{aligned} \overline{10} &\text{ est la distance (1 - 0), soit : } \sqrt{(N_0 - N_1)^2 + (E_0 - E_1)^2} \\ \overrightarrow{12} &\text{ est l'angle en projection de (1 - 2), soit : } [\text{tg } \overrightarrow{12} = (E_2 - E_1) / (N_2 - N_1)] \\ \overrightarrow{10} &\text{ est l'angle en projection de (1 - 0), soit : } [\text{tg } \overrightarrow{10} = (E_0 - E_1) / (N_0 - N_1)] \end{aligned}$$

Lors du calcul des orientations ($\overrightarrow{12}$, $\overrightarrow{10}$), il est nécessaire de bien identifier les quadrants au moyen des signes de ΔE et ΔN . On pourra utiliser à cet effet les sous-programmes habituels de transformation de coordonnées planes en coordonnées polaires.

Une autre façon de résoudre la dernière partie du calcul consiste à déterminer les coordonnées de P comme étant le pied de la perpendiculaire à la base (1-2) élevée en 0. On utilisera pour ce faire un sous-programme CAD (*Computer-Assisted Design*) disponible.

Divers contrôles peuvent être effectués, mais la méthode la plus complète consiste à calculer les relèvements en projection de P vers les points connus (A, O, B) et d'écrire ensuite :

$$\begin{aligned} \alpha &= \overrightarrow{PO} - \overrightarrow{PA} \\ \beta &= \overrightarrow{PB} - \overrightarrow{PO} \end{aligned}$$

2.2.6 Le nivellement et ses erreurs

Le nivellement trigonométrique et ses erreurs potentielles ont été discutés au § 2.2.3 (Cheminements). Il convient de noter que dans le cas d'intersections, des procédures similaires peuvent être utilisées avec les algorithmes et les calculs résultants. Il est aussi possible de les appliquer aux levés utilisant des coordonnées polaires avec des distancemètres (EODM) enregistrant des distances et des directions aux stations totales. Pour les distances supérieures à 100 m, il est important de s'assurer que le logiciel comprend des corrections de réfraction et de courbure de la terre.

Le nivellement direct à l'aide de niveaux à bulle ou automatiques est généralement plus précis. Dans le cas de nivellements géodésiques effectués avec des niveaux de haute précision et des mires INVAR (alliage acier/nickel ayant un coefficient de dilatation inférieur à 1×10^{-6} par °C) et en prenant des précautions particulières, la propagation d'erreurs peut être inférieure à :

$$1 \text{ mm}\sqrt{K}$$

où **K** est la distance du nivellement en kilomètres.

Avec une nivelle ordinaire, une mire en bois ou en plastique graduée comportant des joints ou des charnières, et des portées équidistantes inférieures à 100 m (écarts entre portées inférieurs à 3 m), une précision de l'ordre de :

$$7 \text{ mm}\sqrt{K}$$

peut être atteinte, à condition d'effectuer pour chaque portée des visées avant et arrière de précision de l'ordre de :

$$\pm 3 \text{ mm}\sqrt{K} \text{ en géodésie ou } \pm 10 \text{ mm}\sqrt{K} \text{ en topographie}$$

et de ne pas introduire de stations intermédiaires biaisées ou de précision moindre.

En hydrographie, les précisions les plus hautes seront réservées aux observatoires de marée permanents, suivis par les observatoires temporaires implantés pendant la durée des levés et par les calculs de hauteurs d'eau dans les ports et pour les besoins du génie civil.

Pour un levé hydrographique étendu (plus de 50 km) sans réseau de nivellement local, il faut fixer au minimum un niveau de référence auquel les observatoires de marée puissent être rattachés et implanter un repère sur lequel les futurs nivellements trigonométriques puissent venir s'appuyer. En prenant ces dispositions, il faut tenir compte des utilisations possibles au titre des techniques évoquées au § 2.1.6 et procéder à une analyse de la relation entre les observatoires de marée et les niveaux moyens.

Si l'on utilise des altitudes satellitales (GNSS), les dispositions associées aux techniques du § 2.1.6 et au chapitre 2 doivent être prises en compte, particulièrement en ce qui concerne les corrections à appliquer aux hauteurs ellipsoïdales pour passer aux valeurs rapportées aux zéros hydrographiques. Indépendamment des modèles de correction proposés, il est nécessaire de les caler sur les points de contrôle altimétriques évoqués au § 2.2.1 et représentés à la figure 6.1. En d'autres termes, l'utilisation du GNSS en altimétrie doit être limitée à l'interpolation entre points plutôt qu'à l'extrapolation. Il est possible que ce concept évolue dans l'avenir mais en 2004, rien ne permettait d'accorder une confiance quelconque à un modèle de corrections générales, a fortiori dans les zones où des observations locales n'ont pas été réalisées pour les caler.

2.3 Levés côtiers et portuaires

2.3.1 Application des méthodes topographiques directes

La topographie côtière qui fait partie des levés hydrographiques est généralement réalisée par photogrammétrie ou autres procédés de télédétection. La tâche principale de l'opérateur consiste à interpréter correctement les détails topographiques, à délimiter le trait de côte et à recueillir les données relatives aux points géodésiques. Il doit s'assurer aussi que les marques de balisage et les stations de radionavigation ont leurs positions horizontales et verticales correctement déterminées.

Ces informations doivent souvent être recueillies au cours de travaux topographiques comprenant des observations et des mesures sur le terrain ; c'est le cas notamment des levés à grande échelle (1: 5 000, 1: 2 000, 1: 1 000...) intéressant les régions comportant des infrastructures portuaires ou des projets de génie civil tels que ports, débarcadères, déversoirs ou tous autres travaux d'ingénierie concernant l'estran et la bande côtière rapprochée.

La faible étendue des zones concernées et le degré élevé de précision requis justifie l'exécution de relevés topographiques *in-situ*.

2.3.2 Densité des points topographiés

Il convient tout d'abord de fixer l'échelle du levé. La méthode habituelle consiste à la définir en fonction des besoins de la représentation finale, pour laquelle on adoptera *a priori* une densité de un point par centimètre carré, sans en faire une règle trop rigide. La priorité doit être accordée aux sites présentant des changements de pente ou des détails caractéristiques tels qu'éminences, ravins, cols, corniches, talwegs, etc.

Généralement, les points établis dans les directions perpendiculaires au rivage fournissent plus d'informations utiles à la représentation morphologique que tout autre type de distribution.

Pour les formations naturelles ou artificielles plus ou moins indépendantes du relief, la densité de points doit être suffisante pour permettre une représentation compatible avec l'échelle envisagée. Les lignes droites ne seront repérées que par leurs points tournants et des simplifications encore plus grandes pourront être adoptées pour les structures orthogonales.

2.3.3 Techniques utilisées

Les techniques satellitaires (GNSS) sont idéales pour le positionnement dans le plan. S'il est prévu de les étendre au positionnement planimétrique et altimétrique, les dispositions du § 2.2.1 doivent être appliquées. En général, le processus est plus avantageux quand la densité des points à positionner est faible (par exemple, pour des distances entre points supérieures à 50 ou 100 m aux échelles de 1: 5 000 ou 1: 10 000 respectivement, etc.). Si le terrain le permet, les travaux seront conduits à bord d'un véhicule équipé d'un récepteur mobile et optimisés par traitement automatique des données.

La tachéométrie par distancemètres (EODM) répond particulièrement bien au positionnement de points rayonnants situés à 1000 m ou plus de stations connues. L'utilisation de stations totales munies d'une capacité d'enregistrement des relèvements/distances et d'autres attributs facilite le traitement rapide de l'information et la production de minutes de topographie complétées au fur et à mesure.

Les mesures de distances par mire INVAR graduées en centimètres sont adaptées aux points proches les uns des autres (50, 20, 10 m) et situés à moins de 200 m des stations de référence.

La distance à la mire est égale à $K \cdot m$ où K est une constante instrumentale généralement fixée à la valeur 100, et « m » la différence $L_D - L_G$. Si la visée est inclinée d'un angle α , la distance horizontale est alors égale à :

$$K \cdot m \cos^2 \alpha$$

et la hauteur du point observé à :

$$\Delta H_{12} = i_1 - S_2 + K \cdot m \cdot \frac{1}{2} \sin 2\alpha_1$$

où i_1 , S_2 , y et α_1 sont les paramètres utilisés au § 2.2.3 pour le nivellement trigonométrique.

Quand les sites sont trop inclinés ($\alpha > 10^\circ$), cette méthode n'est pas recommandée pour les mesures de hauteurs car les erreurs de distance (de l'ordre de 0,2%) et de non-verticalité de la nivellette entraînent des erreurs altimétriques importantes (moins fréquentes toutefois avec les distancemètres EODM).

Avec des stadias spéciales graduées tous les 5 ou 10 centimètres, les portées peuvent atteindre 500 m ou plus, mais ce n'est pas recommandé pour les visées inclinées pour les raisons précitées.

Ces différentes méthodes permettent de calculer, à partir des formules ci-dessus, les coordonnées 3D du point visé. Dans certains cas, les coordonnées et les orientations peuvent être obtenues par relèvements inverses complétés par nivellement inverse, en utilisant les formules du § 2.2.3

Dans les zones relativement plates, le nivellement direct est une méthode simple et précise. Si nécessaire, les distances stadimétriques de la forme $K \cdot m$ peuvent être associées à des mesures d'angles horizontaux réalisées avec d'autres instruments.

Les mesures sur terrains bâtis peuvent être effectuées par chaîne d'arpenteur et équerre optique. Cette méthode très simple pourra avantageusement être utilisée pour les quais, jetées, postes d'amarrage et autres édifices portuaires ; elle est généralement complétée par des mesures de nivellement direct afin de déterminer la hauteur du terre-plein ou de la dalle.

2.3.4 Représentation du relief

Bien que la tendance soit de produire des couches applicatives de données utilisables par les systèmes d'information géographiques (SIG) impliquant la réalisation d'un modèle numérique de terrain (MNT), les informations planimétriques et altimétriques sont souvent présentées sous forme de courbes de niveau. L'espacement des contours ainsi réalisés ne doit pas être inférieur à quatre fois l'incertitude des hauteurs estimée.

Une méthode alternative de sélection de l'espacement des courbes de niveau utilise l'échelle. La millième partie du dénominateur de l'échelle correspondra à l'espacement des courbes en mètres dans le cas des reliefs accidentés (exemple : 5 m pour 1 : 5 000) tandis qu'elle ne correspondra plus qu'au dixième par terrain plat ou sans relief (soit 0,5 m dans l'exemple précité).

Les deux critères doivent être harmonisés tout en considérant le but du levé ainsi que la variation du relief dans la zone.

Plusieurs logiciels sont disponibles pour calculer les courbes de niveau à partir de points discrets. Certains obtiennent de bons résultats mais il convient de compléter leurs algorithmes par une interprétation manuelle du relief avant la version finale.

La figure 6.19 montre comment les lignes d'écoulement des eaux ont tendance à accentuer la courbure des contours tandis que les crêtes qui les séparent sont plus arrondies. Ces tendances subissent généralement des changements et l'ensemble des courbes de niveau représentant le relief doit conserver une certaine unité.

Les principes mentionnés ci-dessus sont applicables au relief terrestre mais ne sont pas tous valides pour les fonds marins.

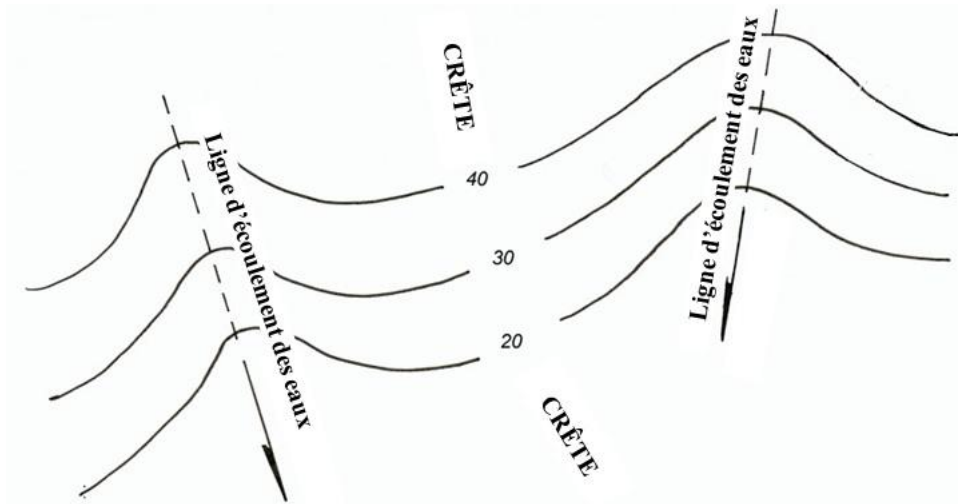


Fig. 6.19 « Représentation du relief »

L'application de quelques critères géomorphologiques permet généralement d'améliorer l'interprétation du relief.

3. TÉLÉDÉTECTION

Cette section décrit quelques techniques de télédétection utilisées en captant les radiations émises par le sol. Celles-ci sont enregistrées et fournissent après traitement des données topographiques.

Si les radiations proviennent de l'énergie solaire réfléchi par le sol, les capteurs sont dits passifs; si elles sont générées par réflexion des impulsions d'un émetteur associée au capteur, celui-ci est dit actif. Les fréquences et les longueurs d'ondes utilisées en télédétection figurent au tableau 6.4.

Tableau 6.4

NOM	FRÉQUENCE (Hz)	LONGUEUR D'ONDE (m)
Micro-ondes	3×10^9 à 3×10^{11}	10^{-1} à 10^{-3}
Infrarouge thermique	3×10^{13} à 3×10^{12}	10^{-5} à 10^{-4}
Infrarouge moyen et proche	$4,3 \times 10^{14}$ à 3×10^{13}	$0,7 \times 10^{-6}$ à 10^{-5}
Lumière visible	$4,6 \times 10^{14}$	Rouge $0,65 \times 10^{-6}$
	$5,4 \times 10^{14}$	Vert $0,55 \times 10^{-6}$
	$6,6 \times 10^{14}$	Bleu $0,45 \times 10^{-6}$
Ultra-violet	3×10^{15} à 3×10^{16}	10^{-7} à 10^{-8}

Les ondes radio ont les fréquences les plus basses, tandis que les rayons x, gamma et les rayonnements cosmiques ont les fréquences les plus élevées. Elles ont aussi d'autres applications.

Parmi les techniques passives qui opèrent dans la partie visible du spectre et sa proximité immédiate, on trouve la photogrammétrie. Les films photosensibles qu'elle produit sont utilisés en hydrographie depuis le début du XX^{ème} siècle. Elle reste l'une des méthodes les plus efficaces pour obtenir une bonne information sur le relief, spécialement aux grandes échelles (1: 20 000, 1: 10 000, 1: 5 000,...).

A partir des années 70 et plus encore depuis les années 90, les applications de la télédétection active et passive, aéroportée ou satellitale, ont été étendues aux autres processus d'imagerie. Les méthodes

satellitaires n'ont généralement pas les mêmes capacités d'interprétation des formes terrestres que la photogrammétrie, mais elles présentent des avantages supplémentaires pour la détection des caractéristiques de la surface du sol et des eaux. Elles offrent aussi des capacités de mise à jour impressionnantes à des coûts relativement bas.

En photogrammétrie, comme pour les autres processus d'imagerie, il est nécessaire d'exécuter certaines opérations de contrôle au sol afin de rectifier les images et d'obtenir des positions référencées. Le contrôle au sol consiste à localiser sur le terrain des points caractéristiques des clichés.

3.1 La photogrammétrie (voir chapitre 2, § 3.4.)

La photogrammétrie proprement dite est la technique qui permet de décrire des objets en trois dimensions à partir de recouvrements de photographies prises en des emplacements différents. En hydrographie, la photographie aérienne à l'aide de chambres métriques à axe vertical est la plus utile.

Un modèle virtuel 3D est construit par stéréoscopie et les mesures sont effectuées avec des instruments adaptés à la représentation topographique. Cette technique nécessite évidemment de disposer de points de calage au sol obtenus par travaux topographiques sur le terrain ou par densification au moyen d'un processus photogramétrique connu sous le nom d'aérotriangulation.

Il existe d'autres produits non-3D, mais qui peuvent être assimilés à la photogrammétrie. Parmi ceux-ci on trouve les mosaïques (*photo-plots*) obtenues par simple assemblage de clichés rectifiés en échelle et en inclinaison.

3.1.1 Principes et applications de la photographie aérienne

Le but de la photographie aérienne est de fournir des informations sur la représentation vraie de la terre, y compris le relief. Cette technique est réalisée par restitution photogramétrique ou compilation stéréographique. Néanmoins, comme indiqué plus haut, il existe d'autres produits 2D qui peuvent être obtenus à partir de photographies aériennes.

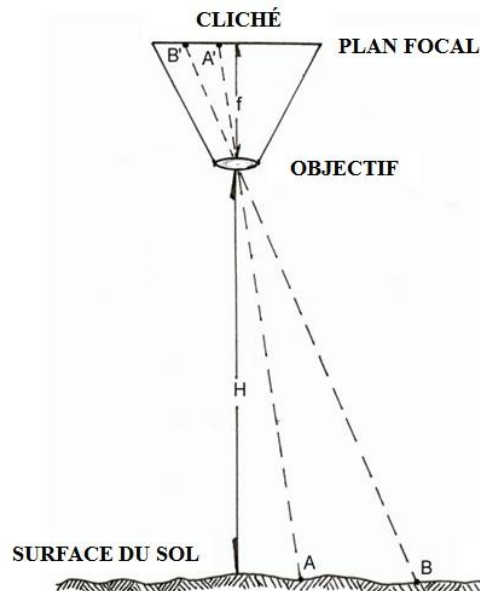


Fig. 6.20 « Chambre photographique »

Les explications qui suivent reposent d'abord sur l'expression de l'échelle en photographie aérienne :

$$S = \frac{A'B'}{AB} = \frac{f}{H}$$

où l'échelle S de l'image est égale au rapport entre la distance focale f et l'altitude de vol H (voir figure 6.20 pour une chambre photographique à axe vertical).

Bien qu'un objectif soit en réalité un système optique centré à double foyer, il est assimilé sur le schéma à une lentille mince placée au centre optique. Cette simplification est suffisante pour un calcul approximatif d'échelle. On constate aussi que H étant \gg que f , l'image se forme dans le plan focal.

Un changement d'altitude de vol entraîne un changement d'échelle ; un défaut de verticalité de l'axe de prise de vue se traduit par des variations d'échelle en différents points du cliché. Par exemple, un rectangle $ABCD$ sur la terre pourra être représenté par un trapèze $A'B'C'D'$ sur le cliché, sur lequel l'échelle du segment $A'B'$ sera plus petite que celle du segment $C'D'$ (figure 6.21).

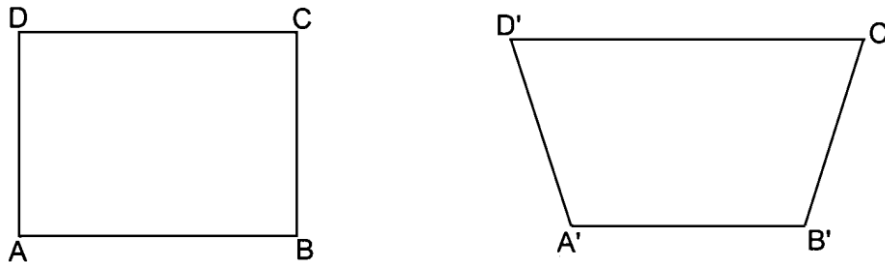


Fig. 6.21 « Défaut de verticalité de l'axe optique »

De plus, si certaines structures présentent des différences de hauteurs significatives, il y aura d'autres variations d'échelle sur les clichés qui ne pourront être résolues que par traitement 3D tel que la stéréorestitution. Des corrections pour changement d'altitude et d'axe de vol peuvent être apportées par processus photographique 2D, mais elles ne sont réalisables que pour les surfaces planes.

Des dispositifs spéciaux fournis avec la caméra permettent de procéder aux rectifications mentionnées ci-dessus en utilisant un système de projection de l'image sur écran. Par une série d'actions combinées, le système étire l'image projetée afin de réaliser une mise au point tenant compte des pentes. La méthode de rectification la plus courante consiste à faire coïncider quatre points convenablement répartis avec leurs positions connues, comme à la figure 6.21. Il existe aussi des procédés numériques 2D équivalents pour aboutir au même résultat.

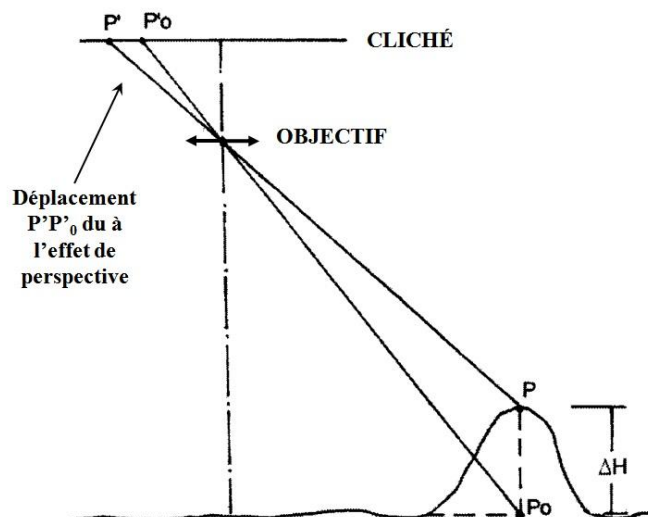


Fig. 6.22 « Déformation de l'image due à l'effet de perspective »

Les limites de ces procédés apparaissent dans la représentation des points situés à une certaine hauteur au-dessus de la surface environnante et qui subissent une déformation de perspective sur l'image (figure 6.22). À noter qu'en plus de la différence d'altitude ΔH , la distance du point au pied de l'axe vertical de la caméra augmente la déformation. En d'autres termes, les points situés à proximité de l'axe vertical de l'appareil de prise de vues ne présentent pas de déformations importantes.

Une méthode alternative de production d'images non déformées, dite orthophotographie, consiste à combiner le processus photographique avec le traitement 3D.

La meilleure façon de représenter la terre par photographies consiste à réaliser un mosaïquage d'orthophotos à échelle uniforme. Une méthode de qualité moindre consiste à rectifier la mosaïque comme indiqué ci-dessus. La méthode la moins précise consiste à assembler les clichés bruts en adoptant une échelle approximative, fonction de l'altitude moyenne de vol.

Le choix du procédé de rectification doit toujours être précisé afin d'observer la prudence de rigueur en regard de la qualité métrique du produit réalisé.

3.1.2 Éléments de réalisation d'une couverture photographique aérienne

Le rayonnement solaire extra-terrestre se manifeste dans la gamme de longueurs d'onde comprise entre 0,4 et 0,8 micromètres, située entre l'infrarouge et l'ultra-violet (voir tableau 6.4). Le spectre lumineux est modifié quand la radiation traverse l'atmosphère et quand elle est réfléchiée par le sol, aussi le film utilisé par l'appareil photo et l'émulsion doivent-ils être sélectionnés avec soin.

Parmi les films noir et blanc (nuances de gris), les émulsions orthochromatiques sont particulièrement utiles pour la gamme 0,4 - 0,55 micromètres et les émulsions panchromatique pour la gamme 0,3 - 0,65 micromètres, avec extension pour les longueurs d'onde comprises entre 0,6 et 0,9 micromètres. L'émulsion la plus utile en photogrammétrie aérienne est la panchromatique. Il existe plusieurs types de films couleur à trois couches, mais ceux-ci sont plus utiles pour la photo-interprétation décrite plus loin (§ 3.1.8) que pour la photogrammétrie.

Il existe toute une série de spécifications relatives à la densité, la rapidité, la limite de résolution, la granularité et la stabilité dimensionnelle qui doit être adaptée aux conditions ambiantes afin d'obtenir le meilleur produit final. L'objectif et les filtres utilisés doivent être précisés dans l'analyse.

Les lentilles de l'objectif constituent un doublet optique dont les corrections de déformation doivent être particulièrement bien définies.

Les formats de cliché les plus communément utilisés sont le 23 x 23 centimètres ; les distances focales f (cf § 3.1.1) associées sont indiquées au tableau 6,5 :

Tableau 6.5 « Objectifs et distances focales »

Type d'objectif	Distance focale f (mm)
Super grand angle	85
Grand angle	153
Angle intermédiaire	210
Angle standard	305
Téléobjectif (angle étroit)	610

Les appareils photo à courte distance focale nécessitent un meilleur contrôle de la distorsion et les images sont davantage affectées par la réfraction atmosphérique. La caméra grand angle est le type d'appareil le plus communément utilisé.

Une caméra de photogrammétrie aérienne doit avoir une focale f et une correction de distorsion, connues avec précision ainsi que des caractéristiques optiques et mécaniques vérifiables par étalonnage. Elle prend le nom de chambre métrique si elle satisfait à ces conditions. De telles chambres disposent d'un système précis pour assurer la verticalité de leur axe optique et la planéité du film. Elles sont aussi munies d'un système de contrôle du temps d'exposition et du recouvrement longitudinal (*end lap*) entre photos consécutives, etc.

Les chambres numériques permettent d'obtenir des images de haute qualité et leur usage en photogrammétrie progresse rapidement. Le laboratoire MATIS de l'IGN a mis en service en 2009 la première caméra de prises de vues aériennes numériques à large champ.

L'aéronef est une composante importante de la photographie aérienne. Ses critères de sélection portent sur l'espace et les trappes de prises de vues disponibles pour la caméra et ses accessoires, l'autonomie, la capacité d'opérer aux altitudes et aux vitesses requises, les conditions de vibration, etc.

Parmi les autres besoins, il faut signaler le positionnement GNSS, si possible en mode différentiel, et la synchronisation de positionnement de la caméra et de multiples capteurs pour le contrôle d'assiette.

3.1.3 Établissement du plan de vol

Au départ, il convient de définir l'échelle du levé aérien, c'est-à-dire des clichés, lesquels, comme on l'a vu au § 3.1.2 sont au format 23 x 23 cm. Les caractéristiques de la chambre étant connues, l'échelle détermine aussi la hauteur du vol H qui est égale à f/S (voir § 3.1.1, figure 6.20).

Bien que l'échelle des clichés puisse être agrandie cinq fois pour obtenir des photos utilisables en hydrographie, une analyse de la précision altimétrique requise doit être conduite, en notant que les écarts sur les hauteurs restituées sont de l'ordre de 200 ppm x H (200 millièmes de l'altitude de vol soit $H / 5000$). Quand la précision de l'altimétrie ne peut être atteinte, les spécifications doivent être satisfaites par d'autres moyens.

L'échelle du levé aérien étant définie, les passes photographiques doivent être planifiées. Dans les cas les plus simples, la bande côtière est couverte par un ensemble de bandes rectilignes (voir Fig. 6.23).

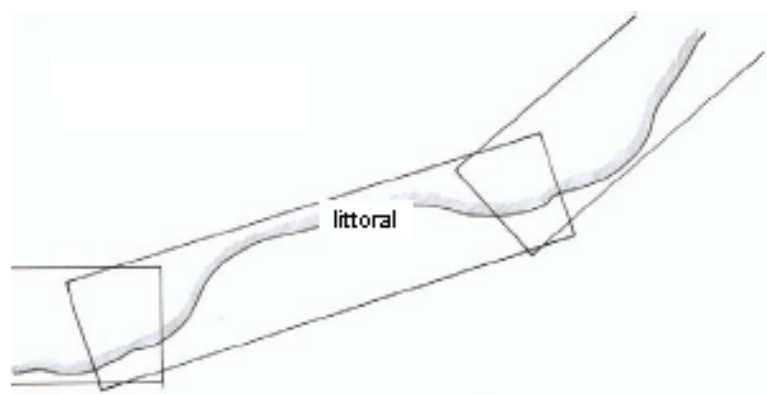


Fig. 6.23

Cependant, quand les structures côtières sont étendues, une zone plus large doit être levée. Dans ce cas, des blocs comportant plusieurs bandes seront levés (voir Fig. 6.24).

De plus, un recouvrement latéral et de fin de passes doit être prévu ; en général, le recouvrement

longitudinal est de 60% et le recouvrement latéral de 20%. Si des orthophotos sont requises (voir § 3.1.1) ou si le trait de côtes est si irrégulier qu'il génère des trous dans la couverture stéréoscopique, il convient alors d'augmenter le recouvrement.

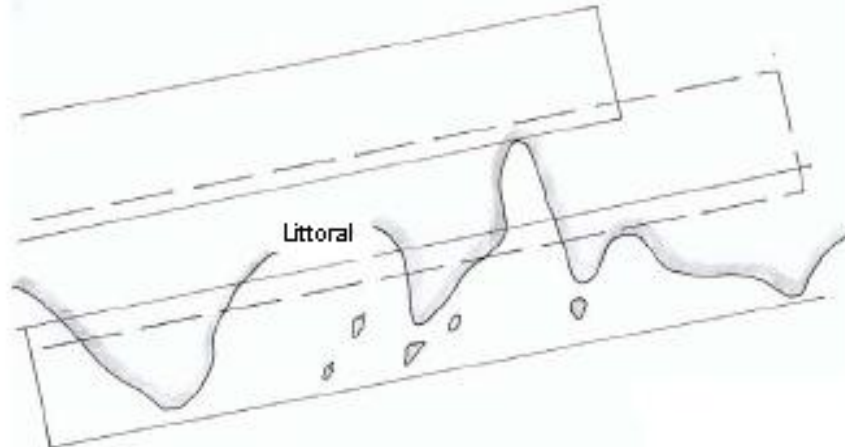


Fig. 6.24

La hauteur et la direction du soleil pendant le vol doivent être pris en compte, en particulier aux latitudes élevées ($\varphi > 50^\circ$) en hiver.

Pour s'assurer que les ombres ne perturbent pas ou n'influencent pas la qualité de l'image, la hauteur du soleil doit être supérieure à 30° . Plus le sol est irrégulier et occupé, plus grande doit être la hauteur. La durée du vol peut être limitée en fonction de la saison et de la latitude.

Une contrainte supplémentaire des levés hydrographiques est que les vols doivent être exécutés à marée basse afin de permettre la détection des dangers proches de la côte et des détails de l'estran.

Le ciel doit être dégagé sous l'altitude de vol et l'opération doit se dérouler par bonnes conditions météorologiques. Toutes ces limitations en s'accumulant augmentent les temps de vols et rendent complexe la planification.

La détermination des points de contrôle au sol (*Ground Control Point* ou GCP) et leur densification par aérotriangulation doivent être pris en compte lors de la planification des vols afin de profiter de la présence sur zone d'une équipe pour exécuter les travaux sur le terrain.

Le recouvrement en extrémité de profil est représenté à la figure 6.25. S'il est supérieur ou égal à 60%, 20% de la zone ou plus sera couvert trois fois.

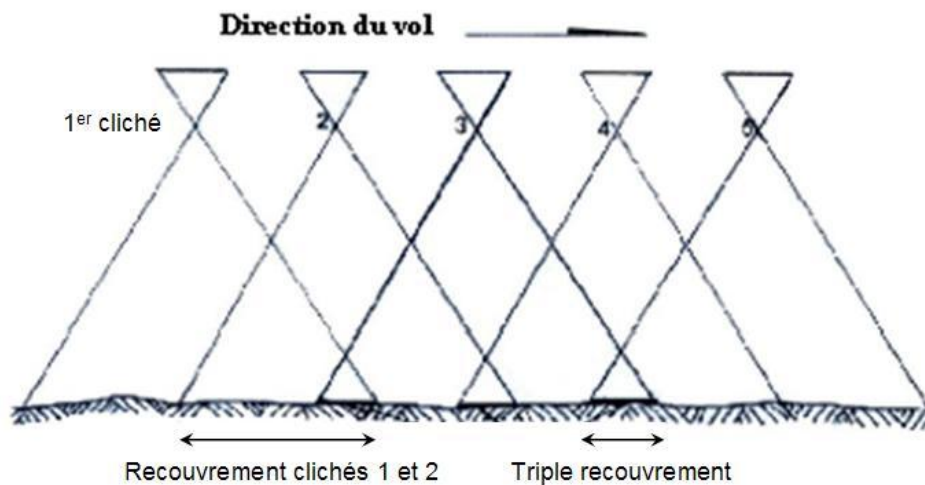


Fig. 6.25 « Recouvrement longitudinal en extrémité de profil »

Les zones de recouvrement longitudinal et latéral (Fig. 6.24) se prêtent à l'aérotriangulation.

3.1.4 Restitution

A la base du traitement 3D de l'information topographique, la restitution photogrammétrique utilise généralement des photos aériennes. Elle est réalisée sur une image plastique projetée par procédé optique, mécanique, analytique ou numérique dans la zone de recouvrement observée en stéréoscopie.

Dans toutes les versions, il est nécessaire de déterminer l'orientation relative et absolue du modèle reproduisant la zone étudiée.

Un couple de photographies est orienté par l'intersection de cinq paires de rayons homologues issus de cinq points homologues au sol. Cette action, qui correspond à la suppression des parallaxes, est réalisée par déplacement des objectifs de projection ou par processus numérique équivalent.

La connaissance préalable des coordonnées des points sélectionnés n'est pas nécessaire; il est cependant préférable de les choisir dans les zones de recouvrement (figure 6.26).

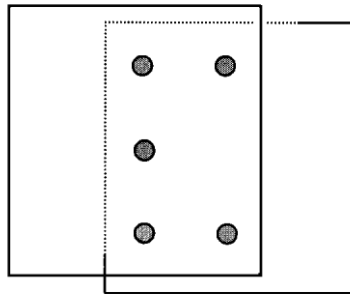


Fig. 6.26 « Choix des points homologues »

La fusion des images étant réalisée, un modèle 3D est créé, dont ni la position, ni l'échelle n'ont été définis. En d'autres termes, l'image plastique est positionnée en relatif par rapport à la caméra pendant le vol, à une échelle et dans un système de référence inconnu ; il est possible d'observer le modèle stéréoscopique tout entier sans en connaître la position.

Pour définir l'échelle du modèle et le caler dans le système de référence du levé, il faut connaître les coordonnées 3D de deux points au moins (par exemple, les points 1 et 2 de la figure 6.27) et l'altitude d'un 3^{ème}, mais il est préférable de connaître les coordonnées 3D des 4 points à titre de vérification.

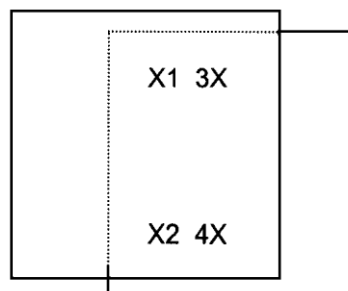


Fig. 6.27 « Points homologues d'un couple de clichés »

Le calage peut être réalisé par méthode analogique au moyen de dispositifs optiques ou mécaniques, ou par le calcul au moyen de stéréorestituteurs analytiques ou numériques.

Le modèle étant orienté dans l'absolu, il devient possible d'obtenir une représentation topographique du relief et une description des détails ou des infrastructures. Les courbes de niveau peuvent être tracées par méthode analogique ou numérique. Dans ce dernier cas, il est possible de produire un MNT comportant une densité de points spécifiée.

Pour obtenir des copies numériques de l'information, la méthode la plus simple consiste à numériser les photographies aériennes à l'aide de scanners à haute résolution ; la tendance est toutefois d'exploiter les informations des caméras numériques mentionnées au § 3.1.2.

3.1.5 Aérotriangulation

Comme indiqué au § 3.1.4, l'orientation absolue du modèle stéréoscopique nécessite la connaissance des coordonnées 3D des quatre points de la figure 6.27, ou à la rigueur de 2 points et la coordonnée verticale d'un troisième.

Pour parvenir à ce calage en minimisant les interventions sur le terrain, un processus interne à la photogrammétrie a été mis au point : l'aérotriangulation.

La première étape de cette technique consiste à caler un premier couple d'images sur des points de contrôle* puis, l'orientation absolue du modèle ayant été réalisée, de passer à une deuxième image plastique en ajoutant un troisième cliché. Après avoir procédé à tous les réglages du nouveau modèle sans modifier ceux du précédent, il est clair que l'orientation absolue a été transférée.

L'opération peut être répétée mais des déformations apparaissent par dérive du modèle ainsi que sous l'effet de la courbure de la terre et de la réfraction des rayons lumineux, aussi est-il nécessaire de caler la bande en ajoutant de nouveaux points de contrôle* au sol.



Fig. 6.28 « Calage d'une bande »

Une bande comportant quatre points de contrôle* initiaux, quatre points de contrôle* finaux et deux paires de points de liaison intermédiaires est représentée à la figure 6.28 (elle s'applique aussi à la figure 6.23). Les points de liaison intermédiaires doivent être présents sur six couples de photos pris deux à deux pour résoudre avec succès les problèmes de déformation et de dérive des calages initiaux du modèle.

Pour contraindre la restitution, les points d'appui* et les points de liaison* doivent être présents dans la zone de superposition triple et si nécessaire, dans la zone de recouvrement latéral.

Bien que la distribution décrite corresponde à un processus d'aérotriangulation analogique, l'expérience hydrographique montre qu'elle est également valable pour les levés côtiers (figure 6.23). Elle l'est encore quand le calage de la bande est réalisé par modèles analytiques indépendants. Dans ce cas, la méthode consiste, après avoir déterminé les paramètres d'orientation relative de chaque modèle, à les ajuster par compensation numérique.

* NdT : Rappel de définitions (Source : Association française de topographie) :

- **Points d'appui** : points déterminés au sol, pouvant servir de points de calage lors de la restitution ;
- **Points de calage** : points servant à la mise en place d'un stéréomodèle (ce peut être un point d'appui ou un point de liaison) ;
- **Points de liaison** : points-images ou marques sur les clichés servant de transfert entre stéréomodèles lors d'un aérocanévas. Ils peuvent être utilisés comme points de calage lors de la restitution ;
- **Points de contrôle** : points levés par procédé terrestre dont les coordonnées seront comparées à celles du point correspondant issues de l'aérocanévas.

Quand il y a plusieurs bandes avec recouvrement latéral (voir figure 6.24), l'ajustement par blocs avec modèles indépendants conduit plus facilement à l'obtention d'un ensemble rigide.

Les points concernés par l'aérotriangulation sont :

- les points de contrôle au sol ;
- les points de liaison utilisés pour les enchaînements ;
- les points supplémentaires utilisés pour le contrôle *a posteriori* et les détails spécifiques.

Les points de contrôle au sol ayant été fixés, on relie leurs coordonnées à celles des points de liaison ce qui permet de procéder à un ajustement du bloc, à la suite de quoi les coordonnées de tous les points supplémentaires peuvent être exprimées dans le système de référence des points de contrôle.

Chaque modèle stéréoscopique est défini normalement par sept paramètres : un facteur d'échelle, trois paramètres de translation et trois d'orientation. Différentes versions de logiciels sont disponibles ; les plus simples traitent séparément la planimétrie et l'altimétrie ; les plus élaborés sont basés sur des traitements 3D qui, au terme d'une analyse statistique élaborée, tendent à éliminer les effets des écarts hors-tolérance. Avec de tels blocs, le nombre de points de contrôle au sol peut être minimisé ; ces derniers sont utilisés intégralement et la solidarité des modèles entre eux est encore renforcée par des liens rigides. Avec $5 + 0,2 \cdot M$ points de contrôle, de bons résultats peuvent être obtenus, où M est le nombre de modèles indépendants entrant dans la constitution du bloc.

Un bloc de modèles indépendants en cours d'ajustement est représenté à la figure 6.29. Il faut se souvenir qu'en plus du nombre de points de contrôle au sol, la distribution de ces derniers est importante pour obtenir une représentation exacte et rigide utilisable en restitution.

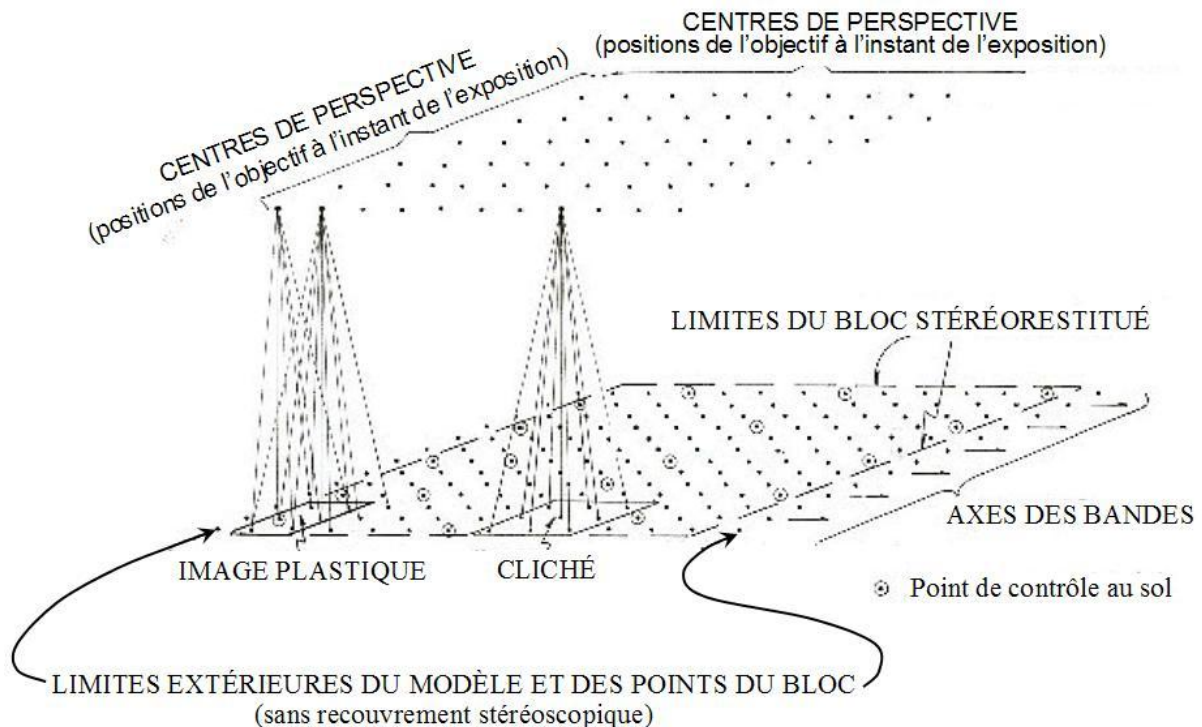


Fig. 6.29 « Ajustement d'un bloc d'aérotriangulation »

Seuls quelques rayons joignant les centres de perspective aux points de l'aérotriangulation ont été représentés pour ne pas compliquer la figure. Ces centres de perspective correspondent à la position de

l'objectif aux moments de l'exposition. Les points de contrôle, dont quelques-uns coïncident parfois avec les points de liaison, sont aussi indiqués.

La figure 6.29 illustre aussi les raccordements obtenus par interception de rayons homologues.

Bien que les points homologues soient choisis par observation stéréoscopique, la mesure de leurs coordonnées planes à l'intérieur de chaque image sans traitement stéréoscopique lie les rayons qui en sont issus. Neuf points homologues par photogramme au minimum, distribués comme à la figure 6.30, sont traités. La stabilité d'un bloc ajusté par la technique des points homologues est meilleure que celle obtenue pour des bandes ou des modèles indépendants. Parfois, un premier ajustement est réalisé sur un modèle indépendant et, par la suite, les coordonnées provisoires des points homologues sont utilisées pour le calage final.

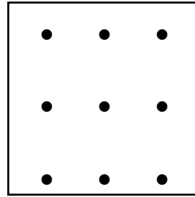


Fig. 6.30 « Répartition des points homologues sur un cliché »

L'ajustement de blocs par modèles indépendants ou par ensemble de points fournit les coordonnées des centres de perspective en plus de celles des points.

Certaines caméras peuvent être synchronisées avec le GNSS et être dotées d'une capacité de réception des corrections différentielles, ce qui permet d'introduire la position des centres dans le bloc d'ajustement et de réduire le nombre de points de contrôle. Des systèmes à trois antennes ou plus sont développés afin d'étendre leur capacité de calcul à l'orientation.

Parmi les méthodes utilisées pour augmenter l'efficacité de l'aérottriangulation tout en minimisant les travaux sur le terrain, on citera les images à petites échelles. Ce moyen est acceptable pour les coordonnées horizontales mais n'est pas suffisant pour répondre aux besoins de l'altimétrie. L'exécution de passes transversales, à même ou à plus petite échelle, est aussi envisageable. A l'heure actuelle, les méthodes de photogrammétrie à petites échelles (1 : 20 000, 1 : 50 000, 1 : 100 000,...) sont évitées et remplacées par le positionnement GNSS des centres de perspective évoqué plus haut, avec un minimum de contrôles au sol.

3.1.6 Contrôle au sol

L'une des tâches principales du levé topographique est la création et la matérialisation des points de contrôle au sol.

Bien que quelques conseils pour la sélection des points d'aérottriangulation aient déjà été donnés au § 3.1.5, il convient de répondre aux besoins de la restitution décrite au § 3.1.4, dont l'aérottriangulation est chargée d'assurer le contrôle.

La sélection des points de contrôle au sol, consistant à équiper les repères qui apparaîtront sur les clichés, est théoriquement possible avant le vol, mais elle est pratiquée plus fréquemment après le vol par piquage des points identifiés sur les photos afin de s'affranchir des problèmes de disparition des repères matériels.

Les photos ou plots comportant les points de contrôle doivent être complétés par d'autres

informations. Parfois, la position des repères est piquée directement sur la photo et les informations indiquées au verso, mais ce n'est pas toujours suffisant et il est souvent nécessaire d'ajouter une description et des croquis pour compléter la position horizontale du détail choisi et la référence de sa coordonnée verticale. Ceci est important car il est fréquent que cette information soit absente, par exemple, le coin d'un bâtiment ne constituera une bonne référence que si le niveau du sol est indiqué.

Dans tous les cas, la description *in situ* doit être compatible avec l'information stéréoscopique. À cette fin, il est utile de disposer de copies d'image exactes pour les analyser ou les observer au stéréorestituteur afin de compléter les informations utilisées en aérotriangulation.

La précision des points de contrôle au sol doit être étudiée avec soin, en regard de l'importance des résultats de l'aérotriangulation pour le contrôle de la restitution. L'écart maximum toléré sur les trois coordonnées est de 100 ppm de l'altitude du vol (soit $H/10\,000$). En cas de difficultés, des alternatives acceptables doivent être envisagées et analysées.

Indépendamment de la question de la répartition des points de contrôle au sol utilisés pour le calage de l'aérotriangulation, on notera que les coordonnées 3D des points situés à la périphérie du bloc sont les plus importantes et qu'il suffit de ne connaître que les coordonnées z de certains points intérieurs.

3.1.7 Généralités sur le stéréorestituteur – Traitement numérique

Un schéma simplifié de stéréorestituteur est représenté à la figure 6.31. L'instrument comporte deux plateaux (supports du couple de clichés ou format numérique) sur lesquels les coordonnées x' , y' et x'' , y'' peuvent être lues. Il possède aussi un dispositif d'observation (représenté par deux oculaires) à champs de vision indépendants (optique, opto-mécanique, électronique), permettant à chaque œil de voir séparément les deux images dont la fusion produit le modèle stéréoscopique utilisé pour les mesures. Ces deux champs sont munis de marques flottantes formant un « ballonnet » superposable en 3D à l'image plastique. Le ballonnet peut être déplacé dans la direction du vol et perpendiculairement grâce aux manettes de contrôle X, Y et verticalement au moyen de la pédale Z.

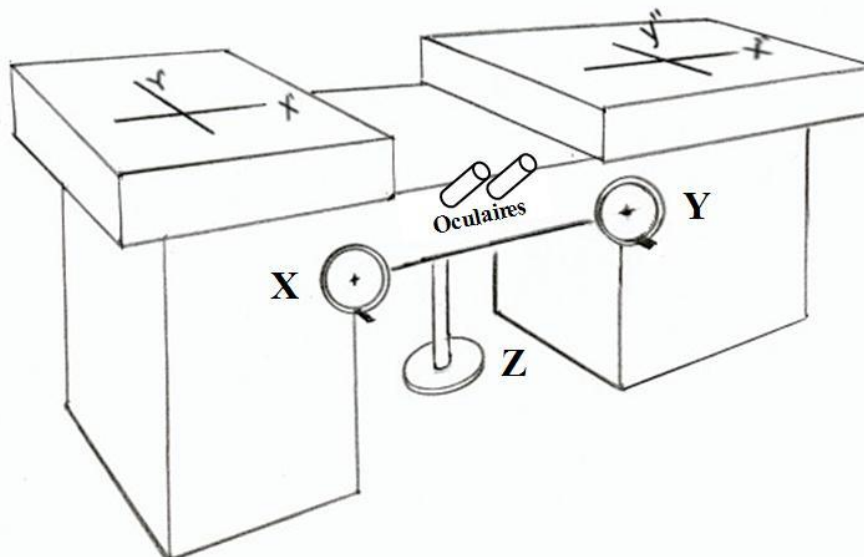


Fig. 6.31 « Schéma de principe d'un stéréorestituteur »

À l'aide des encodeurs asservis aux déplacements de X, Y et Z, les coordonnées du ballonnet peuvent être enregistrées et un logiciel d'aérotriangulation indépendant peut ensuite être appliqué au modèle.

Pour utiliser les propriétés des rayons homologues, il est nécessaire de disposer d'encodeurs capables d'enregistrer les coordonnées du modèle stéréoscopique (x', y', x'' et y'').

En plus de la précision requise des 100 ppm de l'altitude de vol ($H/10\ 000$), un stéréorestituteur performant doit absolument disposer de capacités de codification et d'enregistrement.

Toutes les fonctions d'enregistrement, de codification ou autres, relatives à l'orientation et aux paramètres internes de l'instrument doivent être naturellement connectées à un système informatique, en particulier pour les versions analytiques et numériques des stéréorestituteurs (voir § 3.1.4).

Dans les versions numériques récentes (restituteurs analytiques ou vidéo-restituteurs), les observations mentionnées ci-dessus sont affichées sur un moniteur vidéo (voir figure 6.51). Les deux images sont projetées alternativement à l'écran et l'opérateur les observe par chaque œil séparément en utilisant un appareil spécial (anaglyphe, lunettes polarisées ou autre moyen électro-optique) qui crée une vision stéréoscopique et rend possible l'exécution des mesures demandées. Les autres périphériques sont reliés comme indiqué à la figure 6.32. Dans un stéréorestituteur numérique, l'image est fournie par une caméra CCD (*Charge Coupled Device*).

La figure 6.32 représente un organigramme de système stéréophotogrammétrique numérique.

Les appareils de restitution électromécaniques offrent en sortie une version finale du modèle et un tracé analogique produit sans l'aide d'un ordinateur, tandis que les restituteurs numériques produisent des fichiers dans un format compatible avec les applications graphiques ultérieures telles que les SIG. Dans la version numérique, le traceur est un supplément qui fournit une vue d'ensemble du processus aérophotogrammétrique.

Les fichiers numériques sont très utiles pour le traitement du levé hydrographique car ils permettent au modèle photogrammétrique d'être superposé, comparé et mis en compatibilité avec les données topographiques recueillies sur le terrain, ou issues de travaux antérieurs et de la bathymétrie littorale.

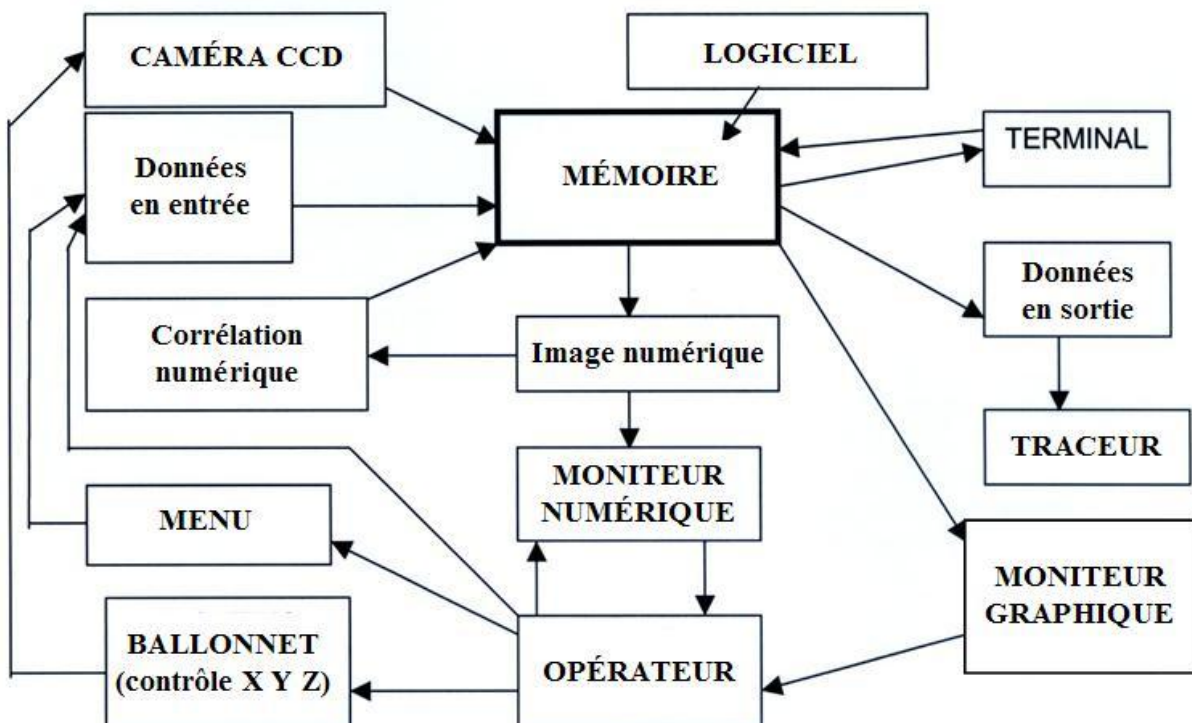


Fig. 6.32 « Organigramme d'un système stéréophotogrammétrique numérique »

3.1.8 Photo-interprétation

La photo-interprétation consiste à examiner des photographies, parfois en stéréoscopie, afin d'identifier les détails caractéristiques et certaines propriétés des sols telles que la végétation, etc. afin d'obtenir une description qualitative de leur nature, de leur usage ou de leur évolution.

Dans de nombreux cas, le rapport entre l'altitude de vol et les structures topographiques n'est pas suffisant pour permettre une identification détaillée des thalwegs, comme à la figure 6.19. On peut néanmoins parvenir à ce résultat par une analyse soignée des photos aériennes, qui rend possible la détection des lignes d'écoulement temporaires séparées par des bassins versants, et dont les contours apparaissent plus clairement que dans une interprétation classique. C'est là un exemple caractéristique où l'interprétation de la photo peut conduire à des descriptions plus exactes que la photogrammétrie avec des images à petite échelle, bien que cette procédure ne doive pas être extrapolée.

Généralement, l'interprétation d'images, dont la photo-interprétation n'est qu'un cas d'espèce, est traitée plus efficacement par les experts des domaines particuliers. Par exemple, un ingénieur en génie côtier aboutira à de meilleures conclusions sur le comportement d'une plage qu'un géomètre parce qu'il saura prendre en compte la réfraction des vagues et certains processus d'érosion.

Dans certains cas, des contours très détaillés peuvent être tracés à l'aide d'images obtenues à différentes époques, et pas seulement au-dessus de la laisse de pleine mer et sur l'estran, grâce aux traces de végétation permanente, ou aux marques laissées par le flot de retour*, ou encore aux changements de couleur de l'eau en fonction de la profondeur.

Une correspondance précise entre l'étalonnage et l'interprétation peut être obtenue par comparaison avec les mesures topographiques ou bathymétriques *in situ*. Cette méthode peut donner de bons résultats mais il est nécessaire d'établir une corrélation stricte avec la vérité-terrain, par exemple pour les changements de couleurs, faute de quoi, la référence d'interprétation doit être changée. Parfois, des phénomènes physiques[▲] sont interprétés incorrectement comme étant des zones de petits fonds.

L'expérience de l'opérateur et le contrôle des détails douteux sur le terrain font de la photo-interprétation une technique complémentaire très utile pour les levés topographiques.

3.2 Télédétection non photogrammétrique d'images

Dans ce paragraphe, seuls les systèmes et méthodes non photogrammétriques sont considérés. Le terme « télédétection » utilisé précédemment est appliqué à la détection, au positionnement et à la qualification des objets sans contact physique réel. Bien que le terme télédétection recouvre toutes les techniques d'observation à distance, telles que l'acoustique, la gravité et l'aéromagnétisme, il est réservé dans ce qui suit à la détection d'énergie électromagnétique.

Un système générique de télédétection (Chuvienco, 1995) est constitué des quatre éléments représentés à la figure 6.33) :

* NdT : cf. PS 32, Art. 347 : Flot de retour : Mouvement de retour vers la MER de l'eau poussée sur le RIVAGE par les VAGUES.

▲ NdT : Exemple, trainées sombres dans les veines de courant, zones de clapot, etc.

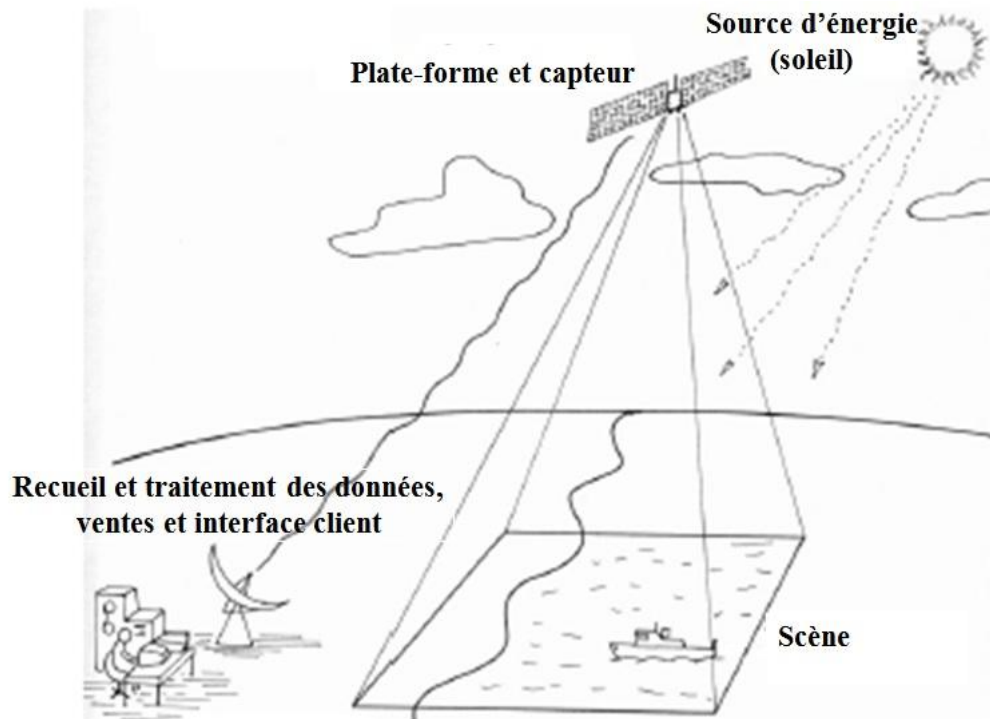


Fig. 6.33 « Système de télédétection (cas d'un satellite à capteur passif)

- Le capteur** : Le capteur et sa plate-forme (incluant le lanceur qui les place en orbite définitive) ;
- La scène** : Surface de la terre couverte pendant un certain temps par le capteur ;
- La source d'énergie** : Soleil (pour les capteurs passifs) ou générateur embarqué (pour les capteurs actifs) ;
- La composante terrestre** : Station de réception, antenne, système de poursuite, agence commerciale pour les ventes, la distribution et les interactions avec les clients et finalement, l'utilisateur final (agence étatique, défense, université, prestataires de services, etc.).

3.2.1 Satellites et capteurs de télédétection des ressources terrestres

Les satellites de télédétection des ressources terrestres opèrent sur deux types d'orbites (figure 6.34) :

- a. **Orbite géostationnaire équatorial** : le satellite est placé à une distance d'environ 36 000 km à la verticale d'un point fixe sur l'équateur. Ces satellites n'observent la surface de la terre que pour répondre à un besoin particulier, par exemple le satellite météorologique européen METEOSAT, l'américain GOES, etc.
- b. **Orbite héliosynchrone quasi-polaire** : le satellite est placé sur des orbites beaucoup plus basses (700 à 1200 km) passant près des pôles ; il coupe toujours le plan de l'équateur à la même heure locale (synchronisation solaire), se déplaçant chaque fois d'une distance incrémentale. Ex : SPOT, LANDSAT, NOAA, METEOR, JERS, ERS, RADARSAT, etc.

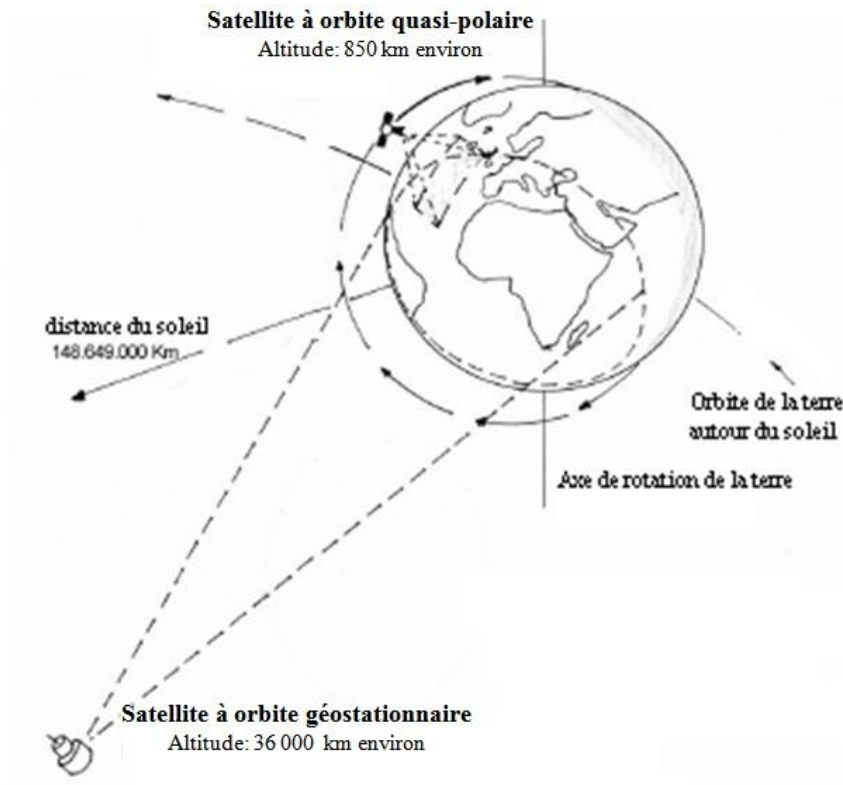


Fig. 6.34 « Principaux orbites de satellites de télédétection »

Les capteurs des instruments sont classés en fonction de la technologie en usage :

- a) Selon l'origine de leur source d'énergie, les capteurs sont divisés en systèmes passifs ou actifs (figure 6.35) :

Passifs : les instruments captent l'énergie solaire réfléchiée par la surface observée (par ex. la surface de la terre) et émettent un signal radioélectrique proportionnel.
Exemples : MSS et LANDSAT TM, NOAA AVHRR, SPOT HRV, SAC-C/MMRS.

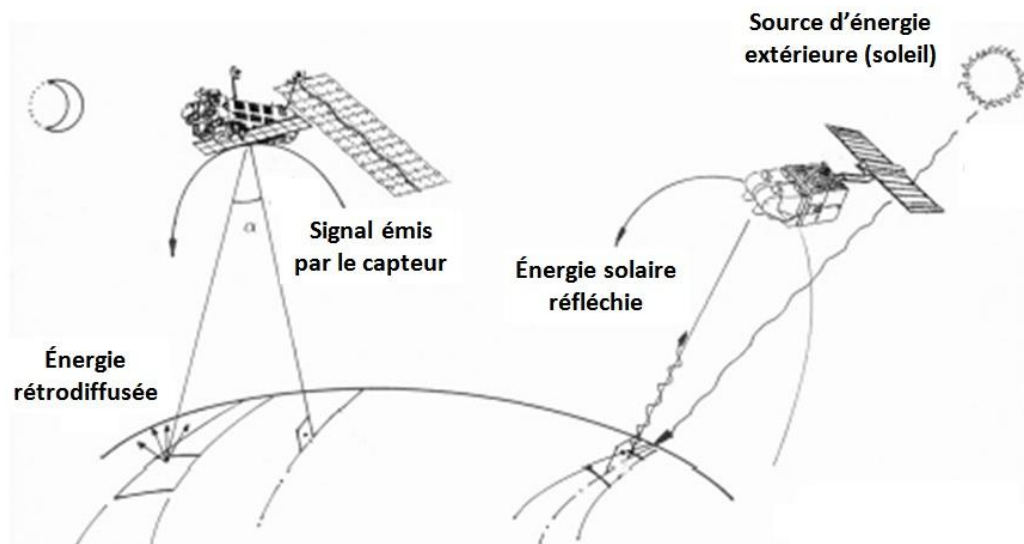


Fig. 6.35 « Capteurs passifs et actifs »

Actifs : les capteurs émettent un faisceau d'énergie et reçoivent le signal rétrodiffusé par la terre. Ils peuvent recevoir des images par toutes conditions météorologiques ou de luminosité, la source d'énergie étant autonome et indépendante du soleil.
Exemples : SAR ERS, JERS et RADARSAT.

b) Selon la gamme de fréquence de leur spectre électromagnétique :

Optique : cette gamme inclut le spectre visible à l'œil humain ($0,4 \mu\text{m} - 0,7 \mu\text{m}$) et l'infrarouge réfléchi ou proche ($0,7 \mu\text{m} - 3 \mu\text{m}$).

Exemples : LANDSAT MSS, SPOT HRV, SAC-C/MMRS.

Thermique : correspond au spectre thermique ou infrarouge émis ($7 \mu\text{m} - 15 \mu\text{m}$).
Exemples : NOAA AVHRR, LANDSAT TM.

Micro-onde : les plus grandes longueurs d'onde (mm au centimètre) sont utilisées principalement par les satellites radars.

Exemples : SAR ERS, JERS et RADARSAT.

Les sources de rayonnement électromagnétique utilisables en télédétection sont soit naturelles comme le soleil, la terre et l'atmosphère, soit artificielles comme les flashes, le laser et les émetteurs micro-onde.

La source principale d'énergie naturelle est le soleil dont le rayonnement énergétique atteint un maximum à la longueur d'onde de $0,47 \mu\text{m}$ (vert visible). Au cours de son trajet vers la terre, l'énergie solaire traverse l'atmosphère où elle subit des interactions complexes, englobant les effets d'absorption, de réflexion, de dispersion et d'émission (figure 6.36) :

Les différentes radiations reçues par le capteur se répartissent comme suit:

1. énergie solaire réfléchie par l'atmosphère;
2. énergie solaire diffusée par les particules atmosphériques ;
3. énergie solaire réfléchie par la surface de la terre ;
4. rayonnement émis par la surface de la terre ;
5. rayonnement atmosphérique.

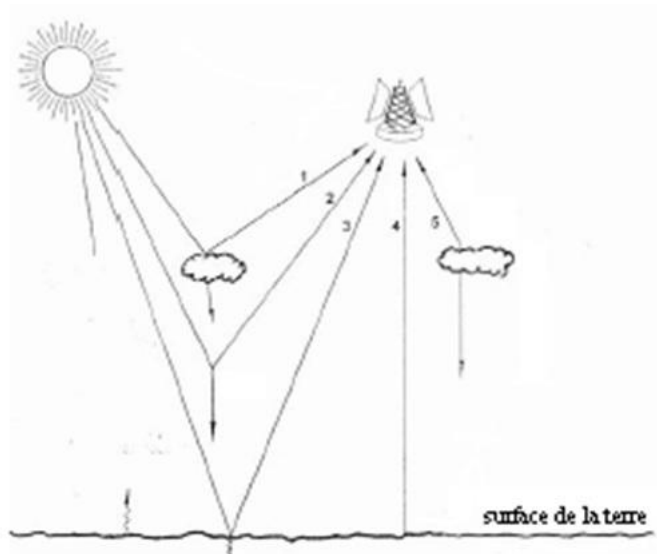


Fig. 6.36 « Rayonnement reçu par le capteur »

Seule, une petite partie de l'énergie captée est utilisée pour extraire des informations sur les ressources terrestres : celle réfléchi et/ou émise par la surface du sol. Le reste doit être filtré pour permettre l'extraction d'informations supplémentaires.

Certaines parties du spectre appelées « fenêtres atmosphériques » (figure 6.37) sont moins absorbées que d'autres et l'énergie transmise y est plus élevée. Les principales fenêtres sont :

- 0,4 - 0,7 μm dans le visible;
- 3,5 - 5,5 μm et 8 - 14 μm dans l'infrarouge thermique.

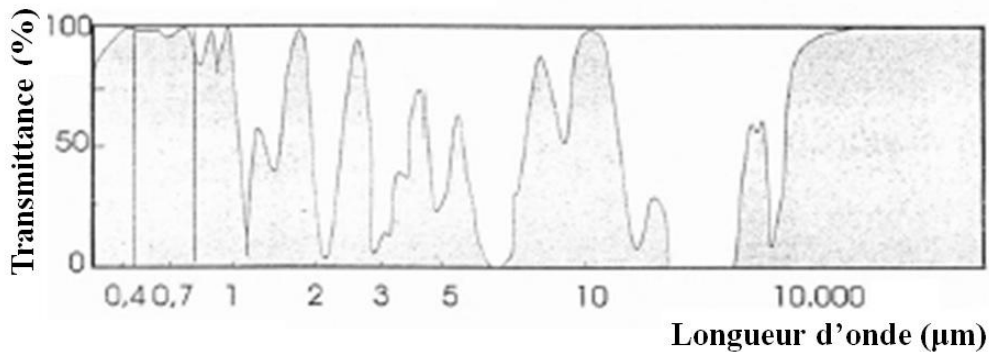


Fig. 6.37 « Fenêtres atmosphériques »

Le capteur mesure l'énergie électromagnétique provenant de la région étudiée. La mesure de l'intensité d'énergie rayonnée par un corps dans chaque bande discrète du spectre est appelée « réponse spectrale » ou « signature spectrale » de ce corps.

3.2.2 Principaux systèmes de télédétection

Les principaux systèmes de télédétection peuvent être classés comme suit :

CAPTEURS PASSIFS :

- ⇒ Appareils photographiques,
- ⇒ Caméras VRF (Vidicon à retour de faisceau),
- ⇒ Scanneurs optomécaniques,
- ⇒ Scanneurs optoélectroniques à transfert de charges.

CAPTEURS ACTIFS :

- ⇒ Satellites radars

• **Appareils photographiques**

Les chambres photographiques ont été les premiers capteurs capables de recevoir des images multispectrales à partir de l'espace. Elles sont encore souvent utilisées en télédétection, en particulier à bord des avions. Leur mode opératoire est l'impression de scènes sur une pellicule sensible au moyen d'une optique qui contrôle les conditions d'exposition.

Les caractéristiques les plus importantes de ces appareils sont les suivantes :

- a. **Type de film** : Le film panchromatique est le plus communément utilisé car la totalité du spectre visible peut être capturée sur une seule émulsion. L'infrarouge proche, dit encore infrarouge réfléchi, est exprimé en tons de gris sur un film IR.

- b. **Nombre d'objectifs** : Des observations multiples peuvent être réalisées, soit en combinant plusieurs lentilles, dotées chacune d'un filtre approprié, sur une seule caméra qui capte la même image dans les différentes bandes du spectre, soit en groupant plusieurs caméras sur une même plate-forme, chacune avec le filtre et le film appropriés (voir figure 6.38).
- c. **Angle de prise de vue** : En photographie verticale (la plus courante), les images sont captées presque orthogonalement au sol (écart de 5° toléré) et en photographie oblique, utilisée pour les études de relief, les infrastructures urbaines, etc., sous un angle inférieur à 90°.
- d. **Altitude d'observation** : L'altitude (H) d'observation est très variable, selon qu'il s'agit de photographies aériennes ou spatiales. L'échelle (S) du cliché est déterminée par le rapport de la distance focale (f) à l'altitude (voir 3.1.1) :

$$\mathbf{S = f / H}$$

Un exemple de photographie spatiale est fourni par les photos panchromatiques et IR prises par la navette américaine pendant le programme européen Spacelab (1983), qui permit de réaliser quelques photos stéréoscopiques de plusieurs régions du monde avec la chambre métrique RMK 20/30. Ces photos à 1: 820 000 furent prises à une altitude de 250 km avec une résolution approximative de 20 à 30 m ; elles furent utilisées principalement à des fins cartographiques (Konecny, 1986).

Plus récemment, des chambres telles que la MKF-6 (figure 6.38) embarquée à bord du laboratoire Soyouz ont permis d'exécuter des photos à haute définition dans 6 bandes du spectre visible et de l'IR proche (Chuvieco, 1995). Toujours à bord du Soyouz, la caméra KFA 1000 a obtenu une résolution géométrique de 5 à 10 m, avec une distance focale approximative de 1 m à l'altitude de 351 km.

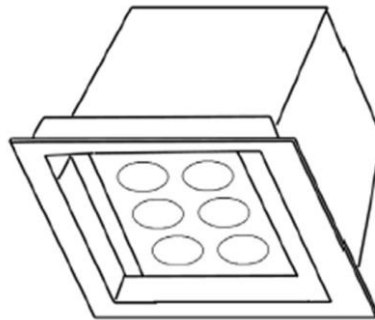


Fig. 6.38 « Chambre multispectrale MKF- 6 »

- **Caméras VRF (Vidicon à retour de faisceau)**

Le VRF était un capteur passif ressemblant à un tube de télévision qui tomba en panne au début de la 1^{ère} mission ERTS (appelée LANDSAT depuis) et ne fut plus jamais utilisé en routine.

Deux caméras VRF embarquées à bord des deux premiers satellites LANDSAT observaient la totalité de la surface du sol instantanément, en utilisant des filtres couleur pour fournir des images multispectrales centrées sur les bandes bleu-vert, jaune-rouge et rouge-IR.

La quatrième caméra VRF de LANDSAT-3 était une version panchromatique (0,505 - 0,750 μm) qui fournissait quatre images contiguës de 30 m de résolution.

Ce type de système a été utilisé notamment par les satellites TIROS et LANDSAT.

- **Scanneurs optomécaniques**

Ces types de scanneurs comportent une optique mue mécaniquement, généralement un miroir rotatif ou oscillant, utilisée pour dévier un faisceau lumineux vers des détecteurs placés perpendiculairement à l'axe de vol. L'axe de rotation ou d'oscillation du miroir est parallèle au profil de vol ou à l'orbite.

Par exemple, le scanner avionné Daedalus utilise un miroir rotatif et les satellites LANDSAT (Fig. 6.39) un miroir oscillant dans leurs scanners multispectraux (MSS).

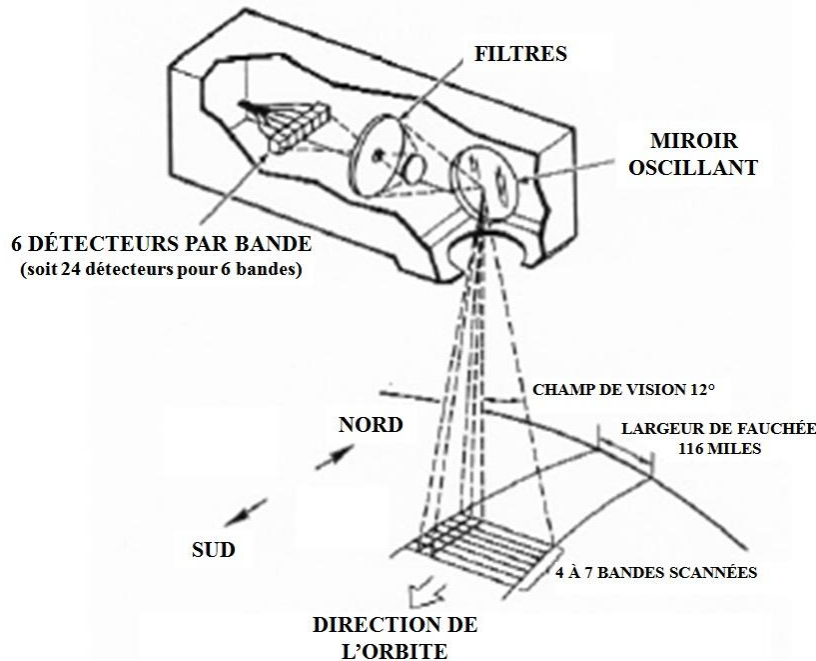


Fig. 6.39 « Scanner multispectral LANDSAT (d'après la NASA – 1997) »

Le MSS LANDSAT comporte un miroir qui oscille perpendiculairement à la direction du vol. Les radiations reçues passent par une série de détecteurs qui les amplifient et les convertissent en signaux électriques numérisés, stockés à bord ou transmis au réseau d'antennes de réception au sol.

En résumé, le capteur digitalise un signal analogique - la radiation reçue – afin de produire des images numériques. Ces valeurs numériques peuvent être converties de nouveau en niveaux de rayonnement, connaissant les coefficients d'étalonnage du capteur et les conditions d'acquisition.

Le nombre et les caractéristiques des détecteurs sont fondamentaux pour la compréhension des images scannées.

Les signaux envoyés par le système optique à ces détecteurs sont échantillonnés à intervalle régulier de telle sorte qu'une seule valeur numérique soit enregistrée pour une distance donnée. Cet intervalle, qui correspond à l'unité élémentaire d'information acquise par le capteur, est appelé pixel (de l'anglais *picture element*). Le signal détecté par chaque pixel est en rapport direct avec le type de surface observée. S'il provient d'une surface homogène, sa valeur la représentera correctement ; dans le cas d'une surface hétérogène, le pixel sera une moyenne des caractéristiques observées.

De nombreux scanners fragmentent le signal reçu en plusieurs longueurs d'onde, traitées chacune par un détecteur sensible à leur gamme d'énergie. Ils sont connus sous le nom de scanners multispectraux, parce qu'ils détectent une même surface de la terre sur des bandes spectrales différentes.

Les avantages des scanners multispectraux par rapport aux capteurs photographiques classiques sont les suivants (Chuvieco, 1995) :

- a. ils étendent la largeur utilisable de la bande spectrale à des longueurs d'onde plus grandes que le spectre visible. Alors que les émulsions sont limitées à la gamme 0,4 à 0,9 μm , les scanners couvrent la gamme 0,4 à 12,6 μm , incluant l'infrarouge moyen et thermique ;
- b. l'étalonnage et les corrections radiométriques des données sont facilités ;

- c. ils peuvent effectuer des couvertures systématiques et étendues grâce à leur capacité de transmission des données en temps réel ;
- d. l'enregistrement numérique rend les données plus fiables et permet de les traiter par ordinateur.

Leurs inconvénients sont leur résolution surfacique limitée et le besoin de recourir à des systèmes de traitement d'image spécifiques.

Comme exemples de ces systèmes, on citera l'AVHRR (*Advanced Very High Resolution Radiometer*) du programme TIROS-NOAA et le scanner multispectral LANDSAT MSS.

Un capteur d'imagerie multispectrale plus sophistiqué, nommé *Thematic Mapper* (TM), a été ajouté aux satellites 4 à 7 de LANDSAT. Bien que son mode opératoire ressemble à celui du MSS, le TM comporte sept bandes de caractéristiques différentes, incluant la bathymétrie ainsi que des capacités géologiques et thermiques et une résolution géométrique améliorée.

- **Scanneurs optoélectroniques à transfert de charges**

Dans les scanneurs optoélectroniques « *push broom* » (mode râteau) à transfert de charges, le miroir oscillant est remplacé par à une chaîne linéaire de détecteurs qui couvre tout le champ de vision du capteur (figure 6.40). Sous l'effet du déplacement orbital du satellite, ces détecteurs balayent à chaque instant une bande complète qui se déplace avec la plate-forme. Les détecteurs solides qui constituent le scanner optoélectronique sont dits CCD (*Charge-Coupled Devices*).

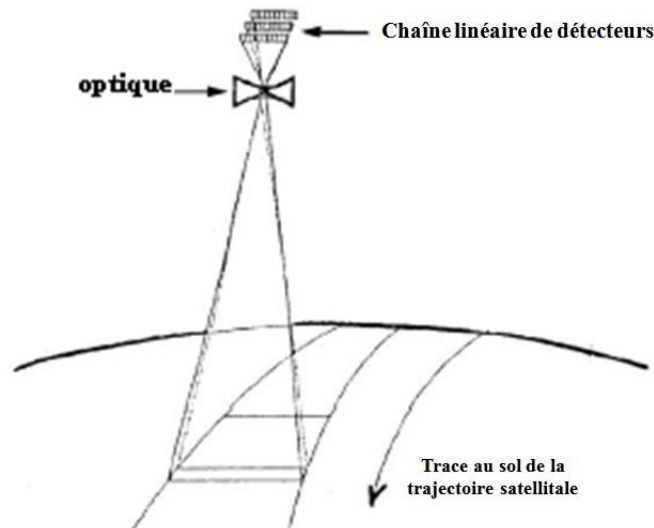


Fig. 6.40 « Scanner optoélectronique type CCD (d'après Chuvieco – 1995) »

Avec ce type de capteur, la résolution spatiale du système est améliorée par rapport aux scanneurs conventionnels et les parties mobiles éliminées, aussi n'est-il plus nécessaire d'interroger les capteurs par pixel, mais par ligne, ce qui les rend plus réactifs pour la détection et l'émission de données.

Parmi ces systèmes, on trouve par exemple les capteurs à haute résolution visible (HRV) du satellite français SPOT, du MOMS allemand, de l'IRS-1 indien et du MOS-1 MESSR japonais.

- **Satellites radars**

Avec son radiomètre actif micro-ondes opérant dans la bande spectrale comprise entre 0,1 cm et 1 m, le satellite radar (*Radio Detection And Range*) facilite l'acquisition d'informations topographiques telles que la rugosité, la couverture végétale et l'humidité. Du fait de sa capacité à opérer par toutes les conditions atmosphériques et de luminosité, il est de plus en plus utilisé. La formation et le contenu des images radar sont très différents de celles de la télédétection optique. Pour les interpréter, il est

indispensable de comprendre la configuration du radar, l'énergie associé à son mode de télédétection, la manière dont celle-ci interagit avec les cibles et la représentation de ces dernières (Davidson, 1997).

Le principe opératoire du radar (figure 6.41) est basé sur l'émission d'une impulsion (faisceau) de micro-ondes (radio) en direction d'une scène ou d'une cible. L'énergie incidente est réfléchiée par la scène ou la cible vers le radar qui mesure l'intensité (détection) du signal retour et la différence de temps entre l'émission et la réception (portée).

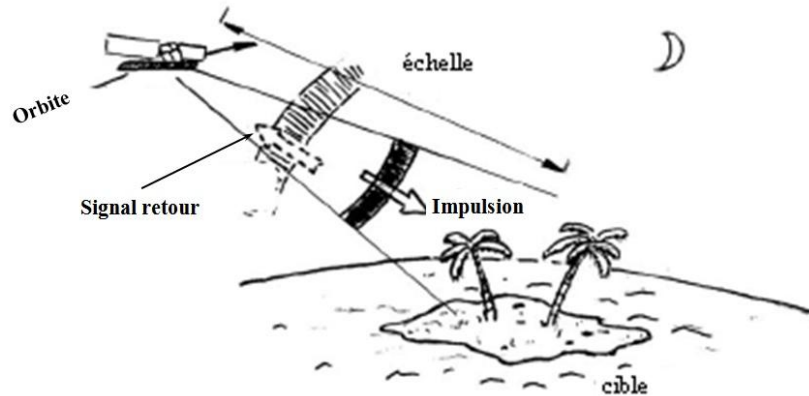


Fig. 6.41 « Mode opératoire du satellite radar »

Le radar SAR à ouverture synthétique (*Synthetic Aperture Radar*) est le type le plus utilisé par les satellites. Son principe est basé sur l'effet Doppler affectant le signal reçu par le capteur du satellite en cours de déplacement sur son orbite, et qui est par là même en mouvement par rapport à une cible située sur la surface terrestre. La résolution qui en découle est équivalente à celle qui serait obtenue par une antenne de longueur égale à la distance séparant les points extrêmes d'où les signaux réfléchis par cette même cible ont été reçus (figure 6.42).

Parmi les exemples de capteurs SAR utilisés pour les ressources naturelles, on peut citer l'ERS et l'ENVISAT européens, le RADARSAT canadien et le JERS japonais.

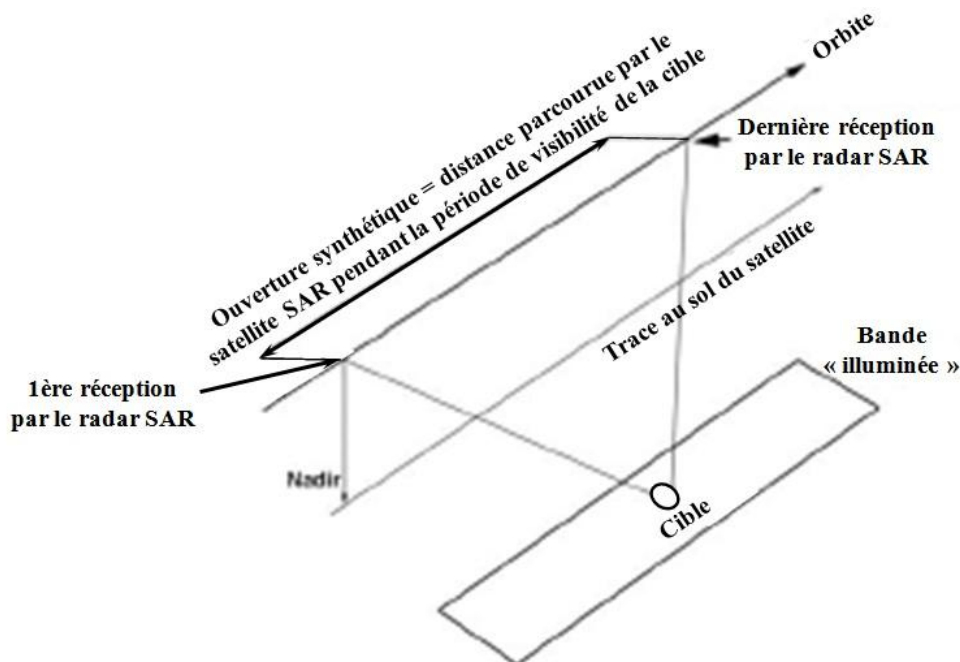


Fig. 6.42 « Concept du radar SAR »

3.2.3 Structure et support de l'image

Une image est produite à partir de l'énergie reçue par les capteurs qui la convertissent en signal analogique, traité et stocké ensuite sous forme numérique. L'intervalle régulier de stockage du signal définit « l'unité d'information » des images, ou segment élémentaire de données, représenté par une valeur numérique unique appelée « pixel » dont on a vu plus haut qu'elle dépendait de la résolution géométrique du capteur. Le pixel est caractérisé par un nombre numérique, le DN (*Digital Number*), résultant du codage de la radiation détectée dans la gamme du spectre ou de la bande.

L'image numérique a la forme géométrique d'une matrice à deux dimensions. À chaque image élémentaire P_{ij} (élément de la matrice) sont associées trois valeurs:

- le n° de la ligne L_i ;
- le n° de la colonne C_j ;
- le DN_{ij} du pixel mesuré par le récepteur dans la gamme de longueur d'onde.

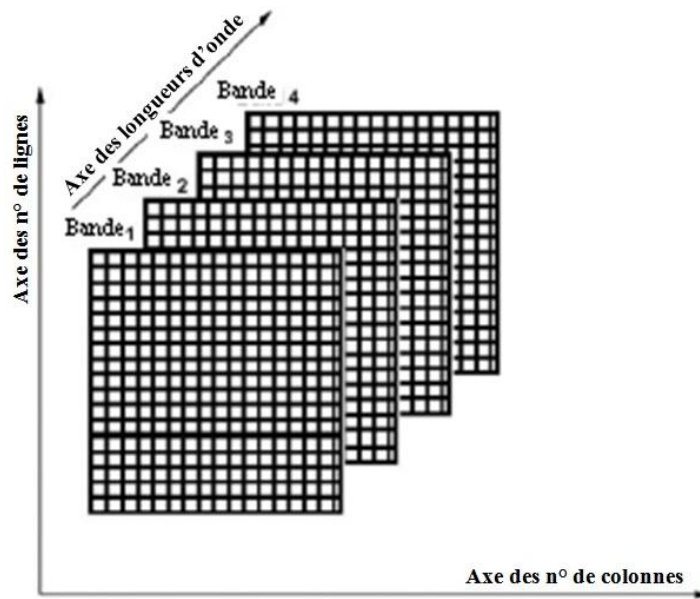


Fig. 6.43 « Structure d'une image multispectrale »

Une image multispectrale est constituée par un nombre k de cellules appelées canaux ou bandes et classées selon leur longueur d'onde. Si on lui ajoute cette dernière dimension, l'image devient un objet tridimensionnel. Par exemple, une image LANDSAT multispectrale possède quatre canaux MSS_k où $k = 1, 2, 3, 4$. (figure 6.43). Les intensités radiométriques d'un canal proviennent d'un recomptage de valeurs comprises entre 0 et 255 (256 niveaux possibles) et codées par pixels au format 8 bits.

Le principe fondamental de la visualisation d'une image numérique consiste à associer une couleur ou un ton de gris à chaque valeur radiométrique, en conservant en même temps la représentation de la matrice de l'image. Il y a deux possibilités de visualisation : soit par canal unique, soit par une synthèse de plusieurs canaux dont les couleurs ont été additionnées.

Dans le cas du canal unique, une correspondance est définie entre le DN et le ton de gris, l'intensité minimale (0) étant représentée en noir, l'intensité maximale (255) en blanc et des valeurs intermédiaires étant assignées aux différentes nuances de gris. L'histogramme d'une image numérique est une représentation graphique de la fréquence d'apparition des pixels exprimés en fonction de leur intensité radiométrique (DN) ; il permet de connaître la distribution des pixels dans un intervalle de valeurs comprises entre 0 et 255.

Pour améliorer une image numérique, il est possible de modifier la corrélation entre les valeurs numériques et l'échelle de gris ou de couleur afin d'augmenter le contraste global. Ce résultat est obtenu en remplaçant les valeurs situées entre les niveaux minimaux et maximaux par de nouvelles valeurs choisies parmi les 255 niveaux et permettant d'utiliser tous les niveaux de gris disponibles dans la visualisation. Pour ce faire, on applique une régression linéaire adaptant l'image à l'histogramme ou d'autres méthodes valables de distribution dont les plus courantes utilisent des exponentielles, des linéarisations, etc.

Pour la visualisation des couleurs, le principe est le même que pour le noir et blanc, si ce n'est qu'une couleur, et non plus un niveau de gris, est associée aux valeurs numériques du canal, ce qui permet de définir une palette.

La définition des couleurs des canaux est conventionnelle ; par exemple, l'image normalisée FCC (*False Color Composite*) du MSS LANDSAT affecte la couleur bleu à la bande verte (centrée sur 0,55 μm), le vert à la bande rouge visible (0,65 μm) et le rouge à la bande IR proche (0,75 μm).

Il existe des alternatives pour les **formats d'enregistrement d'images**. En général, l'image contient un titre associé à des métadonnées qui précisent le format d'enregistrement, le type de capteur, la position géographique de la région, la date, la position du soleil et les données de correction et d'étalonnage de l'image. Les formats d'enregistrement les plus fréquents sont :

BSQ (*band sequential*) : les DN sont rangés par ordre séquentiel, partant de l'origine (ligne 1, colonne 1) jusqu'au dernier pixel de la première bande et ainsi de suite.

BIL (*band interleaved by line*) : Les DN sont rangés par ligne, en commençant par la première ligne de la première bande, suivie de la seconde et ainsi de suite jusqu'à la dernière bande, avant de continuer par la deuxième ligne de la première bande, etc.

BIP (*band interleaved by pixel*) : Le format est semblable au précédent, sauf que dans ce cas, les DN sont rangés par pixel, en commençant par le premier pixel de chaque bande et ainsi de suite jusqu'à la fin de l'image.

Le **support de l'image**, film négatif ou positif, ou photographie, varie selon le programme spatial. Le négatif est le produit le plus souple car il autorise tous les types d'amplifications à l'échelle souhaitée. Le film positif est très utile pour la reproduction des photos et les tirages. Le papier est la forme de diffusion la plus utilisée car il permet d'interpréter directement des images de haute qualité, mais à une échelle malheureusement fixe. Les images LANDSAT TM (23 x 23 cm) sont proposées sous forme de négatifs à 1: 500 000, tandis que d'autres programmes offrent des images à 1: 1 000 000 et des agrandissements papier à des échelles de 1: 250 000 et 1: 100 000.

À ce jour, les bandes magnétiques CCT et cassettes Exabyte ainsi que les cédéroms sont les supports numériques les plus utilisés.

3.2.4 Principes généraux d'interprétation et de traitement

Ce paragraphe est relatif aux techniques requises pour définir, reconnaître, identifier et interpréter les objets ou les phénomènes figurant sur une image. Il est indispensable de définir au préalable les paramètres et les méthodes utilisés pour exécuter ces tâches.

L'échelle est l'un des premiers paramètres à définir ; elle est liée aux objectifs cités précédemment et définit la résolution graphique élémentaire de la carte, ou MCU (*Minimum Cartographic Unit*). Il est recommandé que le MCU ne soit pas inférieur à 4 mm² à l'échelle de la carte, aussi, l'échelle de

travail doit-elle être associée directement au type de capteur utilisé. Conformément aux recommandations de l'Association cartographique internationale, les échelles les mieux adaptées sont :

LANDSAT – MSS	1 : 200.000
LANDSAT – TM	1 : 100.000
SPOT – HRV	1 : 50.000

Les facteurs à prendre en compte dans l'interprétation d'images peuvent être résumés comme suit :

- **Le choix du capteur :** Le type de capteur dépend des objectifs et du niveau de précision requis ; par exemple, une carte du monde (planisphère) sera réalisée au moyen d'un capteur à basse résolution spatiale (NOAA-AVHRR ou SAC-C MMRS) tandis que les projets à plus grande échelle utiliseront des capteurs offrant une meilleure résolution (LANDSAT-TM ou SPOT-HRV). Dans d'autres cas, la précision spatiale sera secondaire par rapport à la résolution temporelle ou spectrale. Si le phénomène étudié possède une forte dynamique temporelle, tel que la dérive en mer d'une nappe d'hydrocarbure, le capteur utilisé favorisera la résolution temporelle aux dépens de la précision, tandis que pour une étude de la couleur des océans à partir d'un capteur optique, la résolution spectrale sera privilégiée.

- **Le choix de l'époque :** Le moment le plus favorable à l'acquisition d'images est quand la sensibilité du phénomène observé atteint sa plus grande valeur par rapport aux autres comportements spectraux ; par exemple, pour la cartographie d'une région littorale caractérisée par des marées de grande amplitude et des estrans étendus, il conviendra de choisir les basses mers pour détecter un maximum de détails et de planifier la saisie d'images en fonction des prédictions de marées locales.

- **Le choix du support :** Le choix du support dépendra des techniques d'interprétation. Trois considérations principales doivent être retenues pour une analyse visuelle : le support de l'image, l'échelle et le nombre de bandes ou de combinaisons de bandes sélectionnées. Les films ou papiers photo seront idéaux pour une interprétation visuelle, tandis que les cassettes, les disquettes, les bandes magnétiques et les cédéroms seront mieux adaptés au traitement numérique. De plus, le nombre d'enregistrements variera selon que le phénomène est cartographié ou simplement suivi.

- **Le choix de la méthode de traitement :** Les méthodes d'analyse de l'image peuvent être visuelles ou numériques. Chacune a ses avantages et ses inconvénients. Le traitement visuel exige moins d'inversions de pixels que le numérique. Les processus informatiques présentent des coûts unitaires avantageux pour les grandes régions, tandis que les coûts de l'interprétation visuelle sont linéaires.

En résumé, les deux méthodes sont valables pour les chantiers complexes, mais le numérique tend à l'emporter grâce aux progrès du traitement d'image, des équipements informatiques et des logiciels.

L'interprétation visuelle de la télédétection est basée sur les mêmes compétences que celles de la photo-interprétation classique. Les interprétations des images VIR (*visible-infrared*) et SAR sont similaires car elles utilisent les mêmes modèles. Dans le cas de l'exploitation d'images SAR, il faut se souvenir des caractéristiques propres de l'imagerie radar et les incorporer dans le processus.

Les principaux éléments d'interprétation visuelle utilisés sont :

- **L'échelle :** C'est le rapport entre les dimensions linéaires de l'image et de l'objet au sol.

$$E = \text{Image} / \text{Objet au sol}$$

En général l'échelle (S) est exprimée sous la forme **1 : D**.

- **La forme et la dimension** : La forme et les dimensions d'un objet spatial ou d'une région sont liées directement à l'échelle ; elles peuvent aider à distinguer les traits naturels et artificiels.

Les dimensions sont utiles pour distinguer les caractéristiques des objets les uns par rapport aux autres tandis que l'échelle joue sur la taille des objets représentés sur l'image. La forme, les dimensions et l'échelle sont fondamentales pour définir le pattern.

- **La tonalité** : La tonalité est la quantité d'énergie reçue par le capteur pour une certaine bande du spectre. Sur une photo, les pixels sombres correspondent aux régions faiblement rayonnantes tandis que les pixels clairs correspondent aux fortes radiations. Le ton est étroitement lié au comportement spectral des différentes couvertures de sol dans la bande de travail considérée.

La tonalité des images radar résulte de la force du signal réfléchi par la cible, laquelle dépend aussi des réflexions de l'environnement. Par exemple, une surface d'eau calme apparaîtra en noir parce qu'elle se comporte comme un miroir spéculaire renvoyant l'énergie loin du capteur.

- **La couleur** : La couleur des images VIR traduit la réflectivité sélective des objets aux différentes longueurs d'onde. Les surfaces plus réfléchissantes aux courtes longueurs d'ondes visibles que dans le reste du spectre apparaîtront en bleu, tandis que celles qui absorbent les courtes longueurs d'onde et réfléchissent les longues apparaîtront en rouge. Si le capteur reçoit des informations des bandes spectrales bleues, vertes et rouges, une composition en couleurs naturelles pourra être obtenue.

Les images SAR qui sont des bandes monochromes sont représentées en gris.

- **La texture** : La texture est la fréquence des changements de tonalité ou de couleur. Elle traduit la rugosité ou la douceur apparente d'une zone ainsi que le contraste spatial des éléments de l'image.

La texture de l'image correspond à la relation entre la dimension des objets et la résolution du capteur. Elle est classée généralement en texture grossière, moyenne et fine. Dans les images SAR, elle peut être classée comme lisse, fine, granuleuse, linéaire, tachetée et mouchetée.

Le contraste est le rapport entre les régions claires et sombres ou la relation de tonalité entre un objet et son environnement.

- **L'ombre** : L'ombre caractérise habituellement le rapport entre les dimensions d'un objet (principalement sa hauteur) et l'angle de l'énergie incidente (soleil ou faisceau d'ondes).

Dans les images SAR, les ombres caractérisent le type de relief. Leur longueur peut être utilisée pour estimer la hauteur d'un objet tandis que leur projection est indicative de sa forme.

En conclusion, l'interprétation visuelle est réalisée par évaluation de tous les paramètres mentionnés ci-dessus et par comparaison des objets représentés avec des formes de caractéristiques connues (par exemple : couverture végétale, réseau hydrographique, infrastructure urbaine, etc.).

Le processus d'identification ou d'aide à l'identification des objets par référence au contexte local et régional est appelé association. Par exemple, les paysages de l'Antarctique peuvent être identifiés par la compréhension de leurs relations naturelles (ex : banquises, crevasses et terrains glaciaires).

- **Le pattern** : Le pattern représente un réseau spatial ordonné ou une répétition de traits caractérisés par leur espacement, leur densité et leur orientation. Par exemple un réseau fluvial (bassins versants) sera associé au relief, un pattern arborescent à une région ondulée (collines, montagnes), alors qu'une structure méandreuse caractérisera des régions plates ou monotones.

3.2.5 Prétraitement de l'image et données complémentaires

Les images en provenance d'un satellite d'observation sont généralement traitées par une société de distribution qui standardise les produits disponibles. En plus du traitement de base, des options supplémentaires sont effectuées à la demande du client pour améliorer la géométrie et la radiométrie du produit et l'adapter à l'application envisagée.

Les types de processus et leurs dénominations sont caractéristiques de chaque système. En général, ils sont organisés selon une hiérarchie progressive de traitement, chaque niveau incluant la couche antérieure et lui ajoutant de nouvelles corrections.

Voici, par exemple, les niveaux de traitement du produit SPOT HRV (figure 6.44) :

Niveau 1A : Niveau de base commun à toutes les images, incluant un étalonnage des capteurs dans chaque bande spectrale, mais pas de correction géométrique. Ces images sont utilisées dans les études radiométriques de précision.

Niveau 1B : Les déformations causées par la rotation de la terre, les effets panoramiques, de dérive et d'angle d'incidence ainsi que les distorsions internes sont compensées par corrections géométriques et ré-échantillonnage.

Niveau 2 : Les corrections géométriques et de localisation sont réalisées en utilisant des données internes et externes. Les données internes sont les éphémérides précises, la géométrie du champ de vue instantané (IFOV) et les corrections d'altitude. Les données externes sont les paramètres du système de projection sélectionné, la correction d'altitude moyenne et les coordonnées des points d'appui (GCP).

Il y a 2 sous niveaux de corrections :

Niveau 2A : Les corrections à deux dimensions sont complétées pour exprimer la scène dans le système de projection UTM. Les corrections d'altitude et la géométrie de l'IFOV sont prises en compte, mais pas les points de contrôle au sol.

Niveau 2B : La correction géométrique de ce niveau, qui est plus précise que le 2A, utilise les points de contrôle et propose plusieurs systèmes de projection : UTM, Lambert, etc. (cf. chapitre 2).

Niveau 3 : Les déformations géométriques causées par le relief sont prises en compte grâce à un MNT issu du produit **Référence 3D**® (2010) qui permet d'obtenir une ortho-image. La précision absolue du positionnement est de l'ordre de 9 à 12 m.

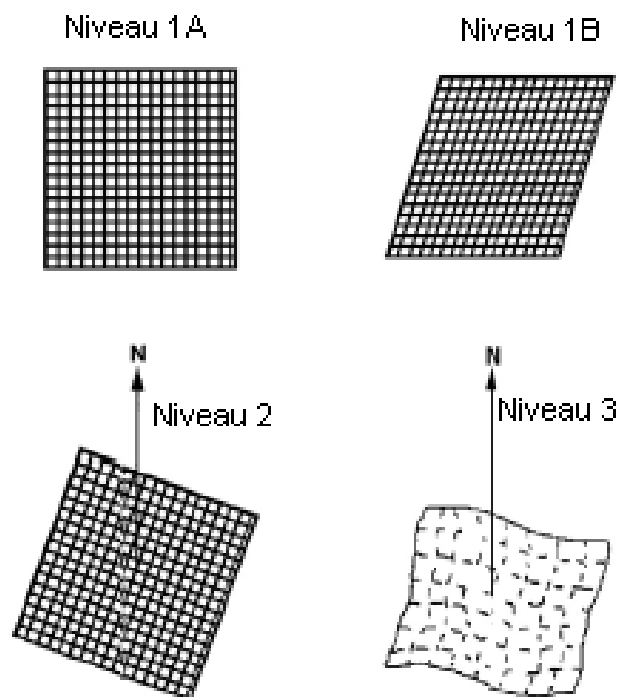


Fig 6.44 Niveau de traitement d'image SPOT (adapté de GDIA, 1993)

Données complémentaires

Le traitement d'image nécessite des données complémentaires pour les corrections géométriques et la préparation du produit cartographique final. Un géocodage sans points de contrôle (GCP) conduit à une position relative tandis que l'usage des GCP permet un raccordement à un système de référence.

Les GCP de coordonnées connues sont clairement identifiables sur l'image. Ils sont utilisés dans les équations de passage des coordonnées de l'image au système de référence géodésique et en projection. Ils peuvent être relevés sur les cartes ou topographiés *in situ*. Dans certains cas, le terrain peut être équipé de réflecteurs (transpondeurs) facilement repérables sur l'image afin de permettre le géocodage des surfaces dépourvues de détails naturels ou artificiels.

Les renseignements cartographiques supplémentaires (type de côtes, obstacles à la navigation, détails côtiers et urbains, ports et infrastructures routières) peuvent être utilisés pour interpréter l'image ou compléter le produit final. Ces données proviennent de la numérisation des cartes existantes, des bases de données géoréférencées (SIG) ou des levés de complément.

3.2.6 Traitement d'image

Les images satellitaires présentent des distorsions géométriques et radiométriques qui dépendent du type de capteur, de la plate-forme et des conditions d'acquisition, or, les applications hydrographiques, utilisent fréquemment des informations en provenance de sources multiples qu'il faut standardiser, comparer et intégrer au moyen d'une procédure de rectification et de restauration des scènes. Le processus de correction et de nivellement dépend des scènes évaluées et du produit final. Il suffit dans certains cas de corriger les erreurs systématiques, puis d'intégrer les images aux autres données précédemment géoréférencées ; dans d'autres cas, il faudra les rectifier et les ré-échantillonner dans une projection et à une échelle données. Le traitement complet d'une scène brute comprend l'élimination des distorsions géométriques, l'étalonnage radiométrique et la réduction du bruit de fond.

Quand des images de sources diverses (par exemple LANDSAT TM, SPOT Pan, etc.) sont utilisées, les processus de correction géométrique, de rectification, d'étalonnage radiométrique et d'amélioration dynamique sont appliqués préalablement à la fusion en vue d'assurer une compatibilité pixel par pixel. Pour tous les aspects de la cartographie satellitale, l'optimisation radiométrique des scènes est aussi importante que leur intégrité géométrique car la qualité de l'image finale dépend de la précision géométrique de chaque constituant (Pohl, 1996). Ce point mérite d'être souligné car certaines parties de cartes* sont souvent complétées par des mosaïques satellitaires.

Traitements géométriques

Les distorsions géométriques sont, soit systématiques (prévisibles et corrigibles), soit accidentelles (aléatoires). Les erreurs systématiques sont facilement corrigées par modélisation des sources de distorsion ; quant aux erreurs accidentelles, elles le sont par application d'une matrice de correction construite à partir de points de contrôle (GCP) convenablement distribués sur l'image.

Les corrections géométriques peuvent être classées selon les processus suivants :

Le recalage (ou co-registation) est la mise en correspondance de deux scènes par relation polynomiale entre leurs points communs. Il est utilisé pour comparer deux ensembles de données en positionnement absolu, sans passage en projection.

* NdT : Ex : Spatiocartes marines du SHOM

Le géoréférencement consiste à attribuer des coordonnées aux pixels d'une scène en utilisant une matrice de passage.

Le géocodage permet d'exprimer une image en projection en lui appliquant des équations de transformation. La scène est alors transformée en une carte dont chaque pixel est associé à des coordonnées géographiques. Le géocodage est indispensable pour l'intégration d'images d'origines diverses, en rendant leurs données compatibles pixel par pixel.

Rectification polynomiale

La rectification polynomiale est une méthode relativement simple de correction géométrique, qui consiste à transformer une image originale en s'appuyant sur un groupe de points convenablement distribués. Il est nécessaire que les coordonnées de ces points soient connues dans les deux systèmes : origine (**x & y**) et final (**X & Y**).

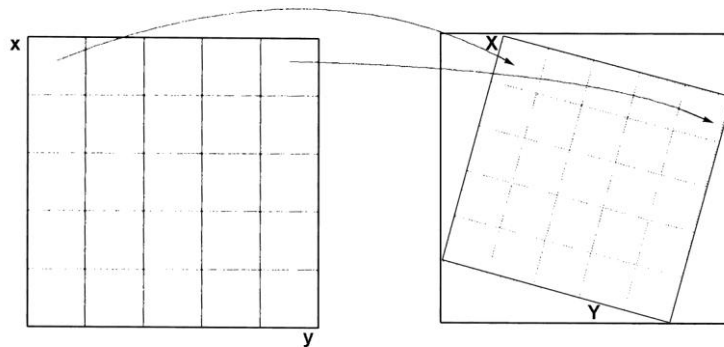


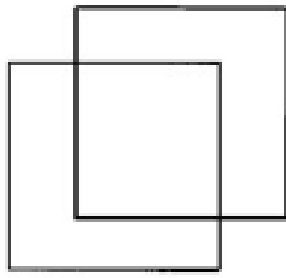
Fig. 6.45

L'ordre du polynôme est fonction du nombre de points ; plus celui-ci augmente, plus il faut de coordonnées connues. Les coefficients du système d'équations ainsi formé sont calculés par moindres carrés.

Un polynôme du premier degré (linéaire) requiert 6 points connus et permet de corriger la translation, la rotation, l'échelle, l'inclinaison, la perspective et les distorsions obliques de l'image (figure 6.46).

$$X = a_0 + a_1 x + a_2 y$$

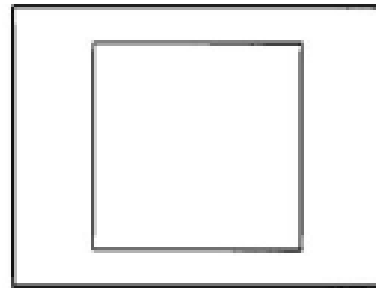
$$Y = b_0 + b_1 x + b_2 y$$



Translation

$$X = a_0 + x$$

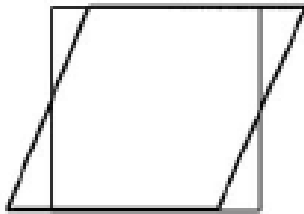
$$Y = b_0 + y$$



Changement d'échelle

$$X = a_1 x$$

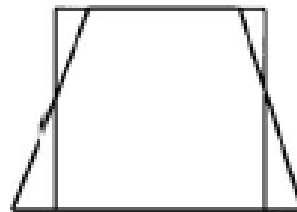
$$Y = b_2 y$$



Inclinaison

$$X = x + a_2 y$$

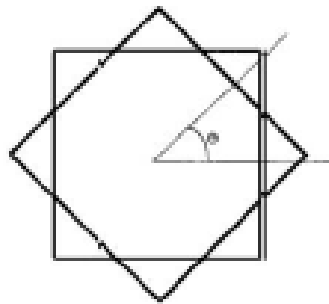
$$Y = y$$



Perspective

$$X = a_0 x y$$

$$Y = y$$



Rotation

$$X = a_1 x + a_2 y$$

$$Y = b_1 x + b_2 y$$

$$a_1 = b_2 = \cos \theta$$

$$a_2 = -b_1 = \sin \theta$$

Fig. 6.46

Un polynôme du second degré requiert 12 points de coordonnées connues et permet en plus de tenir compte de la torsion et de la concavité.

$$X = a_0 + a_1 x + a_2 y + a_3 x^2 + a_4 xy + a_5 y^2$$

$$Y = b_0 + b_1 x + b_2 y + b_3 x^2 + b_4 xy + b_5 y^2$$

En appliquant ces équations à l'image originale, celle-ci peut être transformée, translatée, pivotée, mise à l'échelle et redressée.

L'approche polynomiale ne permet de corriger l'image que localement car elle est tributaire de la distribution des points et de leur précision. Elle fournit en général une image correcte dans les régions plates et sans traits marqués, mais elle est peu utile pour les reliefs accidentés.

L'efficacité de l'ajustement est appréciée par l'évaluation des résidus, l'indicateur le plus souvent utilisé étant l'erreur moyenne quadratique (emq).

L'attribution d'une valeur d'image (DN) aux nouvelles coordonnées **X, Y** du pixel peut être faite grâce aux méthodes de « voisin le plus proche », « interpolation bilinéaire » et « convolution cubique ».

L'algorithme du voisin le plus proche attribue à chaque pixel de l'image transformée le DN du pixel le plus proche dans l'image originale. C'est la méthode la plus rapide, mais des structures rectilinéaires (routes, rives, etc.) peuvent apparaître comme des lignes brisées dans les images transformées.

L'interpolation bilinéaire calcule la moyenne des 4 pixels les plus proches, ce qui a pour effet de réduire la distorsion des structures rectilinéaires, mais aussi le contraste spatial.

L'algorithme de convolution cubique analyse le DN des 16 pixels les plus proches. Il produit une image mieux transformée mais nécessite une puissance de calcul beaucoup plus grande.

En résumé, le choix de la méthode dépend de l'utilisation finale et des objectifs recherchés, des ressources informatiques disponibles (matériel, logiciel) et de l'existence de GCP. Le traitement d'image, enfin, dépend du mode utilisé : optique (VIR) ou radar (SAR).

Effets géométriques affectant les images VIR (Visible-Infrarouge)

En général, les images optiques sont plus déformées par le processus d'acquisition que par les caractéristiques physiques de la scène. Pour certains capteurs, tel que le TM LANDSAT par exemple, la forme de l'image et la rotation de la terre sont des facteurs importants entrant dans les corrections. En général, ces facteurs sont pris en compte par le fournisseur (voir § 3.2.5).

Pour le géocodage décrit au § 3.2.6, il est indispensable de disposer d'objets de coordonnées connues (GCP), que l'on déterminera en général par ajustement polynomial.

Effets géométriques affectant les images SAR

Le radar SAR est très sensible aux propriétés physico-chimiques et à la configuration de la cible. Il émet un faisceau d'énergie qui frappe cette dernière obliquement et rétrodiffuse une image dont la géométrie est caractérisée par les paramètres suivants* (figure 6.47) :

- Altitude : distance entre le satellite et son nadir ;
- Nadir : intersection de la verticale du satellite avec la surface terrestre ;
- Azimut : direction, mesurée à partir du nord, de la trace au sol de l'orbite du satellite ;
- Distances : composantes de la distance oblique mesurées pour chaque impulsion ;
- Distance oblique : distance du capteur à une cible située dans la direction de visée ;
- Direction de visée : angle horizontal correspondant à la direction de pointé du capteur ;
- Distance au sol : projection sur la terre de la distance oblique ;
- Angle d'incidence : angle formé par le faisceau incident et la verticale locale ;
- Angle d'incidence local : angle formé par le faisceau incident et la normale à la surface éclairée.

* NdT : terminologie du Centre canadien de télédétection <http://www.mcan.gc.ca/com/index-fra.php>

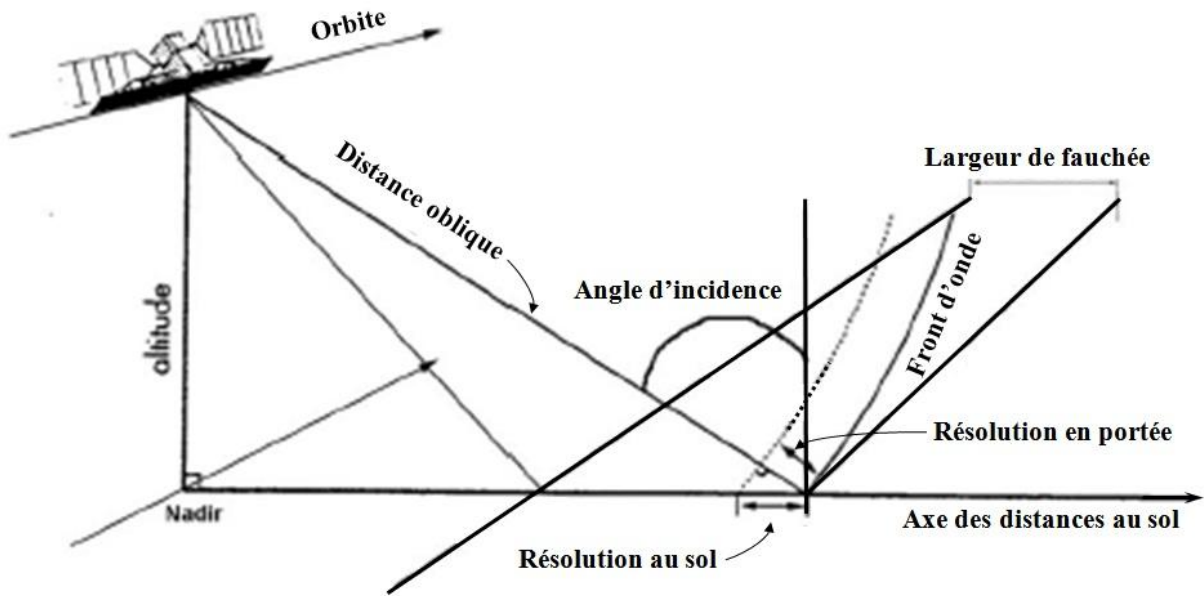
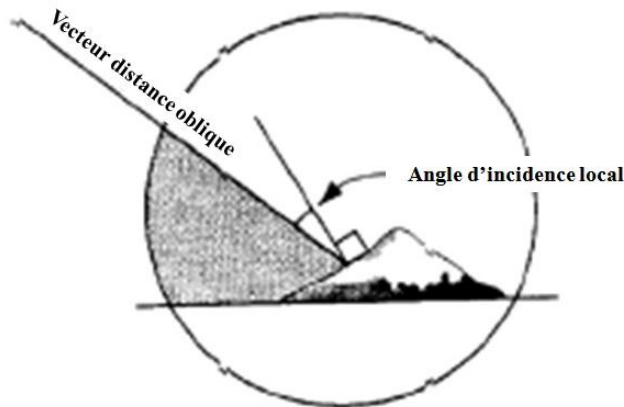


Fig. 6.47 « Géométrie d'une image SAR »

Le paramètre principal est l'angle d'incidence local (Fig. 6.48), car l'interaction du signal avec la cible est influencée par la pente qui déforme l'image par rapport à une projection orthogonale vraie.



« Fig. 6.48 Angle d'incidence local (d'après Raney, 1992) »

Les principales distorsions représentées à la figure 6.49 ont pour nom « rapprochement » (*foreshortening*), « repliement » (*layover*) et « ombre » (*shadow*).

L'effet de rapprochement se produit quand l'angle d'incidence locale est plus petit que l'angle d'incidence mais plus grand que zéro ; il a pour effet de comprimer le versant visible de l'obstacle et de le faire apparaître incliné vers le capteur.

Dans les cas de reliefs très abrupts où l'angle d'incidence local est plus grand que l'angle d'incidence, l'écho du sommet peut même parvenir avant celui de la base, produisant un effet de repliement.

L'effet d'ombre survient quand les pentes ne sont pas éclairées par le signal radar. Les zones affectées apparaissent alors comme des taches sombres (sans information) sur les images.

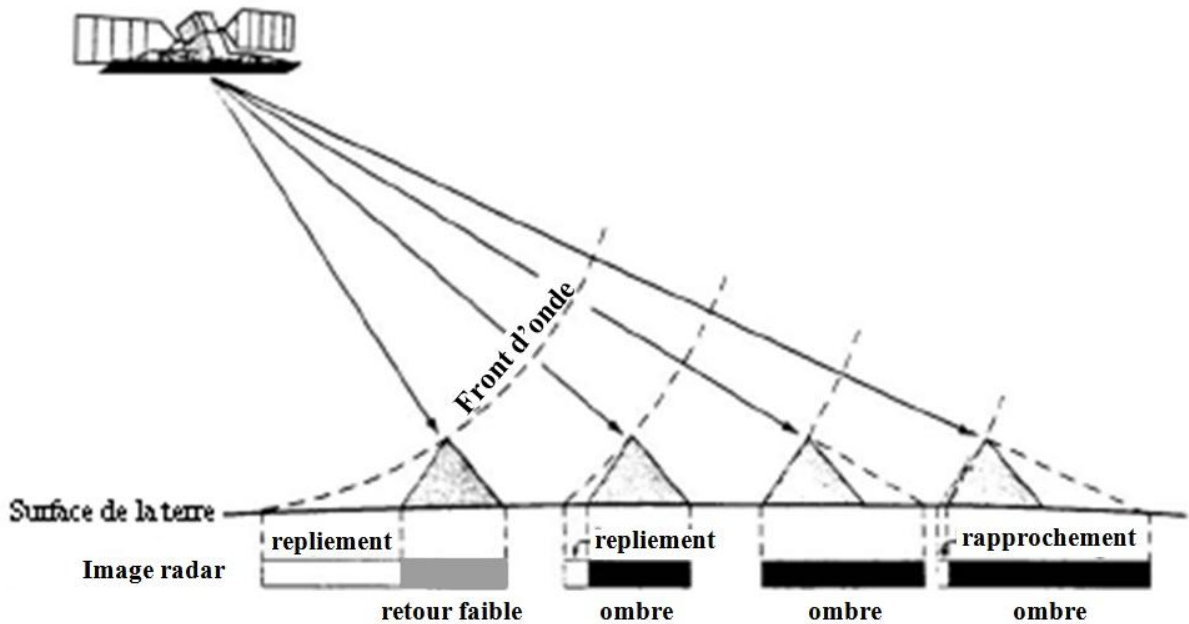


Fig. 6.49 « Distorsions dues au relief (d'après Lillesand et Kieffer – 1987) »

Traitements radiométriques

Ces traitements sont destinés à améliorer la radiométrie et faire ressortir les objets intéressants pour le photo-interprète ; ils complètent les précédents et aident à interpréter les détails topographiques.

Ils ont en commun de manipuler l'histogramme qui détaille les statistiques de fréquence spectrale pour chaque bande de l'image.

Pour améliorer l'interprétation, le rapport entre les valeurs numériques et l'échelle de gris ou de couleur est modifié afin d'augmenter le contraste global de l'image (étirement ou *stretching* de l'histogramme), ce qui revient à changer les valeurs numériques du minimum et du maximum d'intensité afin de distribuer les nuances de gris sur toute l'étendue de la gamme à 255 niveaux.

Cette distribution peut être effectuée de plusieurs manières dont la plus fréquente consiste à répartir linéairement les valeurs DN des radiations entre les niveaux 0 et 255 (figure 6.50).

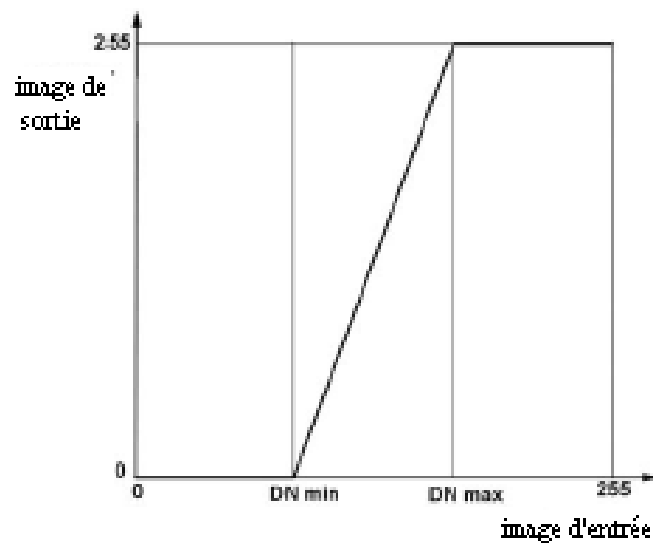


Fig. 6.50

Un autre moyen d'aide à l'interprétation des images est l'application de filtres spatiaux. Les filtres spatiaux sont utilisés pour sélectionner ou masquer certaines fréquences à l'intérieur de la gamme totale de DN. En réduisant les gradients de DN dans une partie de la gamme, le filtre passe-bas supprime certains détails et lisse l'aspect général de l'image ; en les accentuant, le filtre passe-haut renforce les contours et favorise la détection des routes, voies ferrées, rives de cours d'eau, etc.

Un filtre idéal lisse les régions homogènes tout en préservant les contours et la texture; il ne modifie pas la moyenne arithmétique mais réduit les écarts types.

Dans les images SAR, les filtres adaptatifs sont des exemples de filtres passe-haut utilisés pour minimiser les effets de moucheture (*speckle*). De nombreux algorithmes ont été développés à cet effet avec les filtres de type EQMM (Lee, Kuan, Frost), Gamma cartographique, etc.

En bref, les filtres permettent de rehausser les contours et de faciliter l'interprétation topographique s'ils sont utilisés avec soin et sans excès.

Distorsions radiométriques des images VIR

Les sources de distorsions radiométriques sont l'atmosphère (dispersion et absorption), le capteur (rayures) et l'illumination solaire. Leurs effets ont été décrits en détail par Lillesand & Kiefer (1994) et Richards (1986).

Parmi les différentes composantes atmosphériques, la vapeur d'eau présente sous forme de brume exerce un effet qui peut être réduit par modification de l'histogramme.

Un problème fréquent est la présence de nuages qui réduisent la couverture des images optiques. Les régions nuageuses sont caractérisées par un centre à DN élevé (blanc, voisin de 255) et des bords gris et diffus. Les ombres associées ont au contraire un DN très bas. Le traitement fait appel à diverses méthodes (seuillage et découpage en classes de densités) et à des masques mais ceux-ci doivent être utilisés avec prudence sous peine d'introduire des artefacts.

En général, les distorsions radiométriques créées par le capteur sont faibles en regard de l'influence atmosphérique. Les distorsions les plus importantes sont générées par les détecteurs et se manifestent sous forme de rayures (*striping*), dont le caractère périodique permet la suppression après interprétation ou traitement de l'image (Crippen, 1989).

La correction des différentes illuminations solaires nécessite une mise en rapport entre bandes (*band rationing*). Cette correction n'est généralement pas appliquée car l'ensoleillement facilite l'interprétation visuelle lors des mises à jour cartographiques.

Distorsions radiométriques des images SAR

Les images SAR ont leurs propres caractéristiques qui requièrent un étalonnage et des traitements particuliers. Ces traitements sont applicables aux taches et le processus est basé sur des vues multiples, l'intervalle des valeurs du DN et les corrections radiométriques spécifiques.

La « **moucheture** » ou chatoiement (*speckle*) est caractéristique des images radar ; elle résulte de l'interférence du faisceau cohérent avec plusieurs réflecteurs individuels. La rétroémission représentée par un pixel est la somme d'un grand nombre de réflexions individuelles, telles qu'arbres et feuillages. L'interférence entre signaux retour SAR produit des variations du niveau de gris des pixels avoisinants, donnant un aspect granuleux à l'image. Le *speckle* affecte les systèmes actifs utilisant des ondes cohérentes ; il limite la résolution radiométrique des images SAR (Hoeckman, 1990, Schumann, 1994). Son impact est aléatoire, aussi ne peut-il pas être totalement éliminé, mais il peut être atténué au moyen de traitements qui réduisent la résolution spatiale.

Le processus de réduction des mouchetures est basé sur le traitement de vues multiples (**traitement multivisé**) qui consiste à créer indépendamment une image d'apparence unique et de résolution réduite en combinant plusieurs images à plein pouvoir séparateur ; il peut également être réalisé par

traitement des données à grande résolution et moyenne énergétique de l'image développée. Le rapport signal sur bruit de l'image est conservé dans le traitement multivisé ; celui-ci nécessite des matériels et des logiciels spécialisés, aussi est-il toujours exécuté dans les stations de réception au sol des données.

L'intervalle de DN des pixels dépend de la portée dynamique des signatures radar de la scène et du codage numérique utilisé pour créer l'image. Les données SAR sont souvent diffusées au taux de 32 ou 16 bits par pixel, cependant de nombreux systèmes d'affichage et logiciels ont un taux limité à 8 bits car les gammes de 16 ou 32 bits requièrent une haute capacité de stockage et de traitement. Les autres contraintes (résolution de l'œil humain, affichage et/ou capacité d'impression, etc.) font qu'il est plus pratique d'exprimer les données finales en 8 bits dans la gamme des 255 niveaux de gris. Le processus de conversion à 8 bits est nommé « *scaling* » (réduction à l'échelle).

Une amélioration radiométrique consistant à occuper les 255 niveaux de la gamme est souvent apportée. L'étirement, ou « *stretching* » qui en résulte permet d'augmenter le contraste et de faciliter la détection des diverses structures.

L'étalonnage des images SAR recourt à deux types de traitement radiométrique :

- L'étalonnage absolu, qui établit un rapport indépendant du temps entre le DN de l'image SAR et la rétrodiffusion. Il est utilisé quand le DN de 2 ou plusieurs images doit être comparé, par exemple pour déterminer l'épaisseur de la glace de mer, les impacts environnementaux, etc.
- L'étalonnage relatif qui établit le même rapport entre le DN et la rétrodiffusion, mais seulement au sein de l'image, ce qui revient à attribuer à la cible une même luminosité quelle que soit sa position dans l'image SAR.

Généralement, l'étalonnage radiométrique est réalisé à la station au sol.

3.2.7 Altimétrie

L'information altimétrique terrestre et côtière s'avère être d'une grande utilité pour l'hydrographe. La description du relief aide à la compréhension de la topographie côtière, des îles, des ports, des aides à la navigation, etc. Les satellites à haute résolution représentent le relief de différentes façons, incluant généralement aujourd'hui les modèles numériques de terrain (MNT) ou les modèles d'élévation numérique (*Digital Elevation Model - DEM*).

Des procédures ont été développées pour traiter plusieurs types de données (photographie spatiale, capteurs VIR, SAR, altimètres) sous différents formats (analogique, numérique) et par diverses méthodes (ombrage, stéréoscopie, interférométrie, polarimétrie) profitant des différentes caractéristiques des capteurs et des images (géométrie, radiométrie, phase) et appliquant diverses technologies (analogique, analytique, numérique) et modes de traitement (interactif, automatisé).

Parmi ces méthodes, la stéréoscopie à usage cartographique s'est imposée le plus rapidement grâce au développement précurseur de la stéréophotogrammétrie aérienne (voir § 3.1).

Les avancées de la stéréoscopie informatisée ont été répercutées sur la stéréoscopie satellitale et la stéréoscopie des images radar a fortement progressé au cours des 20 dernières années.

Dès le lancement de l'ERS-1, les techniques interférométriques ont pu être enrichies des modèles paramétriques développés précédemment tandis qu'avec l'introduction du RADARSAT-1 en 1995, la radargrammétrie était renforcée par les différentes applications altimétriques, utilisées seules ou en complément des images VIR (Toutin, 2000).

- **Méthodes stéréoscopiques**

Les méthodes stéréoscopiques utilisent des procédures semblables à celles de la photogrammétrie (cf. § 3.1.7) qui utilise un couple d'images pour construire une image plastique en trois dimensions.

Un stéréorestituteur numérique permet de mesurer les détails au moyen de deux ballonnets (un par image du couple stéréoscopique) dont la fusion dans le modèle stéréo permet d'accéder aux coordonnées cartographiques 3D (Toutin, 1995).

Le traitement du couple stéréoscopique nécessite un appareil de restitution numérique et un logiciel spécifique. On trouve aujourd'hui des systèmes compacts sur PC (cf. figure 6.51) qui permettent de stéréorestituer différents types d'images numériques (air, espace, VIR, SAR).



Fig. 6.51 « Stéréorestituteur numérique »

Il existe une variété de combinaisons pour capter deux images, dans une même direction ou en sens contraire, à divers angles d'incidence, etc.

L'optique du HRV-SPOT est équipée d'un dispositif permettant de programmer l'observation d'une même région lors de deux passages successifs (Fig. 6.52).

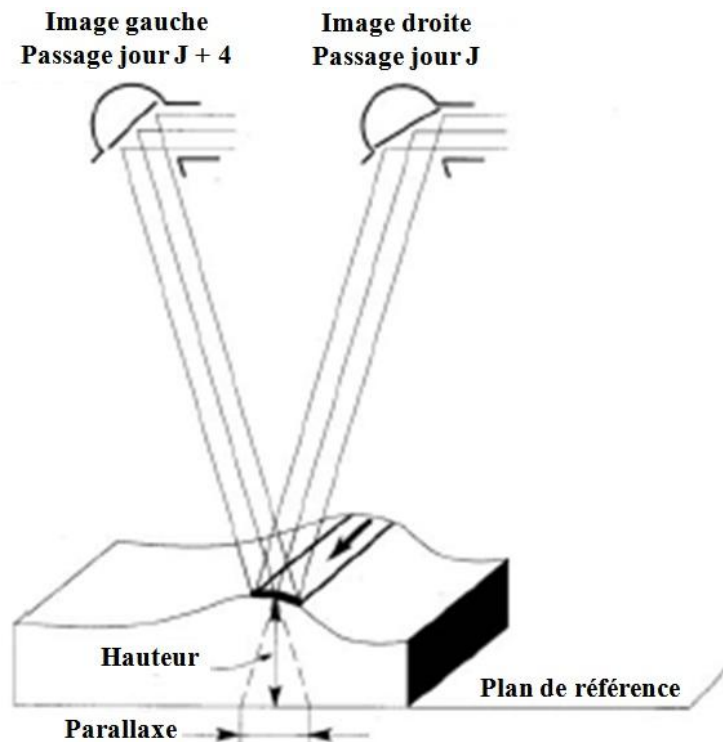


Fig. 6.52 « Utilisation du capteur HRV de SPOT en stéréographie »

Le satellite MOMS permet de capter des images au cours d'un même passage, au moyen de caméras à visée avant, nadirale et arrière. Les séries d'images sont prises à des intervalles de 20 secondes, à

partir de trois points de vue différents (Fig. 6.53).

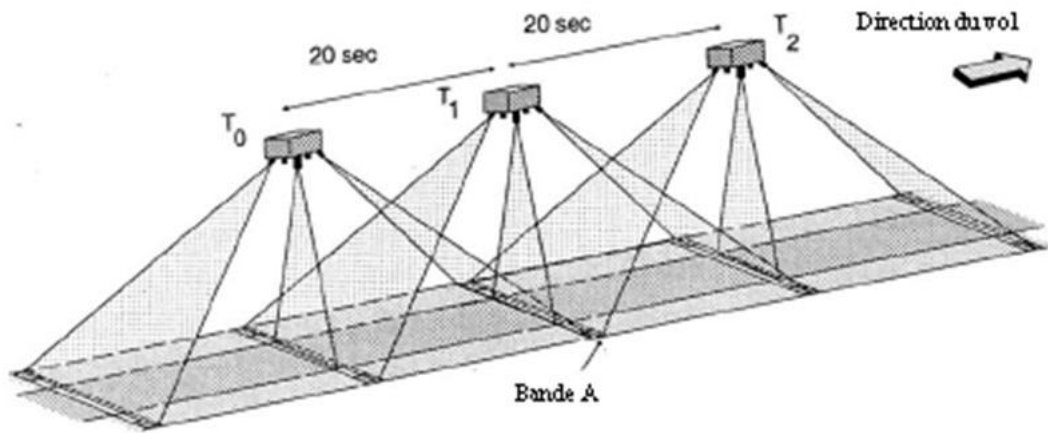


Fig. 6.53 « Géométrie stéréo du satellite MOMS-02 (d'après DARA, 1994) »

Un autre système est le nouvel instrument HRS (Haute Résolution Stéréoscopique) du SPOT 5, qui réalise des prises de vue en avant et en arrière du satellite dans la direction de la trajectoire orbitale.

La 1^{ère} caméra capte une image suivant un angle de visée de 20° sur l'avant. Quarante-vingt-dix secondes plus tard, la seconde caméra capte la même image à 20° sur l'arrière (Fig. 6.54).

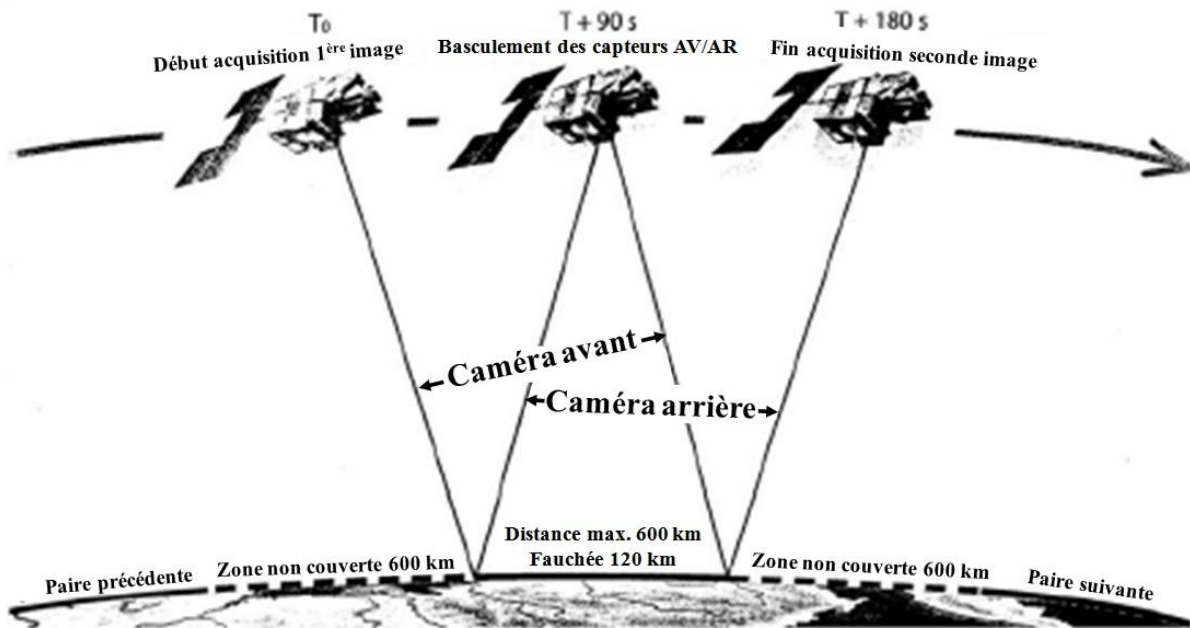


Fig. 54 « Géométrie de l'instrument HRS de SPOT 5 (Source : SPOT Image, 2002) »

- **Radargrammétrie**

La radargrammétrie est une technique semblable à la photogrammétrie, mais qui utilise des images radar. Un DEM est produit par corrélation d'un couple d'images produites par un front d'onde orthogonal à l'angle d'incidence d'une image optique. La précision absolue est de l'ordre de la dimension du pixel. Comme en stéréoscopie, diverses configurations sont possibles (Fig. 6.55).

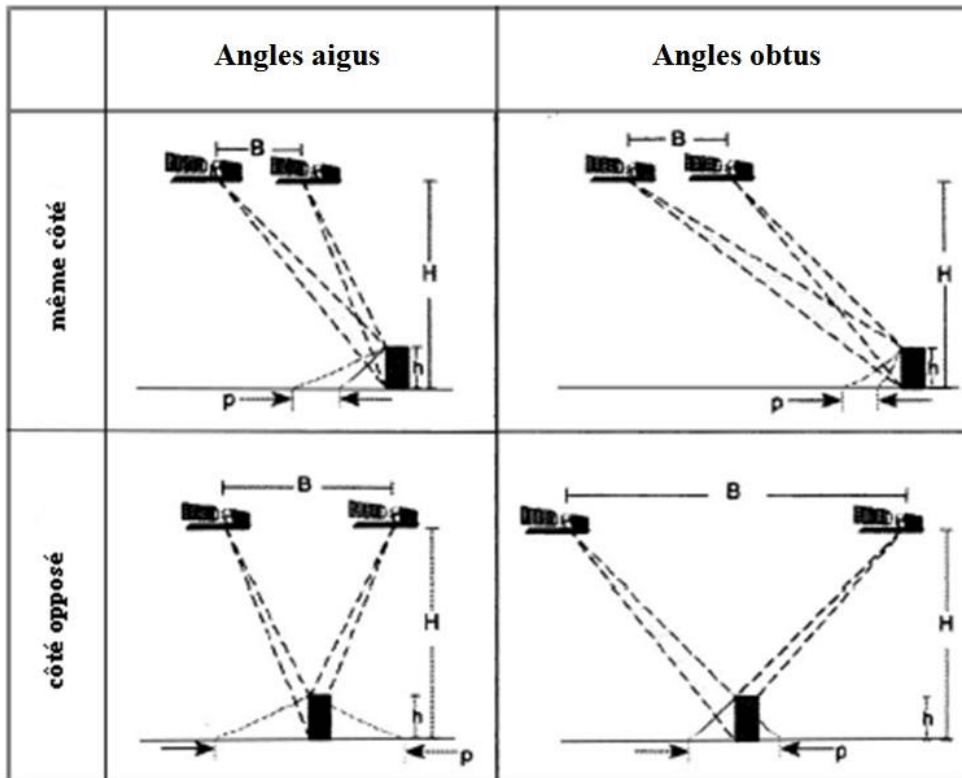


Fig. 6.55 « Différentes configurations du satellite radar SAR (d'après Toutin, 2001) »

- **Interférométrie**

La phase du signal radar étant connue, un canal de différence de phase et un canal de cohérence de phase (angle de phase constant) sont produits afin d'exploiter l'information interférométrique.

Deux scènes, prises à une distance dite « ligne de base », sont requises. Selon la fréquence de l'onde électromagnétique, celle-ci doit être comprise entre 0,5 et 1 km. Les conditions ambiantes (vent, pluie, etc.) doivent être les plus voisines possibles entre les deux captures.

L'image maîtresse utilisée comme référence et l'image secondaire permettent de déterminer un canal de différence de phase, ou interférogramme, et un canal de cohérence indiquant le degré de fiabilité des mesures. La phase doit ensuite être « déroulée », en adoptant une résolution et en transformant les bordures de l'interférogramme en courbes de niveau. Les problèmes de cette méthode sont que :

- la mesure est ambiguë, car la différence de phase est connue précisément mais non le nombre entier de longueurs d'ondes compris dans la distance radar-cible ;
- la phase dépend des caractéristiques radioélectriques de la cible. Si celles-ci sont modifiées entre les scènes, la cohérence ne sera pas obtenue. Cependant, si les franges de l'interférogramme se construisent correctement, c'est que la cible est inaltérée.

3.2.8 Applications cartographiques

Les dernières décennies ont pris conscience des possibilités énormes de l'imagerie satellitale, surtout dans le domaine optique pour la mise à jour cartographique. D'après l'ISPRS, les besoins cartographiques recourant à l'imagerie spatiale sont répartis selon les trois catégories suivantes :

- précision planimétrique ;
- précision altimétrique ;
- détectabilité (Konecny, 1990).

La **précision planimétrique** est la plus exigeante. Elle dépend de la résolution cartographique fixée à $\pm 0,2$ mm et qui, aux échelles les plus courantes, génère les précisions indiquées au tableau 6.6 :

Échelle 1/D	Précision planimétrique
1 : 25 000	± 5 m
1 : 50 000	± 10 m
1 : 100 000	± 20 m
1 : 200 000	± 40 m

Tableau 6.6

La **précision altimétrique (H)** dépend de l'espacement cartographique conventionnel (E) entre courbes de niveau qui est égal à ± 5 H. Elle est indiquée au tableau 6.7.

E	H
20 m	± 4 m
50 m	± 10 m
100 m	± 20 m

Tableau 6.7 (Konecny, 1990)

La **déteçtabilité** fait référence à la possibilité de détecter au cours de l'interprétation numérique des objets d'une taille égale au moins à 1,5 pixel, correspondant aux dimensions du tableau 6.8.

Objet - Cible	Dimension
Infrastructure urbaine	2 m
Voie de communication	2 m
Réseau hydrographique	5 m
Infrastructure routière	10 m

Tableau 6.8 (Konecny, 1990)

Le tableau 6.9 indique les résolutions et les échelles des principaux systèmes de satellites commerciaux utilisés en cartographie :

Capteur satellital	Résolution sur terre	Échelle de la carte
QUICK BIRD	0,7 m	1 : 3500
IKONOS	1 – 4 m	1 : 5000 – 1 : 20 000
SPOT PAN	10 m	1 : 50 000
Landsat 7 ETM	15 m	1 : 75 000
SPOT XS	20 m	1 : 50 000 – 1 : 100 000
RADARSAT 1 SAR	8 – 30 m	1 : 30 000 – 1 : 100 000
ERS SAR	30 m	1 : 100 000
Landsat TM	30 m	1 : 100 000
Landsat MSS	80 m	1 : 250 000
SAC-C MMRS	175 m	1 : 875 000

Tableau 6.9

PRINCIPAUX SYSTÈMES DE SATELLITES DISPONIBLES ACTUELLEMENT (2005)

La liste qui suit fournit de manière non-exhaustive les caractéristiques de la plupart des systèmes utilisés couramment en cartographie aux grandes échelles moyennes.

Système/série Pays	Type d'orbite, altitude, cycle orbital, inclinaison	Dimensions de la scène, résolution spatiale, modes	Capteurs - Bandes spectrales
LANDSAT USA	Héliosynchrone 705 km 16 jours 98,2°	185 x 185 km MSS : 80 m TM : 30 m ETM+ :	<i>Multi Spectral Scanner (MSS)</i> Bande 1 : 0,5 – 0,6 µm (vert) Bande 2 : 0,6 – 0,7 µm (rouge) Bande 3 : 0,7 – 0,8 µm (proche IR) Bande 4 : 0,8 – 1,1 µm (proche IR) <i>Thematic Mapper (TM)</i> Bande 1 : 0,45 – 0,52 µm (bleu) Bande 2 : 0,52 – 0,60 µm (vert) Bande 3 : 0,63 – 0,69 µm (rouge) Bande 4 : 0,76 – 0,90 µm (proche IR) Bande 5 : 1,55 – 1,75 µm (proche IR) Bande 6 : 10,4 – 12,5 µm (thermal IR) Bande 7 : 2,08 – 2,35 µm (mid IR) <i>Enhanced Thematic Mapper (ETM+)</i>
SPOT 5 France	Héliosynchrone 832 km 23 jours 98,7°	60 x 60 km XS : 20 m P : 10 m	Haute Résolution Visible (HRV) Mode multispectral (XS) Bande 1 : 0,49 – 0,59 µm (vert) Bande 2 : 0,61 – 0,68 µm (rouge) Bande 3 : 0,79 – 0,89 µm (proche IR) Mode panchromatique (P) 0,51 – 0,73 µm
IRS Inde	Héliosynchrone 816 - 818 km Capacité de revisite : 5 jours 98,6°	141 x 141 km LISS-III : 23 m LISS-IV : (5,8 m) 23,9 x 23,9 km en XS	<i>Linear Imaging Self Scanning (LISS-III)</i> Bande 2 : 0,52 – 0,569 µm (vert) Bande 3 : 0,62 – 0,68 µm (rouge) Bande 4 : 0,77 – 0,86 µm (proche IR) Bande 8 : 1,55 – 1,70 µm (SWIR) <i>Linear Imaging Self Scanning (LISS-IV)</i> Comporte 2 caméras, comme ci-dessus, avec des largeurs de fauchée de 74 km par caméra (145 km au total)

Système/série Pays	Type d'orbite, altitude, cycle orbital, inclinaison	Dimensions de la scène, résolution spatiale, modes	Capteurs - Bandes spectrales
MOS Japon	Héliosynchrone 909 km 17 jours 99°	100 x 90 km MESSR : 50 m	MESSR Bande 1 : 0,51 – 0,59 µm (vert) Bande 2 : 0,61 – 0,69 µm (rouge) Bande 3 : 0,72 – 0,80 µm (proche IR) Bande 4 : 0,80 – 1,10 µm □ □ (proche IR)
JERS Japon	Héliosynchrone 568 km 44 jours 97,7°	75 x 75 km OPS,: 18 x 24 m SAR : 18 x 18 m	<i>Optical Sensor (OPS)</i> <i>Visible and Near Infrared (VNIR)</i> Bande 1,: 0,52 – 0,60 µm (vert) Bande 2 : 0,63 – 0,69 µm (rouge) Bande 3 : 0,76 – 0,86 µm (proche IR) Bande 4 : 0,76 – 0,86 µm (proche IR) <i>Short Wave Infrared (SWIR)</i> Bande 5 : 1,60 – 1,71 µm Bande 6 : 2,01 – 2,12 µm Bande 7 : 2,13 – 2,15 µm <i>Synthetic Aperture Radar (SAR)</i> 1.275 GHz (L-Bande) HH
ERS Europe	Héliosynchrone 777 km 3 - 35 jours 98,5°	AMI travaille en 3 modes. En mode image : 100 x 100 km 30 x 30 m (3 vues)	<i>Active Microwave Instrument (AMI)</i> <i>Synthetic Aperture Radar (SAR)</i> 5,3 GHz (Bande C) VV angle d'incidence fixe : 23°
RADARSAT Canada	Héliosynchrone 798 km 3 - 24 jours 98,6°	Fauchées comprises entre 100 x 100 km et 18 x 18 km selon les modes Résolutions comprises entre 100 x 100 m et 3 x 3 m	<i>Synthetic Aperture Radar (SAR)</i> 5,3 GHz (C-Bande) HH Choix d'angle d'incidence : mode standard : 20° – 50° mode fin : 37° – 48°
IKONOS USA	Héliosynchrone 681 km 1-3 jours 98,1°	Plusieurs angles d'incidence Multi-Bande : 4 m (avec angle nominal 26°) Panchromatique : 1m (avec angle nominal 26°)	Bande 1 : 0,45 – 0,52 µm (blue) Bande 2 : 0,52 – 0,60 µm (green) Bande 3 : 0,63 – 0,69 µm (red) Bande 4 : 0,76 – 0,90 µm (near IR) Bande Panchromatique : 0,45 – 0,90 µm

ACRONYMES

AVHRR	<i>Advanced Very High Resolution Radiometer</i>
CCD	<i>Charge Coupled Device</i>
DGPS	<i>Differential GPS</i>
DN	<i>Digital Number</i>
DTM	<i>Digital Terrain Model</i>
EDM	<i>Electronic Distance Measurement</i>
EODM	<i>Electro-Optic Distance Measurement</i>
ERS	<i>European Remote Sensing Satellite</i>
ETM	<i>Enhanced Thematic Mapper</i>
GALILEO	<i>Système européen de positionnement par satellite (ESA)</i>
GBAS	<i>Ground Based Augmentation System (système d'augmentation terrestre continental)</i>
GCP	<i>Ground Control Point (Point de contrôle)</i>
SIG	<i>Système d'Information Géographique</i>
GLONASS	<i>Global Navigation Satellite System (Russie)</i>
GNSS	<i>Global Navigation Satellite System (GPS + GALILEO + GLONASS)</i>
GPS	<i>Global Positioning System (USA)</i>
HRV	<i>Haute Résolution Visible</i>
IFOV	<i>Instantaneous Field Of View</i>
IR	<i>Infra Rouge</i>
IRS	<i>Indian Remote Sensing satellite</i>
ISPRS	<i>International Society for Photogrammetry and Remote Sensing</i>
JERS	<i>Japanese Earth Resources Satellite</i>
KFA 1000	<i>Kosmologischer Fotoapparat de distance focale 1000 mm</i>
LASER	<i>Light Amplification by Stimulated Emission of Radiation</i>
Lat	<i>Latitude</i>
Long	<i>Longitude</i>
MNT	<i>Modèle numérique de terrain</i>
MSS	<i>MultiSpectral Scanner</i>
NHO	<i>National Hydrographic Office</i>
NOAA	<i>National Oceanic and Atmospheric Administration</i>
PAN	<i>Panchromatique</i>
ppm	<i>Partie par million (1 x 10⁻⁶)</i>
RBV	<i>Return Beam Vidicon</i>
RTK	<i>Real Time Kinematic (Cinématique temps réel)</i>
S-44	<i>Publication spéciale 44 (Normes de l'OHI pour les levés hydrographiques)</i>
SAR	<i>Synthetic Aperture Radar</i>
SBAS	<i>Satellite Based Augmentation System (système d'augmentation spatial)</i>
SPOT	<i>Satellite Pour l'Observation de la Terre (France)</i>
TM	<i>Thematic Mapper</i>
USFAA	<i>United States Federal Aviation Association</i>
UTM	<i>Universal Transverse Mercator (Projection de Mercator transverse universelle)</i>
VIR	<i>Visible-Infra Rouge</i>
WAAS	<i>Wide Area Augmentation System</i>
WGS	<i>World Geodetic System</i>
WGS 84	<i>World Geodetic System 1984</i>
XS	<i>Multispectral</i>

RÉFÉRENCES

(Liste destinée à aider le lecteur du Chapitre 6 dans ses recherches sur les ouvrages et sites Web)

- | | | |
|---|---|---|
| ALBERZ J.
KREILING W.,
(1989). | <i>“Photogrammetric Guide”</i> | Wichmann, Karlsruhe (Allemagne) |
| ASPRS, (1980). | <i>“Manual of Photogrammetry”</i> | American Society for
Photogrammetry and Remote
Sensing. Bethesda, Maryland, (USA) |
| ASPRS, (1983). | <i>“Manual of Remote Sensing. 2 Volumes”</i> | American Society for
Photogrammetry and Remote
Sensing. Bethesda, Maryland,
(USA) The Sheridan Press. |
| ASPRS, (1996). | <i>“Digital Photogrammetry”</i> | American Society for
Photogrammetry and Remote
Sensing. Bethesda, Maryland, (USA) |
| BOMFORD G.
(1980). | <i>“Geodesy 4th Ed”</i> | Claredon Press, Oxford (Royaume-
Uni). |
| CHUECA PAZOS
Et. Al. (1996). | <i>“Tratado de Topografía (3 Volumes)”</i> | Paraninfo, Madrid (Espagne) |
| CHUVIECO E.
(1995). | <i>“Fundamentos de Teledetección Espacial”</i> | Editorial RIALP, Madrid, Espagne,
453 pp. |
| CNES, (2002). | <i>“HRS puts terrain into perspective”</i> | SPOT Magazine N°34, 1 st semestre
2002, pp 10-11. |
| ÉCOLE
NATIONALE DES
SCIENCES
GÉOGRAPHIQUES
(2011) | Supports de cours téléchargeables sur
http://fad.ensg.eu/moodle/ :
<ul style="list-style-type: none"> • Cartographie • SIG • Informatique • Imagerie aérienne et spatiale • Géodésie • Topométrie • Information géographique • Photogrammétrie | ENSG – Cité Descartes – Marne-la-
Vallée, France

Formation initiale des personnels
techniques de l’IGN |
| FEDERAL
GEODETIC
CONTROL
COMMITTEE
(1984). | <i>“Standards and Specification for Geodetic
Control Networks”</i> | NOAA Rockville Maryland (USA) |
| GDTA, (1995). | <i>“Aspects stéréoscopiques de SPOT, Cahier
A2 MNT”</i> | Cahiers pédagogiques du GDTA,
France, 93 pp. |
| GERMAN SPACE
AGENCY, (1994). | <i>“MOMS-02-D2 Data Catalogue”</i> | DARA, München, Allemagne. |

- HOFMANN WELLENHOF & Al. (2001). "GPS, Theory and Practice. 5th. Ed " Springer, Wien (Austria), New York (USA)
- JOECKEL R., STROBER M. (1995). "Elektronische Entfernungs und Richtungsmessung, 3th. Ed", Wittwer, Stuttgart (Allemagne).
- KONECNY, G., (1990). "Review of the latest technology in satellite mapping. Interim report, Inter-commission Working Group I/IV on International Mapping and Remote Sensing Satellite Systems of ISPRS, Vol.14" Hanover, Allemagne, pp. 11-21.
- LANGERAAR W. (1984). "Surveying and Charting of the Seas" Elsevier. Amsterdam (Pays-Bas), Oxford (Royaume-Uni) New York (USA) Tokyo (Japon)
- LAURILA S. (1976). "Electronic Surveying and Navigation" J. Wiley & Sons, New York (USA)
- LEICK A. (1995). "GPS Satellite Surveying. 2nd. Ed". Wiley Chichester, Brisbane. New York (USA) Toronto (Canada) Singapour.
- LILLESAND, T.M. and KIEFER, R.W., (1987). "Remote sensing and image interpretation, 2nd edition" John Wiley and Sons, Inc., New York, 721 p.
- MEISENHEIMER D. (1995). "Vermessungsinstrumente Aktuell" Wittwer, Stuttgart (Allemagne)
- NASA, (1997). "The Remote Sensing Tutorial". Goddard Space Flight Centre, NASA Web Production. Written by: Nicholas M. Short, Sr.
- OHI (1994). "Dictionnaire Hydrographique S-32, 5ème édition (1998)" BHI, Monaco. Existe également en anglais et en espagnol.
- OHI (1998). "IHO Standards for Hydrographic Surveys. S-44 5th. Ed " BHI, Monaco.
- OLLIVER F. (1995). "Instruments Topographiques" Eyrolles, Paris (France)
- OLIVER C. and S. QUEGAN (1998). "Understanding Synthetic Aperture Radar Images" Artech House, Norwood, Massachusetts (USA)
- POHL, C., (1996). "Geometric aspects of multi-sensor image fusion for topographic map updating in the humid Tropics" ITC Publication Number 39, Pays-Bas, 214 pp.
- RANEY, R.K., (1992). "Course notes; unpublished notes" Canada Centre for Remote Sensing, Ottawa, Canada.

- RICHARDUS P. (1977). *“Project Surveying”*. Balkema. Pays-Bas.
- SEEBER G. (1993). *“Satellite Geodesy”* W. de Gruyter Berlin (Allemagne)
New York (USA)
- SEEBER G. (2003). *“Satellite Geodesy 2nd. Ed ”* Walter de Gruyter (Berlin - NY)
- TORGE W. (2001). *“Geodesy”* W. de Gruyter Berlin (Allemagne)
New York (USA)
- TURNBULL D. (2001). *“The Evolution of an Object - Oriented Geospatial Information System Supporting Digital Nautical Chart Maintenance at the NIMA”* Bulletins Hydr. Int. Jul. Aug. - Sep; IHO, Monaco
- TOUTIN, Th., (1998). *“Évaluation de la précision géométrique des images de RADARSAT”* Journal Canadien de télédétection, 23(1):80-88.
- TOUTIN, Th., (1997). *“Single versus stereo ERS-1 SAR imagery for planimetric feature extraction”* International Journal of Remote Sensing, 18(18):3909-3914.
- TOUTIN, Th. and B. RIVARD, (1997). *“Value-added RADARSAT Products for Geoscientific Applications”* Canadian Journal of Remote Sensing, 23(1):63-70.
- TOUTIN, Th., (1995). *“Generating DEM from stereo images with a photogrammetric approach: Examples with VIR and SAR data”* EARSeL Journal Advances in Remote Sensing, 4(2):110-117.
- WOLF R., (1994). *“Elementary Surveying 9th. Ed. ”* Harper Collins College Publishers
New York (USA) Il existe également une version en espagnol "Topografía", Alfaomega, Mexique (1998)

ADRESSES INTERNET

PAYS	INSTITUTION	SITE INTERNET
ISPRS	International Society on Photogrammetry and Remote Sensing	http://www.isprs.org
FIG	Fédération Internationale des Géomètres	http://www.Fig.net
UE	European Space Agency	http://www.esa.int
UGGI/Évaluation	Association Internationale de Géodésie	http://www.gfy.ku.dk/~iag/
Allemagne	German Aerospace Center (DLR)	http://www.dlr.de/en/
Argentine	Comisión Nacional de Actividades Espaciales	http://www.conae.gov.ar/principal.html
Australie	Commonwealth Scientific & Industrial Research Organization	http://www.csiro.au
Australie	Surveying and Land Information Group	http://www.auslig.gov.au
Australie – Nouv.-Zélande	Australian - New Zealand Land Information Council	http://www.anzlic.org.au
Bolivie	Centro de Levantamientos Aeroespaciales y SIG	
Brésil	Instituto Nacional de Pesquisas Centre For Remote Sensing Espaciais	http://www.inpe.br
Canada	Centre canadien de télédétection	http://cct.mcan.gc.ca/index_f.php
Canada	Radarsat International	http://www.rsi.ca
Canada	Division des levés géodésiques	http://www.geod.nrcan.gc.ca/
Chili	Agencia Chilena del Espacio	http://www.agenciaespacial.cl
Chine	China Academy of Space Technology	http://fas.org/nuke/guide/china/contractor/cast.htm
Espagne	Instituto Nacional de Técnica Aeroespacial	http://www.inta.es
Espagne	Org. for Cartography and Geodesy	http://www.cartesia.org
France	Centre National d'Études Spatiales	http://www.cnes.fr/web/CNES-en/7114-home-cnes.php
Inde	Indian Space Research Organization	http://www.isro.org
Italie	Agenzia Spaziale Italiana	http://www.asi.it
Japon	National Space Development Agency	http://www.nasda.go.jp
Royaume-Uni	UK Space Agency	http://www.bis.gov.uk/ukspaceagency
Russie	Russian Space Science Internet	http://www.rssi.ru

PAYS	INSTITUTION	SITE INTERNET
Suisse	Astronomical Institute Berne University	http://www.aiub.unibe.ch/content/index_eng.html
USA	Ohio State University (Centre for Mapping)	http://www.cfm.ohio.state
USA	Maine University	http://www.spatial.maine.edu
USA	Geological Survey (EROS)	http://edc.usgs.gov
USA	Earth Observation Handbook	http://www.eohandbook.com
USA	Goddard Space Flight Centre (NASA)	http://www.nasa.gov/centers/goddard/home/index.html
USA	Nat. Ocean. And Atm. Adm. Central Library	http://www.lib.noaa
USA	Nat. Aeronautic and Space Adm.	http://www.nasa.gov
USA	National Oceanic and Atmospheric Adm.	http://www.noaa.gov
USA	Geological Survey	http://www.usgs.gov
USA	Professional Survey (review)	http://www.profsurvey.com
USA	Department of Defence	http://www.defenselink.mil
USA	National Geodetic Survey	http://www.ngs.noaa.gov
USA	Institute of Navigation	http://www.ion.org
USA	Jet Propulsion Laboratory	http://www.jpl.nasa.gov
USA	Naval Observatory	http://www.usno.navy.mil
USA	GPS Interface Control Document	http://www.navcen.usc.mil/gps
USA	Interagency GPS Executive Board	http://www.igeb.gov
USA	Texas University	http://www.host.cc.utexas.edu
USA	GPS Nav. Inf.	http://www.navan.uscg.mil/gps
USA	California - Los Angeles University	http://www.cla.esc.edu
USA	American Society for Photogrammetry and remote sensing	http://www.asprs.org/
USA	National Imagery and Mapping Agency	http://www.164.214.2.59
USA	GPS issues	http://www.206.65.196

BIBLIOGRAPHIE

(Sources écrites ou numériques utilisées dans la préparation du Chapitre 6).

- | | | |
|---|--|---|
| ASPRS, (1983). | <i>“Manual of Remote Sensing”</i> | American Society of Photogrammetry and Remote Sensing. 2 volumes. The Sheridan Press, USA, 2420 pp. |
| CHUVIECO E. (1995). | <i>“Fundamentos de Teledetección Espacial”</i> | Editorial RIALP, Madrid, Espagne, 453 pp. |
| CURAN P.J. (1985). | <i>“Principles of remote sensing”</i> | Longman, London, Angleterre. |
| CURLANDER J.C. and R.N. MCDONOUGH, (1991). | <i>“Synthetic Aperture Radar Systems and Signal Processing”</i> | John Wiley and Sons, Inc., Toronto |
| DRURY S.A., (1990). | <i>“A Guide to Remote Sensing”</i> | Oxford Science Publications, Oxford, USA, 199 pp. |
| ELACHI C. and F.T. ULABY, (1990). | <i>“Radar Polarimetry for Geoscience Applications”</i> | Artech House, Boston |
| ELACHI C. (1988). | <i>“Spaceborne Radar Remote Sensing: Applications and Techniques”</i> | IEEE Press, New York |
| FAO, (1990). | <i>“Remote sensing applications to land resources”</i> | FAO RSC Series 54, Rome, Italie. |
| FITCH J.P. (1988). | <i>“Synthetic Aperture Radar”</i> | Springer-Verlag, New York |
| HENDERSON F.M. and A.J. LEWIS, EDS. (1998). | <i>“Principles and Applications of Imaging Radar, Manual of Remote Sensing, Third Edition, Volume 2”</i> | John Wiley & Sons, Inc., Toronto |
| KNEISSL M. (1956). | <i>“Handbuch der Vermessungskunde Band III (Hohenmessung, Tachymetrie)”</i> | Metzer, Stuttgart (Allemagne) |
| KNEISSL M. (1958). | <i>“Handbuch der Vermessungskunde Band IV (Mathematische Geodäsie)”</i> | Metzer, Stuttgart (Allemagne) |
| KNEISSL M. (1963). | <i>“Handbuch der Vermessungskunde Band II (Feld und Land Messung, Absteckungsarbeiten)”</i> | Metzer, Stuttgart (Allemagne) |
| MAGUIRE D. et al (1991). | <i>Geographic Information System Principles and Applications”</i> | John Wiley & Sons N.Y. |
| NASA, (1997). | <i>“The Remote Sensing Tutorial”</i> | Goddard Space Flight Centre, NASA Web Production. Ecrit par: Nicholas M. Short, Sr. |
| OLIVER C. and S. QUEGAN (1998). | <i>“Understanding Synthetic Aperture Radar Images”</i> | Artech House, Norwood, Mass. |

- RINNER K., BENZ F. (1966) *“Handbuch der Vermessungskunde Band VI (Die Entfernungsmessung mit Elektromagnetische Wellen und ihre geodätische Anwendung)”* Metzer, Stuttgart (Allemagne)
- RINNER K., BENZ F. (1971). *“Handbuch der Vermessungskunde Band III a,3 Volumes (Photogrammetrie)”* Metzer, Stuttgart (Allemagne)
- RUSSELL - WOLF (1984). *“Elementary Surveying”* Harper and Row Publishers, New York (USA)

Les auteurs suivants cités dans les RÉFÉRENCES ont également été utilisés :

- ALBERZ J. KREILING W (1989)
 ASPRS (1996)
 BOMFORD G. (1980)
 CHUECA PAZOS & al. (1996)
 HOFMANN WELLENHOF & al. (2001)
 IHO (1998)
 IHO (1994)
 LANGERAAR W. (1984)
 MEISENHEIMER D. (1995)
 SEEBER G. (1993)
 TORGE W. (2001)
 WOLF R, BRINKER R.C. (1994)
-

CHAPITRE 6 – ANNEXE A

ALGORITHMES POUR LA PROJECTION UTM

1. PRÉSENTATION

La projection Transverse Universelle de Mercator (UTM) abordée aux § 2.5.4 et 2.5.5 du chapitre 2, est un moyen commode d'expression des latitudes et longitudes géodésiques dans le plan. Ses coordonnées planes (\mathbf{x} & \mathbf{y} ou \mathbf{N} & \mathbf{E}), associées à des corrections angulaires finies et de distances, sont adaptées aux levés topographiques et hydrographiques détaillés.

2. CONCEPTS GÉODÉSQUES, GÉOMÉTRIQUES ET CARTOGRAPHIQUES

Avant d'aborder les concepts qui suivent, le lecteur devra s'être familiarisé avec les paragraphes 2.4 et 2.5 du chapitre 2, et plus particulièrement avec les § 2.5.4 et 2.5.5.

Adoptant l'ellipsoïde terrestre comme surface de référence, avec « \mathbf{a} » comme demi-grand axe (équatorial) et « \mathbf{b} » comme demi-petit axe (polaire), on définit les paramètres suivants :

$$f = \frac{a - b}{a} \quad \text{L'aplatissement « } a \text{ » du chapitre 2, § 2.2.3}$$

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{a^2 - b^2}}{a} \quad \text{La 1}^{\text{ère}} \text{ excentricité « } e \text{ » du chapitre 2, § 2.1.1}$$

$$\varepsilon' = \frac{\sqrt{a^2 - b^2}}{b} \quad \text{La 2}^{\text{ème}} \text{ excentricité}$$

lesquels, au terme d'un calcul algébrique élémentaire, permettent de définir les constantes ci-après :

$$f(2 - f) = \varepsilon^2$$

$$(1 - f)^2 = 1 - \varepsilon^2$$

ainsi que les rayons de courbure des arcs de l'ellipsoïde au point de contact P_0 qui s'écrivent :

$$M = a(1 - f)^2 [1 - f(2 - f) \sin^2 \varphi]^{-3/2} = a(1 - \varepsilon^2) [1 - \varepsilon^2 \sin^2 \varphi]^{-3/2}$$

$$N = a [1 - f(2 - f) \sin^2 \varphi]^{-1/2} = a [1 - \varepsilon^2 \sin^2 \varphi]^{-1/2}$$

$$r = N \cos \varphi$$

$$\Delta p_{12} = r(\lambda_2 - \lambda_1)$$

$$B = \int_0^\varphi M d\varphi = \alpha\varphi + \beta \sin 2\varphi + \gamma \sin 4\varphi + \delta \sin 6\varphi + \dots, \text{ formules dans lesquelles (cf. figure 6A.1) :}$$

r est le rayon du parallèle passant par P_0 ;

$M = P_0R$ est le rayon de courbure de la section méridienne (c.à.d. de l'une des deux sections principales contenant la normale en P_0 à l'ellipsoïde et le méridien) ;

$N = P_0Q$, dite « grande normale », est le rayon de courbure de la 2^{ème} section principale, perpendiculaire à la section méridienne ($N \geq M$) ;

φ est la latitude géodésique ou ellipsoïdique ;

Δp_{12} est l'arc, exprimé en radians, du parallèle de latitude φ compris entre les longitudes λ_1 et λ_2 ;

B est l'arc de méridien exprimé en radians comptés de l'équateur jusqu'à la latitude φ

$$\alpha = a(1 - 1/4 \varepsilon^2 - 3/64 \varepsilon^4 - 5/256 \varepsilon^6) = a(1-f)^2(1 + 3/2 f + 33/16 f^2 + 85/32 f^3)$$

$$\beta = -a(3/8 \varepsilon^2 + 3/32 \varepsilon^4 + 45/1024 \varepsilon^6) = -a/2(1-f)^2(3/2 f + 3 f^2 + 285/64 f^3)$$

$$\gamma = a(5/256 \varepsilon^4 + 45/1024 \varepsilon^6) = a/4(1-f)^2(15/16 f^2 + 75/32 f^3)$$

$$\delta = -a(35/3072 \varepsilon^6) = -a/6(1-f)^2(35/64 f^3)$$

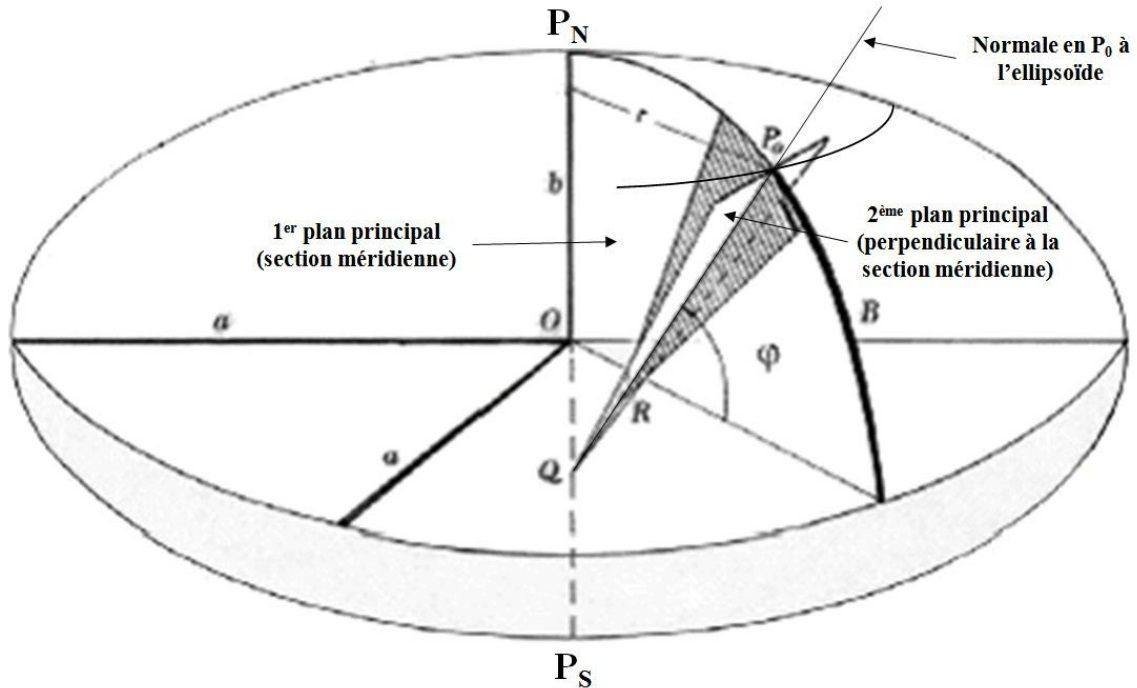


Fig. 6A.1

Le tableau suivant contient les paramètres des deux ellipsoïdes les plus utilisés avec les valeurs de Q (arc de méridien B , mesuré à partir de l'équateur jusqu'au pôle) :

$$Q = \int_0^{\pi/2} M d\varphi$$

ELLIPSOÏDE	HAYFORD*	WGS 84
a	6 378 388 m	6 378 137 m
f	1/297	1/298,2572236
$\varepsilon^2 = f(2 - f)$	0,0067226722	0,0066943800
α	6 367 654,500 m	6 367 449,146 m
β	-16 107,035 m	-16 038,509 m
γ	+ 16,976 m	+ 16,833 m
δ	- 0.022 m	- 0.022 m
Q	10 002 288,30 m	10 001 965,73 m

* NdT : Ellipsoïde adopté à Madrid en 1924 par l'Union géodésique et géophysique internationale

Les composantes d'une représentation de l'ellipsoïde sur le plan sont de la forme :

$$x = x(\varphi, \lambda)$$

$$y = y(\varphi, \lambda)$$

qui définit la transformation. Pour une représentation conforme ou orthomorphique, il est nécessaire de remplacer la latitude par une nouvelle variable appelé « latitude isométrique »

$$q = \int_{\varphi_0}^{\varphi} \frac{M}{N \cos \varphi} d\varphi$$

Cette fonction a pour origine la projection de MERCATOR de l'ellipsoïde terrestre sur un cylindre tangent à l'équateur et dont la direction coïncide avec le petit axe « b » (figure 6A.2).

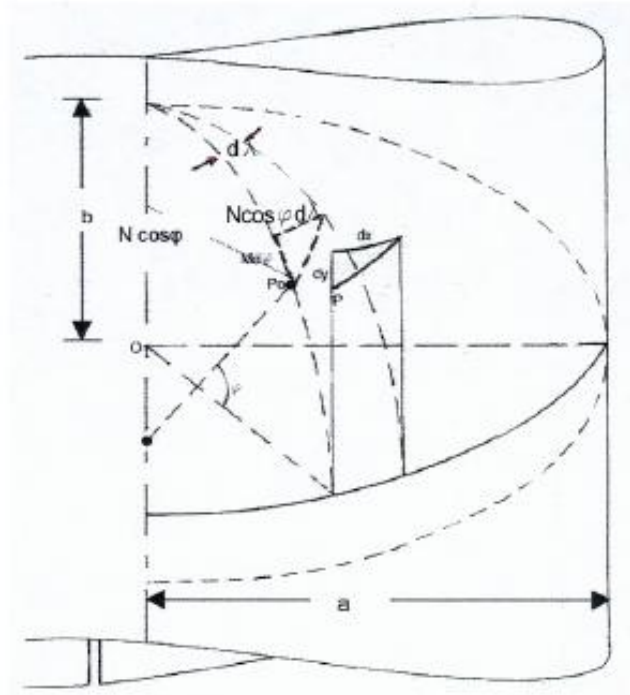


Fig. 6A.2

Définissant l'axe des « y » comme la projection du méridien origine ($\lambda = 0$) sur le cylindre et l'axe des « x » comme l'équateur, avec $y = 0$ pour $\varphi = 0$ et $x = 0$ pour $\lambda = 0$, il apparaît que :

$$x = a \lambda$$

L'isométrie est réalisée sur la ligne tangente qui est l'équateur et l'ordonnée « y » doit satisfaire à l'équation différentielle suivante (figure 6A.2)

$$\frac{dy}{M d\varphi} = \frac{dx}{N \cos \varphi d\lambda} = m$$

où m coïncide avec l'altération linéaire* m_l du § 2.4 du chapitre 2. Le système s'écrit encore :

* NdT: L'altération linéaire est une fonction mathématique connue en chaque point et qui n'a rien à voir avec la précision.

$$\frac{dy}{M d\varphi} = \frac{a d\lambda}{N \cos \varphi d\lambda} = \frac{a}{N \cos \varphi} = m$$

et

$$y = a \int_0^{\varphi} \frac{M}{N \cos \varphi} d\varphi = a q$$

formule dans lequel q peut être intégré sous la forme :

$$q = \ln \left[\left(\frac{1 - \varepsilon \sin \varphi}{1 + \varepsilon \sin \varphi} \right)^{\varepsilon/2} \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

La figure 6A.3 représente la grille des méridiens et des parallèles ainsi qu'une géodésique (distance la plus courte sur l'ellipsoïde) tracée en projection entre les points A et B ($x = a\lambda$, $y = aq$).

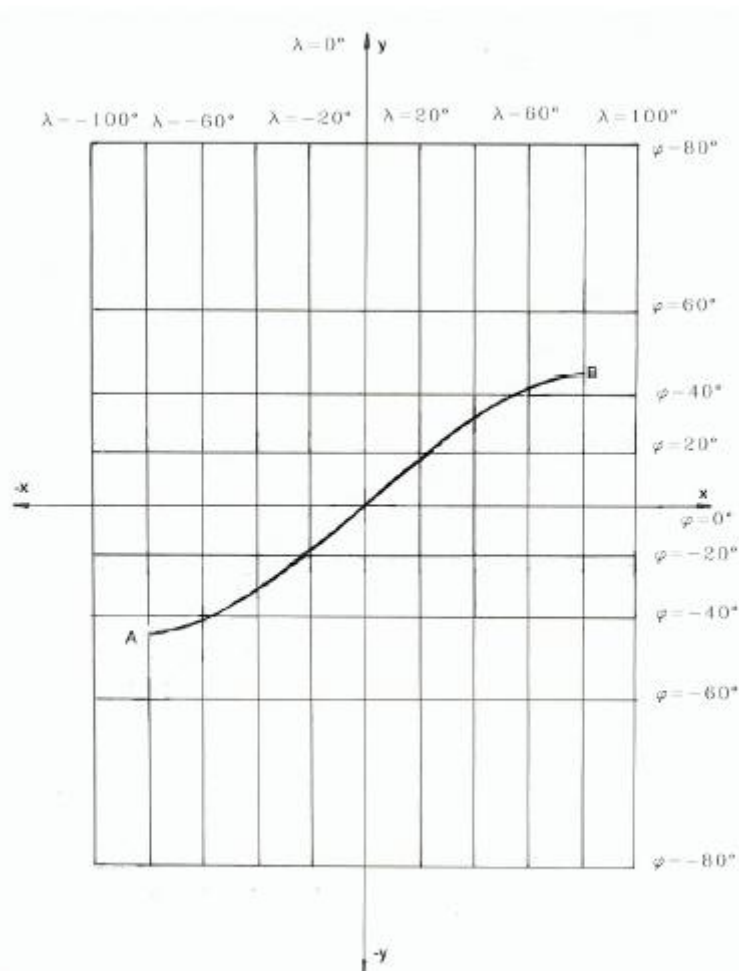


Fig. 6A.3

Les principes ainsi posés sont utilisés à d'autres fins par la carte marine, mais pour ce qui concerne cette annexe, il suffira de se souvenir des formules ci-après, qui définissent une transformation

conforme de l'ellipsoïde sur un plan :

$$x = a\lambda$$

$$y = aq$$

$$q = \int_b^{\varphi} \frac{M}{N \cos \varphi} d\varphi$$

qui peut encore s'exprimer sous la forme d'une fonction analytique en variables complexes :

$$y + ix = f(q + i\lambda) \quad (2.1)$$

dans laquelle les coordonnées (x, y) d'un point sont comptées positivement vers l'Est et vers le Nord respectivement et vérifient les équations de Cauchy–Riemann, à savoir :

$$\frac{\partial y}{\partial q} = \frac{\partial x}{\partial \lambda}$$

$$\frac{\partial x}{\partial q} = -\frac{\partial y}{\partial \lambda}$$

ce qui est le cas, car (q, λ) et (x, y) sont des couples de coordonnées planes.

Pour une meilleure compréhension de cette question, la consultation d'un cours de mathématique traitant des variables complexes et de leurs applications à la transformation des systèmes de coordonnées planes est recommandée.

La relation générale 2.1, la condition de Cauchy-Riemann et les considérations suivantes sont valables pour toutes les transformations conformes, et pas seulement pour la projection de Mercator.

Les autres formules mathématiques génériques applicables aux représentations conformes proviennent de la différenciation de $x = x(\varphi, \lambda)$ et de $y = y(\varphi, \lambda)$:

$$dx = \left(\frac{\partial x}{\partial \varphi} \right) d\varphi + \left(\frac{\partial x}{\partial \lambda} \right) d\lambda$$

$$dy = \left(\frac{\partial y}{\partial \varphi} \right) d\varphi + \left(\frac{\partial y}{\partial \lambda} \right) d\lambda$$

Pour un φ donné (parallèle), le quotient du carré d'une distance élémentaire sur le plan, $(dx^2 + dy^2)$, par le carré de l'arc correspondant de l'ellipsoïde $(N \cos \varphi d\lambda)$, est égal au carré de l'altération linéaire m :

$$m^2 = \frac{\left(\frac{\partial x}{\partial \lambda}\right)^2 + \left(\frac{\partial y}{\partial \lambda}\right)^2}{N^2 \cos^2 \varphi}$$

Il en est de même pour l'arc de méridien élémentaire $M d\varphi$, pour une longitude λ constante :

$$m^2 = \frac{\left(\frac{\partial x}{\partial \varphi}\right)^2 + \left(\frac{\partial y}{\partial \varphi}\right)^2}{M^2} = \frac{\left(\frac{\partial x}{\partial \lambda}\right)^2 + \left(\frac{\partial y}{\partial \lambda}\right)^2}{N^2 \cos^2 \varphi} \quad (2.2)$$

En introduisant les taux d'accroissement dx/dy (pour $\varphi = \text{constante}$) et dy/dx (pour $\lambda = \text{constante}$) dans ces expressions différentielles, on obtient les formules de la grille pour une convergence γ des méridiens (γ étant le gisement de l'image du méridien dans la projection) – cf. figure 6A.4.

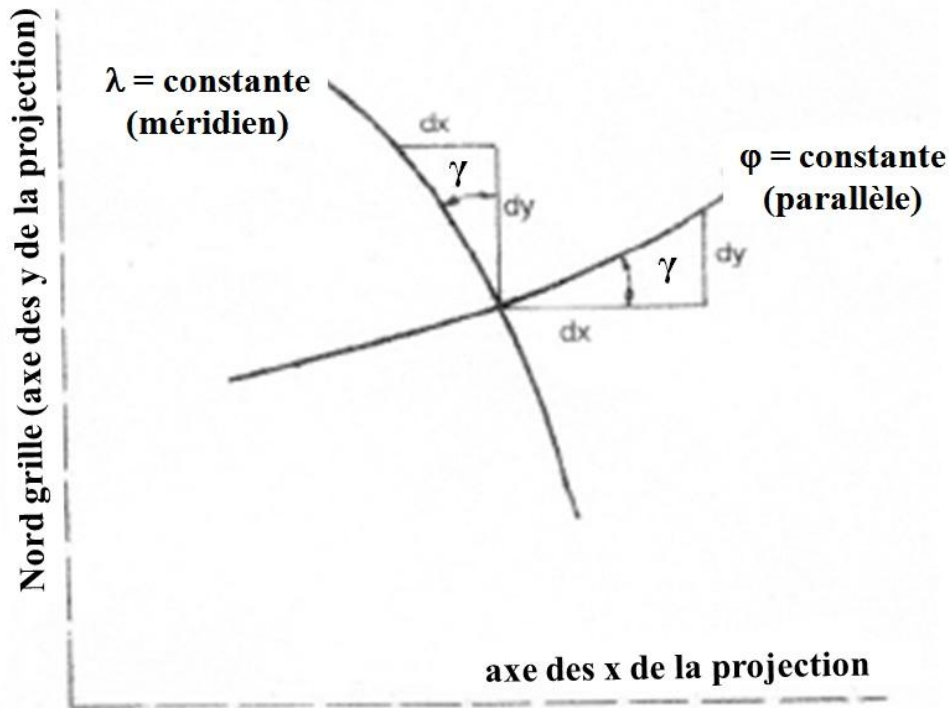


Fig. 6A.4

$$\text{tg } \gamma = \frac{\left(\frac{\partial x}{\partial \varphi}\right)}{\left(\frac{\partial y}{\partial \varphi}\right)} = \frac{\left(\frac{\partial y}{\partial \lambda}\right)}{\left(\frac{\partial x}{\partial \lambda}\right)} \quad (2.3)$$

Dans cette formule, il n'est pas tenu compte du signe de γ (ou de $\text{tg } \gamma$).

3. FORMULES DE LA PROJECTION UTM (GAUSS-KRÜGER)

Cette représentation conforme, avec déformation minimum du fuseau Nord-Sud, est obtenue par projection de l'ellipsoïde sur un cylindre elliptique tangent en son méridien central (figure 6A.5).

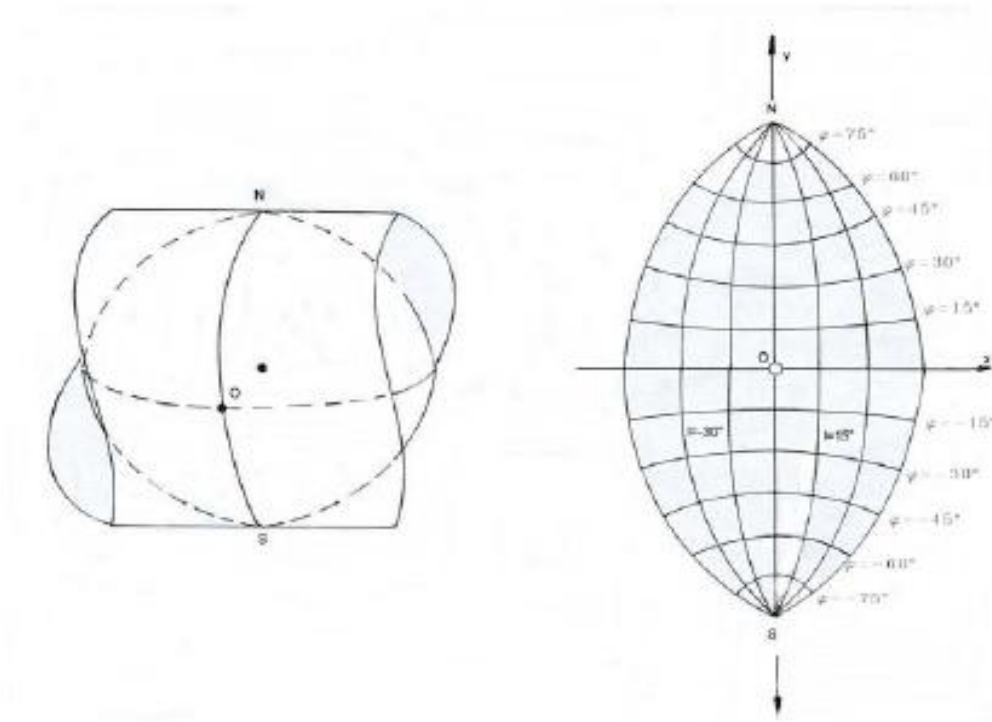


Fig. 6A.5

Une représentation plus soignée du carroyage géographique se trouve à la figure 2.6 du chapitre 2, § 2.5.4, mais nous nous contenterons dans ce qui suit de la figure 6A.5.

Dans cette configuration, la formule 2.1 devient :

$$f(q + il) = y + ix$$

où I est la longitude comptée positivement vers l'Est à partir du méridien central :

$$I = \lambda - \lambda_0 \quad (2.4)$$

La fonction $f(q + il)$ est développée en série de Taylor :

$$f(q + il) = f(q) + \frac{df}{dq}(il) + \frac{d^2f}{dq^2} \frac{(il)^2}{2!} + \frac{d^3f}{dq^3} \frac{(il)^3}{3!} + \frac{d^4f}{dq^4} \frac{(il)^4}{4!} + \dots$$

laquelle, après séparation des parties réelles et imaginaires, permet d'accéder à l'expression générique des coordonnées de la représentation conforme dans le fuseau considéré :

$$\begin{aligned}
 x &= f(q) - \left(\frac{d^2f}{dq^2}\right) \frac{l^2}{2} + \left(\frac{d^4f}{dq^4}\right) \frac{l^4}{24} + \dots \\
 y &= \left(\frac{df}{dq}\right) \cdot l + \left(\frac{d^3f}{dq^3}\right) \frac{l^3}{6} + \dots
 \end{aligned}$$

Dans le cas particulier du méridien central où $l = 0$, la longueur y de l'arc s'écrit :

$$y(l = 0) = f(q) = B = \int_0^q M d\varphi$$

soit :

$$\frac{df}{d\varphi} = M$$

En faisant intervenir dans cette égalité la latitude isométrique q qui avait pour valeur :

$$q = \int_0^q \frac{M}{N \cos \varphi} d\varphi$$

on obtient :

$$\frac{d\varphi}{dq} = \frac{N \cos \varphi}{M}$$

et aussi :

$$\left(\frac{df}{dq}\right) = \left(\frac{df}{d\varphi}\right) \left(\frac{d\varphi}{dq}\right) = N \cos \varphi$$

L'application de ces principes permet d'aboutir aux expressions suivantes :

$$\begin{aligned}
 y &= B + \frac{N \sin \varphi \cos \varphi}{2} l^2 + \frac{N \sin \varphi \cos^3 \varphi}{24} (5 - \operatorname{tg}^2 \varphi + 9\eta^2 + 4\eta^4) \cdot l^4 + \dots \\
 x &= N \cos \varphi l + \frac{N \cos^3 \varphi}{6} (1 - \operatorname{tg}^2 \varphi + \eta^2) \cdot l^3 + \dots
 \end{aligned} \tag{2.5}$$

dans lesquelles \mathbf{B} et \mathbf{N} sont donnés par les formules du début du § 2 de la présente annexe et η^2 est égal à :

$$\eta^2 = \varepsilon'^2 \cos^2 \varphi = \frac{f(2-f)}{1-f(2-f)} \cos^2 \varphi$$

La longitude l tirée de (2.4) doit être exprimée en radians pour être utilisée dans la relation (2.5).

En remplaçant les termes des relations (2.2), (2.3) et (2.4) par leurs valeurs, il vient aussi :

$$\begin{aligned}
 \gamma &= \sin \varphi l + \dots \\
 m &= 1 + \frac{\cos^2 \varphi (1 + \eta^2)}{2} l^2 + \dots = 1 + \frac{x^2}{2R^2} + \dots
 \end{aligned} \tag{2.6}$$

où :

$$R = \sqrt{MN} = \frac{a(1-f)}{[1-f(2-f)\sin^2\varphi]}$$

(R est la moyenne proportionnelle des rayons de courbure des deux sections principales à la latitude φ . C'est le rayon d'une sphère assimilable à l'ellipsoïde avec une bonne approximation).

Pour le calcul inverse de (φ, λ) à partir de (x, y) , on utilise les formules suivantes :

$$\varphi = \varphi_1 - \frac{\operatorname{tg}^2 \varphi_1}{2} \left(\frac{x^2}{M_1 N_1} \right) + \frac{\operatorname{tg} \varphi_1}{24} (5 + 3 \operatorname{tg}^2 \varphi_1 + \eta_1^2 - 9\eta_1^2 \operatorname{tg}^2 \varphi_1) \left(\frac{x^4}{M_1 N_1^3} \right) + \dots \quad (2.7)$$

$$l = \frac{x}{N_1 \cos^2 \varphi_1} - \left(\frac{1 + 2 \operatorname{tg}^2 \varphi_1 + \eta_1^2}{6 \cos \varphi_1} \right) \left(\frac{x}{N_1} \right)^3 + \dots$$

$$\lambda = \lambda_0 + l$$

dans lesquelles φ_1 est la latitude correspondant à la coordonnée $y = B(\varphi)$.

La représentation basée sur ces algorithmes fut appliquée par Gauss au début du XIX^{ème} siècle au royaume de Hanovre puis, un siècle plus tard, par le Dr. L. Krüger qui en fit une analyse explicative et l'étendit à plusieurs fuseaux en Allemagne. Ces mêmes formules furent aussi utilisées dans d'autres pays.

Dans le cas du fuseau tangent au méridien central ($m = 1$), sa largeur doit être inférieure à 200 km de part et d'autre afin de maintenir le taux d'altération linéaire $m = 1 + x^2/2R^2 + \dots$ en dessous de la valeur 1,0005, qui correspond à une déformation de 0,5 m pour 1 km.

Avec cette réserve, l'utilisation des coordonnées planes UTM est très pratique pour les travaux topographiques et les calculs de canevas géodésiques. Pour obtenir de meilleurs résultats, une correction aux éléments mesurés doit être exécutée (voir chapitre 6, § 2.2.5).

4. GÉNÉRALITÉS SUR LA REPRÉSENTATION UTM (voir chapitre 2, § 2.5.4 et 2.5.5)

Après la deuxième guerre mondiale, la représentation de Gauss-Krüger prit le nom de projection de Mercator Transverse Universelle et fut adoptée par un nombre de plus en plus grand de pays, ce qui conduisit à préciser plusieurs constantes et coefficients entrant dans les composantes N et E :

$$N = Y_0 + Ky$$

$$E = X_0 + Kx$$

et par conséquent :

$$m = K \left(1 + \frac{x^2}{2R^2} + \dots \right) \quad (2.8)$$

K est un coefficient (< 1) utilisé pour réduire le taux d'altération linéaire et étendre la largeur utile du fuseau (par exemple, 300 km de part d'autre du méridien central), en particulier en cartographie pour les échelles plus petites que 1: 100 000 (1: 200 000...)

Y_0 : est appelé *False Northing*,
 X_0 : *False Easting*,
K: facteur d'échelle.

L'application du coefficient **K** fait que le méridien central est affecté d'une altération linéaire négative (20 cm/km par exemple pour un $K = 0,9998$) et qu'il y a deux lignes isométriques parallèles à l'axe du cylindre elliptique tangent du fait que ce dernier a été remplacé par un cylindre sécant.

Les valeurs suivantes ont été adoptées pour la grille UTM des États-Unis :

$K = 0,9996$
 $Y_0 = 0$ ou 10 000 000, pour les hémisphères Nord et Sud, respectivement
 $X_0 = 500\,000$ pour chaque méridien central

et les zones sont distribuées selon des fuseaux de 6° de longitude, comme indiqué au tableau suivant :

FUSEAU (Z)	MÉRIDIEN CENTRAL (LONGITUDE CM)	LIMITES DU FUSEAU (LONGITUDES)
31	3° E	0° à 6° E
32	9° E	6° à 12° E
.	.	.
50	117° E	114° à 120° E
.	.	.
60	177° E	174° à 180° E
1	183 E° (-177° W)	180° à 186° E (-174° W)
.	.	.
20	297° E (-63° W)	294° E (-66° W) à 300° E (-60° W)
.	.	.
29	351° E (-9° W)	348° E (-12° W) à 354° E (-6° W)
30	357° E (-3° W)	354° E (-6° W) à 0°

Le numéro Z du fuseau peut être calculé à partir de la longitude CM du méridien central, entrée avec son signe dans les formules suivantes :

$$Z = 30 + \frac{CM + 3}{6} \quad \text{Hémisphère Est}$$

$$Z = \frac{183 + CM}{6} \quad \text{Hémisphère Ouest}$$

Il existe de nombreux logiciels de calcul des transformations de la projection UTM, soit au moyen des algorithmes décrits aux § 3 et 4 de cette annexe, soit par d'autres méthodes. Quel que soit le mode, il est souhaitable d'avoir une bonne connaissance du taux d'altération linéaire.

Il est généralement acceptable d'adopter la projection UTM pour représenter un pays mais dans certains cas, il peut être préférable de choisir un meilleur système de projection. À cette fin, il convient de se rappeler que la projection UTM est particulièrement bien adaptée aux fuseaux Nord-Sud de largeur Est-Ouest inférieure à 400 km (soit 200 km de part et d'autre du méridien central).

Après avoir défini le méridien central, et prenant en considération les corrections moyennes de distances par rapport à cette ligne, il est encore possible d'adopter une valeur de **K** (cf. formule 2.8) qui optimise l'altération linéaire sur l'ensemble de la zone de travail considérée.

Pour les travaux topographiques incluant la définition du trait de côte, le positionnement des aides à la navigation, la description des caractéristiques côtières et les levés portuaires spécifiques, un taux d'altération linéaire inférieur à 0,2 m/km est préférable, correspondant à une valeur de « **m** » comprise entre 0,9998 et 1,0002.

CHAPITRE 6 - ANNEXE B

EXEMPLES D'ÉQUIPEMENTS DISPONIBLES DANS LE COMMERCE

1. INTRODUCTION

Dans cette annexe, on trouve une liste d'adresses, de numéros de téléphone et de sites internet de certains équipementiers spécialisés en topographie et en télédétection. Néanmoins, la consultation de la toile ou des notices commerciales est la procédure recommandée pour se tenir au courant des technologies en vigueur, des prix et des nouveaux produits.

Pour les travaux à terre, il existe une large gamme de stations totales (combinant mesures d'angles et de distances et enregistrement des données numériques) et de niveaux automatiques avec lecture numérique par code/barre et logiciel de traitement. La photogrammétrie propose un large choix de caméras analogiques et numériques avec positionnement GNSS, de films, de scanners, de stéréorestituteurs, de stations de travail et de logiciels adaptés au traitement et à l'élaboration d'orthophotos. Enfin, les serveurs Web dédiés offrent de nombreuses possibilités d'élaboration de solutions géospaciales et d'accès aux images et produits dérivés.

2. ADRESSES ET PAGES WEB

Une liste de fournisseurs d'équipements, de produits et de services en rapport avec les sujets couverts au chapitre 6 est établie ci-après. Cette liste n'est pas exhaustive et on forme le vœu qu'elle soit complétée lors des mises à jour du présent manuel.

NOM	ÉQUIPEMENTS, PRODUITS OU SERVICES	ADRESSE/PAYS	ADRESSE WEB /E-MAIL
AGFA GEVAERT	Films photogrammétriques	B-2640 Mortsel - BELGIQUE	www.agfa.com
ANEBA, Geoinformatica	Logiciels topographiques (CARTOMAP)	Nicaragua 48. 2°, 6° 08029 – Barcelona - ESPAGNE	www.aneba.com
ASAHI PRECISION	Théodolites, niveaux, stations totales (Pentax)	2-5-2 Higashi Oizumi Nerima-ku – Tokyo - JAPON	www.pentax.co.jp
CLARK LABS	Logiciels cartographiques, SIG (IDRISI)	Clark University 950 Main Street - Worcester, MA 01610-1477 - USA	http://www.clarklabs.org
EARTH RESOURCE MAPPING (ERMAPPER)	Imagerie et logiciels pour SIG	4370 La Jolla Village, Drive suite 900 - San Diego, CA - USA	www.ermapper.com www.earthetc.com
ERDAS	Logiciels de traitement d'image	USA	www.esdas.com
ESRI	SIG (ArcInfo, ArcView)	USA	www.esri.com info@esri.com

NOM DE L'INSTITUTION	ÉQUIPEMENT, PRODUITS OU SERVICES	ADRESSE/PAYS	ADRESSE WEB ou E-MAIL
EURIMAGE	Imagerie	Viale e. D'Onofrio 212 - 00155 Rome - ITALIE	
GARMIN Int.	Navigateurs GPS	1200E 151 st. - Olathe, KS 66062 – USA	www.garmin.com
GEOMATECH	Géomatique, SIG et assistance à la cartographie	2, rue Philippe Lebon, BP 102 - 44612, Saint Nazaire - FRANCE	geomatech@wanadoo.fr
GODDARD SPACE FLIGHT CENTER	Assistance à la télédétection	USA	http://www.gsfc.nasa.gov
Hewlett-Packard	Matériels informatiques	USA	www.hp.com
Institute Cartografic de Catalunya	Cartographie, géomatique, photogrammétrie and télédétection	Parque Montjuic, S/N 08038 – Barcelona - ESPAGNE	www.icc.es
INTERGRAPH CORPORATION	Logiciels et matériels de traitement d'image cartographique	P.O. Box 6695 Mailstop MD IW17A2 - Huntsville, Al 35894-6695 - USA	http://imgs.intergraph.com www.intergraph.com
ISM Europe S.A.	Logiciels, matériels et services de photogrammétrie	Passeig de Fabra i Piug 46, 08030, Barcelona - ESPAGNE	sales@ismeurope.com www.ismeurope.com
ITC	Assistance en photogrammétrie et cartographie	Hengelostraat 99 - P.O BOX 6 - PAYS-BAS	www.itc.nl ilwis@itc.nl
KODAK, GROUPE ALTA	Films pour photogrammétrie, SIG, cartographie, télédétection	Hant Monts Inc 3645, Boulevard Sainte-Anne - Beauport (Québec) CANADA G1E3L1	www.kodak.com www.mb-gepair.com www.groupealta.com
LEICA GEOSYSTEMS AC	Stations totales, niveaux, théodolites, GNSS, photogrammétrie, caméras, stéréoplotteurs, scanners	CH.9425 - Heerbrugg SUISSE	www.leica-geosystems.com
MAPINFO	Logiciels pour photogrammétrie, cartographie et SIG	USA	www.mapinfo.com
MicroImage, Inc	Traitement d'image, logiciels TntMips pour SIG	11 th . Floor, The Sharp Tower 206 south 13 th street Lincoln. NE 68508-2010 - USA	www.microimages.com
OMNISTAR, INC.	Services DGPS à couverture satellite mondiale	8200 Westglen Dr. 77063 Houston, TX - USA	www.omnistar.com
PCI GEOMATICS	Logiciels pour cartographie et SIG	50 west Wilmot Street - Richmond Hill, Ontario - CANADA L4B 1M5	www.pcigeomatics.com sales@pcigeomatics.com

NOM DE L'INSTITUTION	ÉQUIPEMENT, PRODUITS OU SERVICES	ADRESSE/PAYS	ADRESSE WEB ou E-MAIL
P.GEERDERS Consultancy	Services de télédétection marine et côtière appliquée	Kobaltpad 18, 3402 JL – Ijsselstein - PAYS-BAS	pgcons@wxs.nl plaza.wxs.nl/pgconsult/
RADARSAT International	Imagerie et produits dérivés	CANADA	www.rsi.ca
RESEARCH SYSTEMS	Logiciels ENVI de traitement d'image	USA	www.rsinc.com
SITEM S.L.	Traitement d'images satellitaires, cartographie, modèles numériques d'élévation	Aragó 141-143 - 08015 Barcelona - ESPAGNE	www.sitem-consulting.com
SOKKIA CO.LTD.	Stations totales, théodolites	20-28, ASAHICHO 3-C HOME, MACHIDA - Tokyo,194-0023 - JAPON	www.sokkia.co.jp
SPOT Image	Télédétection, imagerie et produits, etc.	FRANCE	www.spotimage.com
THALES NAVIGATION	GNSS Ashtech (Magellan)	471 El Camino Real - Santa Clara, CA 950050 – USA	www.ashtech.com
TRIMBLE NAVIGATION	GNSS, stations totales, théodolites, niveaux, logiciels de géodésie et de topo-cartographie	645 North Mary Ave. Sunnyvale, CA 94088-3642 - USA	www.trimble.com
XYZ Sistemas Industriales S.A.	Cartographie et gestion des bases de données avec Mapper internet.	Av. Infantes 105 - 39005 Santander, Cantabria - ESPAGNE	www.imapper.com
Z/I Imaging Corporation	Caméras, scanners, stéréoplotteurs, SIG	301 Cochran Road SW#9 - Huntsville 35824 AL - USA 35824	www.ziimaging.com

PAGE LAISSÉE INTENTIONNELLEMENT EN BLANC