

Tema 11: Levantamientos Topográficos

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN

2. ANTEPROYECTO

- 2.1 Estudio de cartografía previa
- 2.2 Elección del sistemas de referencia del trabajo
- 2.3 Diseño de redes para el proyecto
- 2.4 Selección de equipos y métodos
- 2.5 Análisis de errores a priori
- 2.6 Cálculo de la distancia máxima de radiación

3. RED BÁSICA

- 3.1 Implantación de la red básica
- 3.2 Observación de los vértices
 - 3.2.1 Trabajos previos
 - 3.2.2 Observación por métodos tradicionales
 - 3.2.3 Observación por métodos de posicionamiento global (GPS)
- 3.3 Cálculo y precisión de una red observada por métodos tradicionales
 - 3.3.1 Cálculo planimétrico
 - 3.3.2 Cálculo altimétrico
 - 3.3.3 Puntos complementarios
- 3.4 Cálculo y precisión de una red observada por métodos de posicionamiento global (GPS)
- 3.5 Reseñas de los vértices

4. RED DE DETALLE

- 4.1 Radiación por métodos tradicionales
 - 4.1.1 Observación
 - 4.1.2 Cálculo de coordenadas y precisiones
- 4.2 Radiación por métodos de posicionamiento global (GPS)
 - 4.2.1 Observación
 - 4.2.2 Cálculo de coordenadas y precisiones

5. PRECISIÓN FINAL DEL LEVANTAMIENTO

6. EDICIÓN CARTOGRÁFICA

7. BIBLIOGRAFÍA COMPLEMENTARIA

1. INTRODUCCIÓN

LA TOPOGRAFÍA

Etimológicamente el término Topografía, que procede del griego *topos* (lugar) y *graphen* (describir), puede traducirse como *la descripción exacta y minuciosa de un lugar*.

Las definiciones de otros autores son muy semejantes y tipifican lo que aparece en los tratados que se ocupan de esta ciencia. Norman Thomas en 1920 la entendía como *"el arte de determinar la posición relativa de los distintos detalles de porciones de la superficie terrestre"*; y Higgins en 1943 señalaba:

"La Topografía puede describirse como el arte de realizar medidas sobre la superficie terrestre con el propósito de elaborar mapas, planos o determinar una superficie".

Aranha Domingues (1979) definía Topografía como *"el conjunto de principios, métodos, instrumentos y procedimientos utilizados para la determinación del entorno, dimensiones y posición relativa de una porción limitada de la superficie terrestre, del fondo de los mares y del interior de las minas. También compete a la topografía el replanteo de proyectos"*.

Y más cerca en el tiempo, Buckner (1983) entendía por Topografía *"la ciencia y el arte de realizar las mediciones necesarias para determinar la posición relativa de puntos sobre, en, o debajo de la superficie terrestre, así como para situar puntos en una posición concreta"*.

Las definiciones anteriores, nos permiten estudiar las características de la disciplina. Del examen comparativo de todas ellas podemos constatar la coincidencia en cuanto a la fuente de datos (la superficie de la tierra) a la forma de adquirir la información (realizando medidas según métodos determinados) y en cuanto al objetivo a conseguir (representar las características y la geometría del terreno).

En todas se indica que la topografía es tanto una ciencia como un arte. Como ciencia pertenece al campo de las ciencias de la medida, con la especial característica de utilizar como fuente de información los accidentes y recursos de la superficie de la tierra; y participa también de las ciencias del dibujo y del diseño toda vez que la información proporcionada por sus resultados es tanto gráfico como numérico, y así se representa.

Es una ciencia que utiliza modelos matemáticos para analizar y ajustar los datos topográficos de campo. La precisión y su fiabilidad dependen no solamente de la experiencia de campo del topógrafo, sino también de la comprensión que éste

¹. THOMAS, N.W. (1958): pág.1.

². HIGGINS, A.L. (1957): pág. 1.

³. ARANHA DOMINGUEZ, F.A. (1979): pág.1.

⁴. BUCKNER, R.B. (1983): pág. 2.

tenga de los principios científicos sobre los que actúa y que afectan a todas las formas de medidas topográficas.

Pero no debemos olvidar que también:

*"La Topografía **es el arte** de medir distancias y ángulos en la superficie terrestre o en su proximidad".*

Este arte solo puede poseerlo aquel profesional que alcance la comprensión de cómo las técnicas topográficas permiten determinar los métodos más eficientes que se requieren para obtener los resultados óptimos sobre una amplia variedad de problemas topográficos.

A menudo es difícil para los que comienzan y a veces también para profesionales con experiencia, comprender qué proporción de la Topografía es una ciencia y cuál es un arte, porque ambas surgen de una misma función y pertenecen a un proceso técnico y profesional.

Como hemos indicado el concepto de Topografía no ha variado con el tiempo, pero sí se ha visto ampliamente modificadas las técnicas, los instrumentos de medida y los métodos a aplicar.

EQUIPOS TOPOGRÁFICOS

La evolución de la Topografía está ligada a los adelantos tecnológicos, derivados de la exigencia de obtener mayores precisiones en los trabajos. De la Topografía de los grandes detalles (de los Atlas Nacionales) se pasa a la Topografía de detalle (planos de población, topografía industrial, etc.), de las pequeñas escalas a las grandes. Este cambio de enfoque impulsa los desarrollos tecnológicos, que se reflejan en mejoras de equipos, de métodos y de cálculos.

Los cambios instrumentales se han apoyado sobre todo en la aparición de la informática, en los adelantos de la electrónica aplicada, en la irrupción de las técnicas fotogramétricas y de posicionamiento por satélite, y actualmente en la aparición de los sistemas 3D escáner topográfico.

La evolución de la informática ha afectado a todas las fases de la ejecución topográfica:

a) Obtención de datos.

El instrumental actual permite al profesional adaptar la máquina a su forma de trabajo y a cada proyecto en particular. Existe un número mayor de modelos de salida de datos que hacen posible la interacción instrumento-usuario. La elección de equipos es una nueva decisión en el diseño de un trabajo.

b) Almacenamiento de los mismos.

La informática ha intervenido en la forma del almacenaje de datos con todo lo que ello supone en la posibilidad de solventar el cometer errores en la transmisión de la información. Con la incorporación de códigos a los

⁵. KAVANAGH, Barry F.; BIRD, S.J. Glenn (1989): pág. 1.

datos numéricos se interrelaciona información gráfica y numérica, sin la intervención de un operador.

Hoy la estación total permite la toma de datos con opciones de cálculo interno. Los aparatos son cada vez más compactos. Esta evolución se reflejó en una primera fase en la estación total topográfica, y en una segunda en la estación total GPS en donde los datos ya no son visibles para el operador.

c) Cálculos.

Una de las labores más arduas en el trabajo topográfico era la del cálculo de las observaciones de campo. La evolución informática ha hecho realidad la definición de la Topografía como *geometría comprobada*. La necesidad de datos superabundantes ha encontrado su par en el cálculo informático de los mismos y en los métodos de ajuste mínimo-cuadráticos, cambiando de forma sustancial el cálculo y el manejo de la información. Ha permitido el tratamiento estadístico de gran número de observaciones y la compensación rigurosa de figuras que antes, con el tratamiento manual, se hacía impensable.

Además, la informática se utiliza en el tratamiento de incertidumbres, en su análisis, en el control de las observaciones que se introducen en el cálculo y en la determinación de los parámetros de fiabilidad.

Respecto a la relación entre informática y topografía, el profesor D. Manuel Martínez indicaba:

"El peligro de la alta velocidad y precisión de los sistemas de cálculo estriba en la falsa seguridad: el usuario muchas veces no es consciente de que los datos de las mediciones originales deben ser precisas. Debe enfatizarse continuamente que la precisión del ordenador no puede mejorar la precisión de los datos; sólo puede mantener el grado de precisión que entró en el sistema. Los Ingenieros Técnicos en Topografía necesitan conocer las fuentes de error y conocer cómo compensar y minimizar sus efectos, relacionados con la calidad de los datos de entrada y el análisis de los de salida".

d) Dibujo y presentación de resultados.

El dibujo con pantógrafo, la medición de superficies con el planímetro, han entrado en la historia de la Topografía dejando paso a las bases de datos topográficas y a los modelos digitales del terreno, con todo lo que ello implica en el estudio de tolerancias y precisiones requeridas. Se utilizan soportes digitales y existen bancos de datos, que es necesario mantener al día.

La escala como determinante de la precisión se ha visto superada con el tratamiento informático de los datos. Los trabajos requieren precisiones mayores que las que permite una escala única de representación, para no quedar desvirtuados por tratamientos informáticos posteriores. El tratamiento automático de la cartografía permite ampliaciones y reducciones de escala, a las que los datos no han de ser vulnerables.

MÉTODOS TOPOGRÁFICOS

La electrónica ha tenido una gran influencia en los trabajos topográficos, destacando dos aspectos:

- Se amplía el campo de acción tanto en el alcance de los instrumentos como en el aumento de la precisión.
- Se modifica el uso de los métodos topográficos.

Hasta fechas recientes los métodos topográficos se explicaban diferenciando la metodología elemental y cómo ella se combinaba en un trabajo topográfico tipificado. Cada método tenía una aplicación inmediata, y casi exclusiva, siendo las variables, la distancia máxima de radiación y la longitud de las visuales. Ahora el método de trabajo por excelencia son las redes topográficas, observadas por un método topográfico u otro, y con un equipo u otro.

Las redes se observan con métodos mixtos de triangulación/trilateración y/o GPS, con estructuras lineales y redundancia de datos que superan el método de poligonación. Los destacados reaparecen y toman mayor importancia por la posibilidad de observarlos por métodos de intersección con distancias y de realizar los cálculos mediante ajustes por MMCC, situándose en el apartado de densificación de redes básicas.

La aparición de los instrumentos de medida electromagnética de distancias, y con ella del método de trilateración, permitió incorporar observaciones de distancias al conjunto de observaciones. El teodolito ha perdido protagonismo y la triangulación ya no es de forma exclusiva el método que permite obtener elevadas precisiones, habiéndose demostrado que éstas pueden superarse mediante trilateraciones y que la combinación de ambos métodos es viable.

La radiación antes se concebía con distancias máximas de 80-100 m y sin embargo ahora es viable a distancias muy superiores.

Estos cambios influyen a su vez en los métodos de cálculo. La poligonación ya no se calcula ni observa por el método de Moinot, sino que siempre que es posible se recurre a una redundancia de observaciones mediante la toma de datos con el método de vueltas de horizonte, y se ajusta por MMCC.

Un concepto interesante es analizar cómo la discreción en la toma de datos de campo va dejando paso a la recepción de datos continua o casi continua (equipos GPS en RTK y sistemas escáner-láser 3D). El operador tomaba puntos uno a uno con una observación independiente. Con la toma de puntos continua se agiliza el trabajo, se recoge un mayor número de puntos en menor tiempo y con una precisión absoluta mayor, fruto de menores encadenamientos de redes.

El topógrafo se convierte en todo este proceso en *manipulador* de datos, que ha de ser capaz de proceder a la decisión de su captura, a su análisis y a su interpretación.

2. ANTEPROYECTO

- 2.1 *Estudio de cartografía previa*
- 2.2 *Elección del sistemas de referencia del trabajo*
- 2.3 *Diseño de redes para el proyecto*
- 2.4 *Selección de equipos y métodos a utilizar*
- 2.5 *Análisis de errores a priori*
- 2.6 *Cálculo de la distancia máxima de radiación*

Para realizar un levantamiento hay que comenzar tomando decisiones acerca de los sistemas de referencias y de los equipos disponibles, de los métodos para la obtención de coordenadas en la proyección elegida, de la elección de un formato normalizado de dibujo y todas las cuestiones relativas a la representación gráfica de la información obtenida.

Para ello hay que trabajar con precisiones acordes a las exigencias del proyecto, aplicar las tolerancias requeridas en cada etapa, utilizar una escala adecuada, utilizar el sistema de coordenadas de referencia oportuno acorde con la cartografía oficial y obtener toda la información que permite la representación adecuada de la superficie.

El método de captura de datos se elige teniendo en cuenta la precisión que se le va a exigir a la cartografía y los equipos disponibles por parte del operador.

2.1 ESTUDIO DE CARTOGRAFÍA PREVIA

Antes de comenzar un trabajo es necesario conseguir cartografía de la zona, para analizar el tipo de relieve y la metodología a utilizar. Sobre los documentos previamente existentes se realiza un diseño inicial del trabajo, que luego será verificado en campo, en un primer reconocimiento del terreno.

2.2 ELECCIÓN DEL SISTEMA DE REFERENCIA DEL TRABAJO

Dependiendo del objetivo del levantamiento y del pliego de condiciones técnicas anexas al mismo, las coordenadas se habrán de calcular en un sistema de referencia u otro.

Como sistemas de referencia podremos elegir entre adoptar un sistema de referencia topográfico local o un sistema de referencia geodésico.

Las redes geodésicas están calculadas sobre un sistema de referencia definido por:

- Elipsoide de referencia
- Punto fundamental (donde coinciden la vertical astronómica y la geodésica)
- Origen de longitudes
- Origen de altitudes

A este conjunto de datos, que nos permiten identificar un sistema coordenado, se le conoce por DATUM.

Deberemos tener especial cuidado en definir el sistema de referencia planimétrico y altimétrico, y adoptar un sistema de medida acorde a las necesidades del trabajo.

No debemos olvidar que existe una Ley sobre la Cartografía, que regula las actuaciones cartográficas oficiales en nuestro país, que obliga a que el datum adoptado sea ED50.

En el Tema 10 dedicado al estudio de las Redes Topográficas, se describen los sistemas de referencia y sus correspondientes marcos. A continuación se expone un breve resumen.

SISTEMA DE REFERENCIA ED-50: coordenadas en proyección UTM y altitudes ortométricas

El Sistema Geodésico Oficial en España para la cartografía nacional desde 1970 es el definido por el Datum ED50:

- Elipsoide de Hayford
- Punto fundamental Postdam
- Longitudes referidas al meridiano de Greenwich y origen de latitudes el Ecuador
- Altitudes referidas al geoide (datum en Alicante)

Las coordenadas geodésicas obtenidas bajo este sistema son transformadas a coordenadas planas mediante la proyección cartográfica UTM (Universal Transversa Mercator).

RED NAP: altitudes ortométricas de alta precisión

La Red de Nivelación de Alta Precisión, REDNAP, está formada por un conjunto de puntos con altitud ortométrica. La superficie de referencia altimétrica (el datum altimétrico) en España es el nivel medio del mar, definido por el mareógrafo de Alicante durante los años 1870 a 1872.

La monumentación, observación, cálculo, compensación y mantenimiento de la Red NAP, es competencia del IGN. Este organismo es el responsable del trazado, de la señalización, de la observación de la nivelación geométrica de precisión y de la observación gravimétrica.

La red de nivelación de alta precisión se observa con nivel de precisión y miras invar, con anillos formados por líneas de nivelación. Las líneas de nivelación son dobles entre puntos nodales. A partir de los desniveles observados y la gravedad observada, se determina el *número geopotencial*, y a partir de este y con la *corrección ortométrica*, se determinan los *desniveles ortométricos*, y finalmente las altitudes ortométricas.

Para poder realizar un proyecto podemos necesitar enlazar con el datum altimétrico oficial, es decir partir de un clavo de la Red de Nivelación de Alta Precisión. A partir de ellos, se pueden observar anillos de nivelación en la zona de trabajo, realizando los trabajos internos de nivelación oportunos.

SISTEMA DE REFERENCIA WGS84

Al realizar observaciones GPS, las coordenadas obtenidas están referidas al sistema WGS84 (*World Geodetic System 1984*) que viene definido por:

- Origen: geocentro terrestre
- Eje Z: paralelo a la dirección del Origen Convencional Internacional (CIO), posición del polo medio en 1903
- Eje X: intersección del plano meridiano de referencia y el plano del ecuador astronómico medio
- Eje Y: constituye con X, Z un sistema coordenado rectangular dextrógiro

Los valores de las constantes son:

- Semieje mayor: $a = 6378137$ metros
- Semieje menor: $b = 6356752,3$ metros
- Constante gravitacional: $u = 3986005 * 10^8$ m³/s²
- Velocidad de rotación: $w = 7292115 * 10^{-11}$ rd/s

Para poder utilizar las observaciones GPS deberemos pasar del sistema WGS84 al sistema de referencia de proyecto.

Hemos de recordar de que las altitudes resultantes de una observación GPS son elipsoidales (elipsoide WGS84). Para pasar de altitudes elipsoidales a ortométricas se ha de conocer la ondulación del geode N.

SISTEMA DE REFERENCIA EUROPEO ETRS-89 (*European Terrestrial Referente System 1989*)

En 1987, la Asociación Internacional de Geodesia (IAG), formó la Subcomisión EUREF, para la determinar un nuevo DATUM Europeo y un nuevo Marco que lo materializase.

Esta Subcomisión decidió que el Sistema de referencia Terrestre coincidiera con el ITRS en la época 1989,0 fijado en la parte estable de la placa Euroasiática.

Su denominación es Sistema de Referencia Terrestre Europeo 1989-ETRS89. El elipsoide asociado es el GRS80. Este elipsoide se puede confundir a nivel práctico con el WGS84.

El *European Terrestrial Frame* (ETRF89) es el marco de referencia asociado, formado por una serie de puntos (vértices geodésicos) con coordenadas en el sistema ETRS89.

El sistema coordenado es un sistema cartesiano centrado y fijo en la Tierra y definido por:

- Origen: el centro de masas de la Tierra
- Eje Z: en la dirección del Polo Convencional Terrestre en la época 1984
- Eje X: intersección del meridiano de referencia IERS (Internacional Herat Rotation Service) y el plano que pasando por el origen es perpendicular al eje Z
- Eje Y: completando el sistema ortogonal dextrógiro

Con el fin de establecer una cartografía europea unificada, se hacía indispensable la conversión de las coordenadas de los Marcos de los Sistemas Geodésicos Nacionales al Marco ETRF89.

En el caso de la Península y Archipiélagos, el IGN decidió resolver el problema mediante el Proyecto REGENTE (Red Geodésica Nacional por Técnicas Espaciales),

consistente en una densa red GPS de alta precisión con estaciones coincidentes con vértices ROI y clavos de las líneas de nivelación de alta precisión (NAP). La densidad media quedó fijada en una estación por cada 300 km², o un punto por cada hoja del MTN 1:50.000.

El almacén geodésico del Proyecto REGENTE está formado por alrededor de 1.150 vértices (incluidos los insulares), uno por cada hoja del 1:50.000. Se contempla la realización de observaciones gravimétricas en todos ellos y por supuesto convertirlos en estaciones GPS. Por otra parte como las altitudes que se consideran en el Proyecto REGENTE son geodésicas, referidas al elipsoide WGS84, se impuso la condición de que al menos un 10% de tales vértices estuviesen enlazados con la RNAP, para así poder relacionarlas con las ortométricas.

Las finalidades perseguidas con el establecimiento de esta red REGENTE son:

- Implantación en todo el territorio español de una red geodésica tridimensional de orden cero, con una elevada precisión, similar a la alcanzada por las estaciones fiduciales ETRF-89, es decir de orden centimétrico.
- Determinación de parámetros precisos de transformación entre ETRF-89 y ED50.
- Facilitar a los usuarios de GPS la fusión de sus observaciones espaciales con las convencionales y proporcionar una densa red desde la que puedan obtenerse correcciones precisas DGPS para la navegación.

El Proyecto REGENTE comenzó en marzo de 1994 y finalizaron las campañas del proyecto en Octubre de 2001.

El cálculo y la compensación se llevaron a cabo utilizando Efemérides Precisas del Internacional GPS Service (IGS), y obteniendo coordenadas con una exactitud centimétrica y una precisión del orden de 10^{-1} ppm (100 veces superior a la de una red de primer orden convencional). Dado que más de un 80% de los puntos de la red pertenecen simultáneamente a ROI, en todos esos puntos se dispone del doble juego de coordenadas geodésicas ED50 (sistema oficial actual) y ETRS89, lo que hace posible la obtención de parámetros de transformación de coordenadas entre ambos sistemas con una alta fiabilidad para toda España.

Asimismo se ha conseguido que un 20% de los puntos REGENTE dispongan de un doble juego de altitudes (ortométrica y elipsoidales WGS84) de alta precisión.

De esta forma quedan cumplidas las recomendaciones europeas referentes a parámetros de transformación, a la adopción de ETRF como marco geodésico de referencia europeo y al establecimiento de la cartografía oficial en ETRS89 y proyección UTM.

RED IBEREF-GPS

Además de los vértices REGENTE existen estaciones permanentes de observación GPS repartidas por el territorio nacional. Estas estaciones forman la denominada red IBEREF-GPS, que están en el sistema ETRS89.

La estación de referencia proporciona al usuario los datos diferenciales necesarios en el equipo móvil, para trabajos en postproceso o en Tiempo Real y pretenden sustituir a las estaciones de referencia propias en los trabajos topográficos. El

propósito del proyecto IBEREF es dar cobertura a la comunidad Topográfica/Cartográfica en cuestión de datos brutos disponibles en WEB/FTP (www.iberef-gps.com) y correcciones diferenciales RTCM (correcciones estándar) mediante GSM e IP (Internet) con objeto de alcanzar una precisión de unos pocos centímetros.

Para implementar este proyecto a escala nacional, se cuenta con la colaboración de Leica Geosystems, así como Empresas y Universidades además de apoyos locales de instituciones privadas o públicas, que lideran el proyecto localmente y gestionan estas redes locales de estaciones de referencia GPS.

Las correcciones en tiempo real se encuentran en Internet a disposición del usuario. Simplemente con una conexión a Internet se pueden recibir estas correcciones. Se puede establecer una conexión a Internet prácticamente desde cualquier lugar gracias a la tecnología GPRS y la nueva generación UMTS.

Las ventajas de este proyecto para el sector de la Topografía/Cartografía son inmensas. La más evidente es que un usuario de GPS se olvidará de la estación de referencia propia al poder recibir las correcciones de tiempo real directamente desde la estación de referencia permanente más cercana a su posición. No sólo le permitirá evitar el estacionamiento del equipo de referencia, sino que podrá ahorrar la inversión o reconvertir su antigua referencia en un equipo móvil permitiéndole optimizar al máximo su inversión.

Otra aplicación muy interesante es la posibilidad de re-emitar estas correcciones. Con la aplicación RTCM Decoder de EUREF se puede, no sólo visualizar las correcciones, sino además reenviarlas por uno de los puertos que se configuren a tal efecto. Si en ese puerto colocáramos, por ejemplo un radio módem conseguiríamos un emisor vía radio de correcciones situado exactamente en el lugar que nos encontremos. A efectos de usuario esto supone colocar una estación de referencia con correcciones vía radio (es decir gratuita) que daría cobertura a todos los equipos móviles que se encuentren en su radio de acción y con un coste económico muy inferior a un equipo GPS de referencia fijo.

CAMBIO DE DATUM: TRANSFORMACION DE COORDENADAS DE UN SISTEMA A OTRO

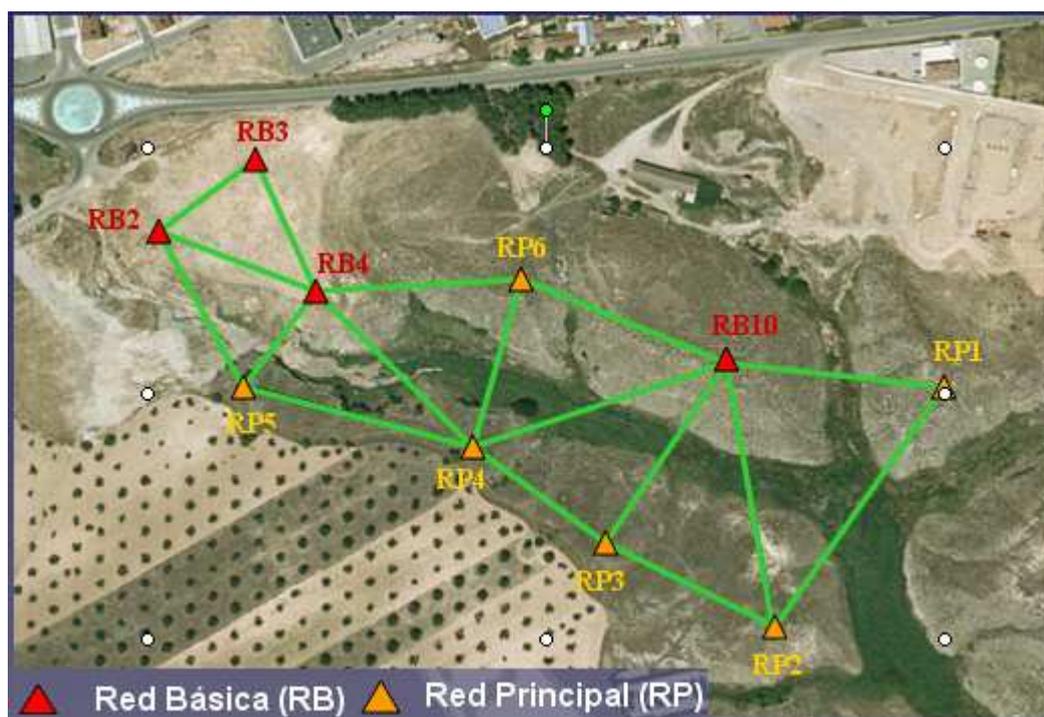
Para calcular los parámetros de transformación de un sistema a otro se necesitan las coordenadas en ambos sistemas de un mínimo de 3 puntos. Estos 3 puntos generan 9 ecuaciones (3 por punto y una en cada eje) para la resolución de las 7 incógnitas (3 traslaciones, 3 giros y un factor de escala, T_x , T_y , T_z , R_x , R_y , R_z , λ), siendo dos los grados de libertad.

Una vez conocidos los parámetros podremos pasar las coordenadas de un sistema a otro. Es recomendable la redundancia de datos, es decir un número superior a 3 vértices con coordenadas en ambos sistemas para determinar estos parámetros.

2.3 DISEÑO DE REDES PARA EL PROYECTO

Para la realización del levantamiento es necesario establecer una red básica que englobe la zona y nos permita obtener coordenadas de todos los puntos observados, en el sistema de coordenadas de proyecto.

Sobre la cartografía previa se realiza un diseño de la distribución de vértices analizando las condiciones de altitud y visibilidad, así como la geometría de la figura resultante. La red ha de cubrir toda la zona de proyecto.



Ejemplo de Red básica⁶

En función del sistema de referencia elegido, se incluirán en la red del proyecto, vértices geodésicos o vértices de referencia. En este caso hay que adquirir las reseñas de los vértices que pertenezcan a redes existentes.

2.4 SELECCIÓN DE EQUIPOS Y MÉTODOS

Para realizar los trabajos topográficos de un levantamiento, podemos elegir entre dos metodologías:

- *topografía clásica* (asociada a estaciones totales o equipos topográficos tradicionales),
- tecnología GPS.

Cada una de ellas conlleva el uso de un equipo de observación específico, así como un tratamiento concreto de datos y de resultados. Dependiendo de las

⁶ GARCIA MARTINEZ, Raúl; RUBIO DE LA TORRE RUIZ, Yolanda (2006): *Cartografía a escala 1/500 del Área II del Yacimiento Arqueológico "Reina" en el Termino Municipal de Seseña en la provincia de Toledo*. PFC de la ETSI en Topografía, Geodesia y Cartografía. UPM, Madrid.

condiciones del terreno o del pliego de condiciones, ambas técnicas se complementan o pueden ser utilizadas de forma independiente,

ESTACIÓN TOTAL

Un equipo topográfico muy generalizado es la estación total. Para su uso se requiere como equipo complementario, un trípode de madera, prisma estándar de reflexión total (opcional según el modelo), jalón, flexómetro, maceta y otro material accesorio.



Antes de realizar las observaciones con una estación o teodolito, es necesario determinar los errores sistemáticos del equipo.

- **Comprobaciones angulares**

Para realizar la verificación angular del equipo y cuantificar los errores sistemáticos en la medida de ángulos cenitales y acimutales, se utiliza el método de vueltas de horizonte. Los valores se aplican a los sistemas de corrección automáticos de la estación. A continuación se observa otra vuelta de horizonte y se comprueba que los errores de colimación y eclímetro están en los límites de los errores accidentales o incertidumbres propias del equipo.

- **Comprobación del distanciómetro**

Para comprobar el estado del distanciómetro, se efectúa la medición de distancias calibradas entre pilares o bases, realizando las observaciones con sistema de centrado forzoso.

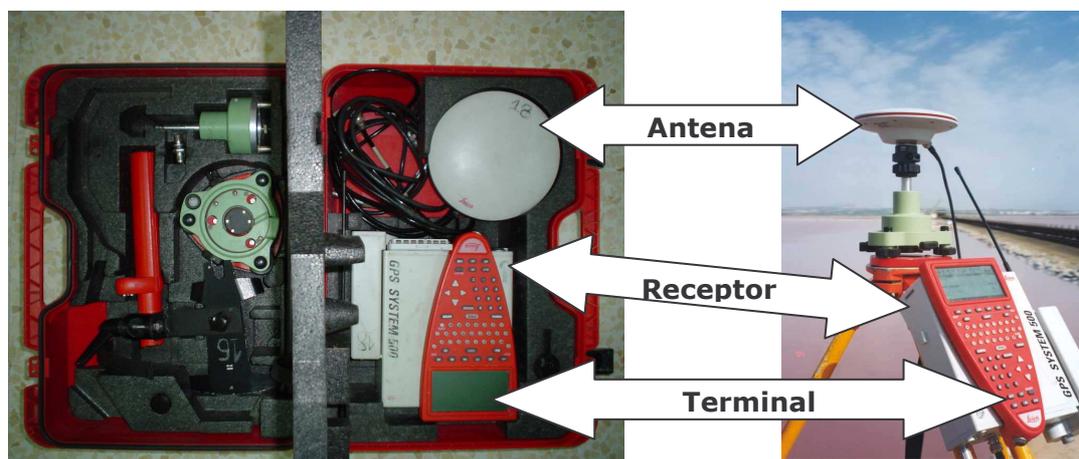
Se estaciona el distanciómetro en uno de los pilares de la red de calibración y se observan placas de puntería situadas en los restantes. Posteriormente se exige que la suma de distancias de dos tramos consecutivos, coincida con la distancia medida del tramo completo. La diferencia entre los dos valores pondrá de manifiesto un error constante en la medida de distancias. Si el error está por debajo de la precisión que nos da el fabricante en su término constante, se considerará válido.

En las estaciones que permiten realizar medición con y sin prisma, esta operación se repetirá para ambos casos.

Si es posible, se realiza también la comprobación de coincidencia del eje de colimación del aparato con el rayo láser que utiliza la estación. Para ello se hace incidir el rayo sobre una diana (con poca luz para que la proyección del rayo sea visible). Mediante el ajuste de los tornillos se corrige la dirección del rayo, hasta que coincida el rayo con el centro de la diana, quedando los dos ejes coincidentes.

EQUIPOS GPS

Los equipos GPS que se utilizan en las aplicaciones topográficas y geodésicas, constan de una antena, un receptor y una terminal, así como trípodes, cables especiales, equipos de control meteorológico y diverso material auxiliar.



Ejemplo: GPS System 500

La antena es el elemento al que se refiere el posicionamiento, está conectada a través de un preamplificador al receptor, directamente o mediante cable. La misión de la antena es la de convertir la energía electromagnética recibida en corriente eléctrica.

2.5 ANÁLISIS DE LAS INCERTIDUMBRES A PRIORI

La cartografía se obtiene a partir de una nube de puntos que representa la superficie del terreno con la precisión que requiere la escala elegida.

Una vez decidido el equipo, se pueden determinar las incertidumbres a priori de las observaciones que se realizasen con él, y el estudio de las tolerancias que pueden admitirse en el trabajo.

Los observables posibles son: lecturas acimutales, lecturas cenitales, distancias, desniveles y posiciones (si se aplica la tecnología GPS). Las incertidumbres asociadas a cada una de estas observaciones son las siguientes.

→ **INCERTIDUMBRE POR DIRECCIÓN ACIMUTAL OBSERVADA**

Con el equipo elegido se calcula la incertidumbre o error angular e_a por dirección acimutal observada. Este parámetro se obtiene con la siguiente expresión:

$$e_a = \sqrt{e_v^2 + e_d^2 + e_p^2 + e_l^2}$$

Los sumandos son las incertidumbres máximas de verticalidad, dirección, puntería y lectura:

- Incertidumbre de verticalidad

$$e_v = 0 \text{ Con compensador}$$

$$e_v = \frac{s^{cc}}{12}$$

- Incertidumbre de dirección

$$e_d = \frac{\sqrt{e_s^2 + e_e^2}}{D} r^{cc}$$

Siendo e_s la incertidumbre en el centrado del jalón sobre el punto en la señal; e_e la incertidumbre de la puesta en estación del aparato sobre el punto materializado; y D la distancia entre los puntos que definen la visual.

- Incertidumbre de puntería

$$e_p = \frac{C_a}{A} K \frac{1}{\sqrt{n}}$$

- ✓ C_a = coeficiente de observación angular: $10^{cc} \leq C_a \leq 150^{cc}$
- ✓ A = aumentos del antejo.
- ✓ K = constante de mayoración

$$1,5 \leq K \leq 3$$

- ✓ n = el número de observaciones realizadas. Si se utiliza Régla de Bessel $n = 2$.

- Incertidumbre de lectura

Sistema óptico mecánico.

$$e_l = \frac{2}{3} m \frac{1}{\sqrt{n}}$$

Siendo:

- m el último salto en pantalla.
- n el número de observaciones.

Sistema electrónico.

$$e_l = \frac{m_e}{\sqrt{3}}$$

Siendo m_e el último salto en pantalla en el sistema electrónico.

→ **INCERTIDUMBRE POR DIRECCIÓN CENITAL OBSERVADA**

La incertidumbre en la lectura de ángulos cenitales, ocasionada por los errores accidentales del aparato, vendrá dada por:

$$e_{a \text{ cenital}} = \sqrt{e_v^2 + e_l^2 + e_p^2}$$

- e_v = incertidumbre de verticalidad

Es función de la precisión del nivel tubular del aparato. Como en el caso del error acimutal, este error se hace despreciable si la estación dispone de un compensador de doble eje.

$$e_v = 0 \text{ Con sensor de inclinación}$$

$$e_v = C_p \text{ (} C_p \text{ = característica de precisión del compensador automático)}$$

$$e_v = \frac{s^{cc}}{20} \text{ Con eclímetro de coincidencia}$$

- e_p = incertidumbre de puntería.

Calculado con una expresión análoga a la utilizada en la incertidumbre por dirección acimutal:

$$e_p = \frac{C_v}{A} K \frac{1}{\sqrt{n}}$$

- ✓ C_v el coeficiente de observación cenital
- ✓ A los aumentos del antejo.
- ✓ K la constante de mayoración

$$1,5 \leq K \leq 3$$

- ✓ n = número de observaciones realizadas (Bessel $n = 2$)

- e_l = incertidumbre de lectura

Tomamos como valor para esta incertidumbre el mínimo salto en pantalla en la lectura de ángulos cenitales.

Sistema óptico mecánico

$$e_L = \frac{2}{3} m \frac{1}{\sqrt{n}}$$

Siendo:

- m el último salto en pantalla.
- n el número de observaciones.

Sistema electrónico

$$e_L = \frac{m_e}{\sqrt{3}}$$

Siendo m_e el último salto en pantalla en el sistema electrónico.

→ **INCERTIDUMBRE POR DISTANCIA OBSERVADA**

La expresión de la incertidumbre por distancia observada, viene dada por:

$$e_D = \sqrt{e_{\text{estandar}}^2 + e_e^2 + e_s^2 + e_j^2}$$

- Incertidumbre propia del distanciómetro (e_{estandar})

Es la incertidumbre asociada al tipo de aparato utilizado en la medida de las distancias.

$$e_{\text{estandar}} = a + b \text{ ppm}$$

Donde:

a = error sistemático en la medida de distancias.

b = incertidumbre que comete el aparato dependiendo de la distancia medida ($b \text{ ppm} = \text{milímetros por kilómetro}$).

- Incertidumbre de estacionamiento (e_e)

Es la incertidumbre asociada al estacionamiento del instrumento.

- Incertidumbre de señal (e_s)

Es la incertidumbre asociada a la señalización del punto a observar.

- Incertidumbre por inclinación del jalón (e_j)

El jalón no se sitúa completamente vertical, lo que provoca una incertidumbre en la medida de la distancia, cuya expresión es la siguiente:

$$e_j = \frac{m \operatorname{sen} \beta}{\cos \alpha}$$

Siendo:

m = altura del jalón.

α = sensibilidad del nivel de burbuja del jalón.

β = ángulo de máxima inclinación de las visuales.

→ **INCERTIDUMBRE POR DESNIVEL TRIGONOMÉTRICO OBSERVADO**

La expresión para obtener el desnivel entre dos puntos mediante nivelación trigonométrica es:

$$\Delta H_A^B = i_A^B + i_A - m_B + C_{e-r}$$

- Donde:
- $t_A^B = Dr_A^B \cdot \cot g V_A^B$
 - m_B = altura del jalón.
 - i_A = altura de estación.
 - C_{e-r} = corrección conjunta de esfericidad y refracción.

El error o la incertidumbre asociada a un desnivel en este tipo de observación, vendrá dado por la expresión:

$$e_{\Delta H} = \sqrt{e_i^2 + e_t^2 + e_m^2}$$

- e_i : Incertidumbre en la medida de la altura del instrumento
Tiene un valor empírico de 5 mm.

- e_t : Incertidumbre en el término t
Conocida la expresión de t:

$$t = D_g \cos V$$

Las leyes de propagación de errores e incertidumbres nos permiten obtener:

$$e_t = \sqrt{(\cos^2 V) e_D^2 + (D^2 \operatorname{sen}^2 V) e_{a \text{ cenital}}^2}$$

El término e_D es la incertidumbre en la distancia observada y $e_{a \text{ cenital}}$ la incertidumbre en la observación cenital, descritos anteriormente.

- e_m : Incertidumbre producida en la medida de la altura de la señal

Esta incertidumbre la podemos descomponer en dos partes, siendo el error total (e_m) es la componente cuadrática de dos valores e'_m y e''_m .

- ❖ e'_m incertidumbre en el desnivel debida a la medida directa de la altura de la señal sobre el jalón inclinado

$$e'_m = m (1 - \cos \beta)$$

- ❖ e''_m es la incertidumbre ocasionada al no observar exactamente en el centro del prisma. Se admite que esta incertidumbre toma los siguientes valores:

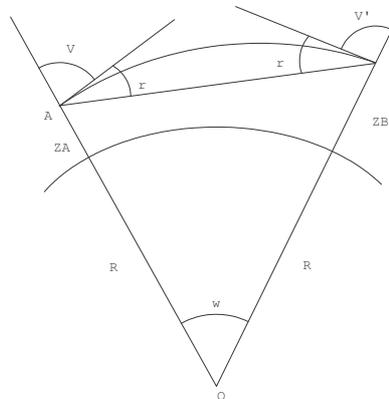
m	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1500	2000
e''m	10				20					30		40

Para cualquier distancia intermedia puede realizarse una interpolación lineal entre estos valores.

→ **INCERTIDUMBRE EN UNA OBSERVACIÓN DE DESNIVEL POR VISUALES RECÍPROCAS Y SIMULTÁNEAS**

El método de observaciones recíprocas y simultáneas consiste en estacionar el equipo topográfico en los puntos entre los que se quiere hallar el desnivel y realizar lecturas cenitales. Los efectos angulares de la refracción atmosférica serán iguales en las dos visuales y el desnivel vendrá dado por:

$$\Delta H_A^B = D \tan \frac{V' - V}{2}$$

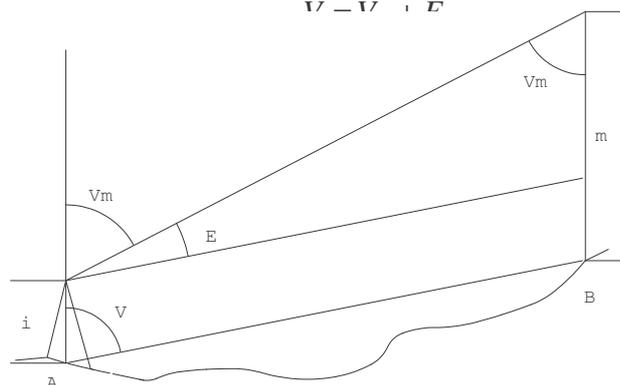


Esta expresión nos permite calcular el desnivel entre dos puntos B y A sin necesidad de tener en cuenta los efectos de la esfericidad y anulando los de la refracción.

La simultaneidad de las observaciones puede sustituirse por la condición de operar en condiciones atmosféricas semejantes. Las horas próximas al amanecer y al anochecer son poco aptas para efectuar este tipo de medidas, se necesita una mayor estabilidad atmosférica. Es recomendable observar después de las diez de la mañana y antes de las tres de la tarde, en horas simétricas respecto al mediodía. Por supuesto, tampoco deberá operarse cuando existan perturbaciones atmosféricas como tormentas, fuertes vientos, etc.

Debe hacerse notar que las distancias cenitales V' y V son las que correspondería observar sin alturas de instrumento y mira; es decir, que las distancias cenitales que han sido observadas deberán ser reducidas al terreno:

$$V - V' = E$$



$$E^{cc} = \frac{m-i}{D} \text{sen} V$$

Siendo:

V_m = lectura cenital medida en el campo

V = lectura cenital reducida al terreno,

E^{cc} = ángulo de corrección expresado en segundos

La precisión del desnivel al aplicar el método de visuales recíprocas y simultáneas viene dada por:⁷

$$e_{\Delta H} = D_g \frac{I}{2} 0,000018692 \cos \frac{I}{2} (V_B^A - V_A^B) + D_g \frac{I}{100000} \text{sen} \frac{I}{2} (V_B^A - V_A^B)$$

Para un equipo de precisión angular de $8,4^{cc}$, y una precisión en distancias de $1/100.000$ con un alcance de 2 a 3 km, aplicando esta fórmula, Pérez Martín obtuvo el siguiente cuadro:

V_A^B/D_g (m.)	500	1.000	1.500	2.000
100 ^g	5	9	14	19
90 ^g	5	11	16	22
80 ^g	6	12	18	24
70 ^g	6	13	19	26
60 ^g	7	13	20	27
50 ^g	7	14	21	27

→ **INCERTIDUMBRE EN UN DESNIVEL OBSERVADO POR NIVELACIÓN GEOMÉTRICA**

Si se observa un desnivel aplicando el método de nivelación geométrica, la precisión se determina según el error kilométrico (e_k) del equipo de nivelación utilizado.

Una vez obtenido este valor la precisión del desnivel dependerá de la distancia existente entre los puntos nivelados. Si llamamos K a la distancia en kilómetros existente entre ambos:

$$e_{\Delta H} = e_k \cdot \sqrt{K}$$

7. PÉREZ MARTÍN, Carlos (1981): "Cálculo de Desniveles por Estaciones Recíprocas y Simultáneas con Teodolito y Distanciómetro. Precisión". *Técnica Topográfica*. Vol. IX. Nº 43. Septiembre - Octubre. págs. 3-7.

→ **INCERTIDUMBRE EN LA POSICIÓN DE UN PUNTO OBSERVADO CON GPS**

Se admite que las precisiones que se obtienen con un equipo GPS topográfico, son del siguiente orden:

METODO	FRECUENCIA	OBSERVABLES	PRECISION	APLICACIONES
ABSOLUTO	L1	COD.C/A	±10 m	NAVEGACION
DIFERENCIAL	L1	COD. C/A	1 m	CARTO/GIS
DIFERENCIAL	L1	C/A Y FASE	1cm + 2ppm	TOPOGRAFIA
DIFERENCIAL	L1 Y L2	C/A,P,FASE	5mm + 1ppm	TOPO/GEO

Y según el método de observación, las precisiones pueden ser:

METODO DE OBSERVACIÓN	PRECISION
ESTÁTICO	5 mm + 1 ppm
ESTÁTICO-RÁPIDO	5-10 mm + 1 ppm
RTK	2 cm + 2 ppm

2.6 DISTANCIA MÁXIMA DE RADIACIÓN

En el apartado de tolerancias de un proyecto se incluye la precisión que ha de obtenerse en planimetría y altimetría. Este dato se proporciona directamente o a través de una escala de representación. La precisión requerida limita el error máximo permitido en el levantamiento, es decir la incertidumbre máxima de los puntos observados.

La incertidumbre no apreciable a simple vista en una cartografía, a una determinada escala de representación, vendrá dada por el resultado de multiplicar el límite de percepción visual (0,2 mm) por el denominador de la escala.

Si se trata de una escala 1/200:

$$E_{\max} = l.p.v. * 200 = 0.04 \text{ m}$$

A una escala 1/500

$$E_{\max} = l.p.v. * 500 = 0.10 \text{ m}$$

Si la escala del levantamiento es 1/200 no se deben sobrepasar los 4 cm en las incertidumbres de los puntos radiados, mientras que si la escala es 1/500 la precisión asociada es de ±10 cm.

Con el fin de que los errores de un punto radiado no tengan representación a la escala, o no sobrepasen los límites de precisión impuestos en el pliego de condiciones, se puede calcular a priori la distancia de radiación, ésta será la distancia límite que cumple la condición de precisión.

PLANIMETRIA

En los datos previos se indicará la precisión del trabajo. Esta precisión habrá de ser mayor que la resultante de efectuar la componente cuadrática de los errores o incertidumbres de cada una de las fases que se realicen.

Supongamos que el trabajo consta de una red básica desde la que se radian los puntos del levantamiento. El error final vendrá dado por la componente cuadrática de las incertidumbres de la red básica (E_{red}) y de la radiación:

$$E_{TOTAL} = \sqrt{E_{red}^2 + E_{rad}^2}$$

Si hubiera redes intermedias, también tendrían que tenerse en cuenta.

Cuando haya sido observada la red básica, los parámetros de precisión serán la desviación típica máxima del ajuste. A priori puede acotarse la precisión con un determinado valor.

E_{rad} cuantifica el error máximo que podemos permitirnos en la radiación. Conocida la precisión (E_{TOTAL}) por imperativo del trabajo, y E_{red} al haber sido acotado el valor, o habiéndose observado ya la red, podrá determinarse:

$$E_{rad} = \sqrt{E_{TOTAL}^2 - E_{red}^2}$$

A partir de este valor se podrá calcular la distancia y ésta será la distancia máxima a la que podremos trabajar, sin sobrepasar los errores e incertidumbres permitidos.

Las incertidumbres asociadas al método de radiación son el error o incertidumbre longitudinal y el error o incertidumbre transversal. Debido a que ambas incertidumbres actúan en direcciones perpendiculares, no se puede considerar como error máximo la componente cuadrática de los dos, sino la mayor de ellas.

El proceso de cálculo consiste en determinar la distancia en la que el error transversal tomaría el valor E_{rad} y de modo análogo la distancia en la que sería el error o incertidumbre longitudinal. La menor de las dos distancias que calculemos será la distancia máxima de radiación, distancia que no se deberá sobrepasar en la fase de los trabajos de campo para cumplir con las precisiones requeridas.

- **Incertidumbre transversal en radiación**

La incertidumbre que se comete en la posición de un punto radiado debido a la medida de los ángulos, viene dada por:

$$e_T = e_a \sqrt{2} D$$

Siendo e_a :

$$e_a = \sqrt{e_v^2 + e_d^2 + e_p^2 + e_l^2}$$

La distancia máxima para esta variable será:

$$D_{\text{máxima según error transversal}} = \sqrt{\frac{e_t^2 - (e_s + e_e)^2}{2(e_p^2 + e_v^2 + e_l^2)}}$$

- **Incertidumbre longitudinal en radiación**

El error o incertidumbre longitudinal tiene su origen en la medida de distancias. Su expresión en el método de radiación es:

$$e_L = \sqrt{e_{\text{es tan dar}}^2 + e_e^2 + e_s^2 + e_j^2}$$

- Incertidumbre propia del distanciómetro ($e_{\text{estándar}}$)

Es el error o incertidumbre en la medida de las distancias, debida al equipo.

$$e_{\text{estándar}} = a + b D_{\text{Km}}$$

Donde:

a = error sistemático del aparato.

b = error que comete el aparato dependiendo de la distancia medida y definida en partes por millón.

- Incertidumbre de estacionamiento (e_e)

Es el error o incertidumbre que se comete al estacionar el instrumento.

- Incertidumbre de señal (e_s)

Es el error o incertidumbre producida en la señalización del punto. El objeto con el que se indica el punto, no se sitúa en su lugar exacto, sino cercano a él.

- Incertidumbre por inclinación del jalón (e_j)

El jalón no se sitúa completamente vertical, lo que provoca un error o incertidumbre en la medida de la distancia, cuya expresión es la siguiente:

$$e_j = \frac{m \operatorname{sen} \beta}{\cos \alpha}$$

Siendo:

m = altura del jalón.

α = sensibilidad del nivel de burbuja del jalón.

β = ángulo de máxima inclinación para las visuales.

Podremos despejar de la expresión del error longitudinal la distancia máxima de radiación y obtendríamos:

$$D_{\text{máxima según error longitudinal}} = \frac{(\sqrt{e_L^2 - e_e^2 - e_s^2 - e_j^2} - a)}{b}$$

Una vez analizados estos dos errores o incertidumbres, se determina respecto a la precisión planimétrica la distancia que no se deberá superar en el momento de la toma de datos. Radiando puntos por debajo de esta distancia se garantiza que los errores o incertidumbres asociadas a la observación de esos puntos no van a tener representación a la escala del levantamiento.

ALTIMETRIA

En altimetría se considera una tolerancia igual a $\frac{1}{4}$ de la equidistancia de las curvas de nivel. La equidistancia depende de la escala, pero también del desnivel existente en el terreno. Para una cartografía a escala 1/200 puede plantearse en principio una equidistancia entre curvas de nivel de 20 cm. La tolerancia altimétrica en estas condiciones sería de 5 cm.

Esta tolerancia también condiciona la distancia máxima de radiación, pero al ser el error en la medida de ángulos cenitales mucho menor que en la medida de ángulos acimutales esta condición suele ser menos restrictiva.

A partir de la expresión ya conocida del error total deberemos calcular igualmente el valor del error máximo de radiación para la altimetría y a partir de este una nueva distancia máxima de radiación. Si fuese ésta de valor inferior a la calculada en planimetría, sería la que se impondría finalmente como distancia máxima de radiación.

$$E_{\text{altimetria}} = \sqrt{E_{\text{altimetria RADIACIÓN}}^2 + E_{\text{altimetria RED}}^2}$$

3. RED BÁSICA

- 3.1 *Implantación de la red básica*
- 3.2 *Observación de los vértices*
 - 3.2.1 *Trabajos previos*
 - 3.2.2 *Observación por métodos tradicionales*
 - 3.2.3 *Observación por métodos de posicionamiento global (GPS)*
- 3.3 *Cálculo y precisión de una observación por métodos tradicionales*
 - 3.3.1 *Cálculo planimétrico*
 - 3.3.2 *Cálculo altimétrico*
 - 3.3.3 *Puntos complementarios*
- 3.4 *Cálculo y precisión de una observación por métodos de posicionamiento global (GPS)*
- 3.5 *Reseñas de los vértices*

3.1 IMPLANTACIÓN DE LA RED BÁSICA

Hemos comentado que la primera fase del trabajo de campo será la implantación de los vértices de la red básica. Es necesario disponer de una red en el sistema de referencia elegido, para desde ella poder llevar a cabo los trabajos de radiación de los puntos de relleno.

Recordemos que la red básica planimétrica no tiene por qué coincidir con la red básica altimétrica. El diseño, la materialización y la observación se planifica independientemente una y otra, según sea la precisión y los requisitos del levantamiento.

Tras llevar a cabo el diseño de la red sobre la cartografía existente, en campo se comprueba la viabilidad de la situación de los vértices previstos y se decide su posición definitiva.



Ejemplo de red básica: Anfiteatro de Clunia⁸

⁸ BERMEJO ARRIBAS, Yolanda; SANZ ESTEBAN, Álvaro (2006): *Yacimiento arqueológico de Clunia (Burgos). Diseño e implantación de una red básica mediante GPS, levantamiento a escala 1:200 del teatro y a escala 1:500 de sus alrededores*. Proyecto Fin de Carrera EUIT Topográfica. Madrid.

En el momento de la materialización del vértice, se realiza un croquis de su situación y una reseña de cada uno. Las reseñas del vértice que componen la red básica se adjuntarán con los resultados del levantamiento.

Para la materialización de los vértices se pueden utilizar hitos feno o señales fabricadas in situ. En trabajos de obra es fácil disponer de barras de acero corrugadas consolidadas en la base con mortero de cemento u hormigón.



Materialización del vértice

También se pueden utilizar clavos de acero con cabeza semiesférica, dependiendo del tipo de terreno en el que se vayan a ubicar los vértices.



Clavos de Acero

3.2 OBSERVACION DE LOS VÉRTICES

- 3.2.1 *Trabajos Previos*
- 3.2.2 *Observación por métodos tradicionales*
- 3.2.3 *Observación por métodos de posicionamiento global (GPS)*

3.2.1 TRABAJOS PREVIOS

Si se necesitan los resultados en un sistema de referencia oficial, se debe enlazar con la red geodésica o topográfica que corresponda. En estos casos es necesario observar y calcular la que se denomina red de enlace o red externa.

En esta red de enlace se aplicará lo estudiado en el tema 10 *Redes Topográficas*. Recordemos que es necesario realizar una planificación adecuada de estos trabajos para minimizar y optimizar el tiempo de las observaciones.

3.2.2 OBSERVACION DE LOS VÉRTICES POR MÉTODOS TRADICIONALES

PLANIMETRÍA

En la fase de diseño, se estudia la posición idónea de los vértices, pero es en la visita al campo cuando se eligen los emplazamientos óptimos y se materializan los emplazamientos definitivos. En la elección de los vértices es importante la intervisibilidad y obtener una geometría favorable, además de conseguir una cobertura total de la zona a levantar, con triángulos de la misma longitud y con forma geométrica regular. Los condicionantes de implantación de los vértices son diferentes si los equipos que van a utilizarse son equipos GPS o estaciones totales.

En los trabajos previos se habrán localizado vértices geodésicos que permitan enlazar dicho trabajo con la geodesia nacional, en el caso de que el sistema de referencia del levantamiento lo requiera.

En este momento se comprueban las reseñas de los vértices geodésicos, así como los croquis de referencia y las fotografías. También es aconsejable visitarlos para comprobar el estado en que se encuentran, su accesibilidad, identificar el punto exacto de las coordenadas del vértice, la materialización de la señal (clavo reglamentario, placa de aluminio con clavo reglamentario, clavos de acero), etc.

Una vez decidida la observación de la red básica por métodos tradicionales (con equipos de medición de ángulos y distancias), el método de observación desde cada vértice es el de vueltas de horizonte.

Estacionado el aparato en un vértice, la observación comienza visando en círculo directo a otro vértice y a una referencia bien definida. Se hace lectura de ángulos acimutales y cenitales y también de distancia (opcional según se vaya a aplicar el método de triangulación, trilateración o el método mixto). Se continúa con el siguiente vértice girando el aparato siempre en sentido retrógrado. Una vez visados de esta forma todos los puntos de la red, se cierra con la observación al punto visado inicialmente con el fin de poder calcular un error de cierre de la vuelta. Si el cierre es tolerable se da una vuelta de campana al aparato y se vuelve a visar al primer punto. Girando el equipo en sentido retrógrado se vuelven a observar todos los vértices hasta concluir nuevamente en el primer punto observado. Se obtiene el error de cierre en posición CI, y si fuese tolerable se da por concluida la observación de la vuelta de horizonte. En Topografía suelen observarse dos series, es decir dos vueltas de horizonte.

Este procedimiento se aplica en todos vértices de la red en los que se estaciona.

El método es rápido y su único inconveniente procede del número de direcciones a observar. Si el número de direcciones es elevado las operaciones pueden prolongarse durante un tiempo excesivo, dando lugar a que el aparato experimente algún pequeño movimiento y obligue a repetir la serie.

Recordemos que la tolerancia en el cierre de la observación en CD y en CI, en observaciones acimutales será de $e_a \sqrt{2}$, siendo:

$$e_{a \text{ acimutal}} = \sqrt{e_v^2 + e_d^2 + e_p^2 + e_l^2}$$

Y en observaciones cenitales, respecto a la suma a 400^g , la tolerancia será $e_{a_cenital} \sqrt{2}$, siendo:

$$e_{a \text{ cenital}} = \sqrt{e_v^2 + e_p^2 + e_l^2}$$

Estos errores se habrán calculado en el estudio de incertidumbres a priori, teniendo en cuenta las características del aparato y de la geometría de la red.

ALTIMETRÍA

En la fase de anteproyecto, considerando las dimensiones de la zona, y la precisión requerida, se habrá decidido el método de observación altimétrica, pudiendo optar por nivelación trigonométrica, nivelación trigonométrica por visuales recíprocas y simultáneas, nivelación geométrica o nivelación geométrica de precisión. La metodología GPS permite obtener desniveles y altitudes elipsoidales.

Habiendo dotado de altitud a un punto origen se observarán los desniveles entre los vértices de la red básica por el método elegido.

3.2.3 OBSERVACION DE LOS VÉRTICES POR MÉTODOS DE POSICIONAMIENTO GLOBAL (GPS)

El material utilizado para observar una red básica mediante GPS puede estar formado por dos o tres receptores, con los accesorios necesarios para realizar la toma de datos en campo.

Para el trabajo de campo, cada operador dispone de:

- Equipo GPS: Sensor, terminal, antena, batería, tarjeta de memoria y cables.
- Accesorios: Trípode, base nivelante con soporte, flexómetro, cuaderno de campo para tomar datos adicionales, cartografía, reseñas.



Receptor Trimble 5700



Antena Trimble Zephyr

Los receptores que se utilizan suelen ser bifrecuencia, registran el código C/A y P de L1 y fase de L1 y L2. Permiten captar mayor número de observables y requieren un menor tiempo de observación, obteniéndose un mayor rendimiento que con receptores monofrecuencia.



Equipo GPS Leica System 500

El método utilizado para la observación de la red suele ser el estático relativo por diferencia de fase, este método consiste en hacer observaciones simultáneas con al menos dos receptores, obteniendo líneas base entre los receptores en el mismo intervalo de tiempo. Para una determinada línea base AB, se obtienen por pseudodistancias las coordenadas absolutas del punto A (o bien se conocen previamente) y por medida de fase los incrementos de coordenadas ΔX , ΔY y ΔZ entre A y B.

Si se trabaja con tres receptores, el método operativo consiste en estacionar el aparato fijo en un vértice, que se considera estación de referencia y que esta permanentemente midiendo. Se configura este receptor para el método de posicionamiento estático. Los aparatos móviles se configuran para el método de posicionamiento estático rápido, con un intervalo de grabación de 10-15 minutos, y se hacen tomas de datos simultáneas. Cuando la grabación concluye, uno de los aparatos móviles se sitúa en un nuevo vértice y se repite la toma de datos simultánea entre los tres receptores. Así se realiza con todos los vértices de la red, midiendo las líneas base entre todos los vértices y el considerado como referencia.

Los tiempos de observación dependen de las características del equipo, pero si se quiere estar seguro de que se van a fijar ambigüedades, deben de oscilar entre los 10' o 20' en distancias inferiores a 10 Km, con un GDOP inferior a 6 y con cuatro o más satélites.

Las precisiones que se obtienen aplicando el método de observación estático serán de 5 mm + 1 ppm, y si se aplicase el método estático rápido 5-10 mm + 1 ppm.

Para el enlace con estaciones REGENTE o vértices geodésicos, el método estático es el método clásico. Se trabaja como mínimo con dos receptores que se estacionan y toman datos durante un periodo de tiempo de ½ hora a 1-2 horas, según la redundancia y la precisión necesarias, la distancia a observar y la bondad de la configuración de la constelación de satélites. Generalmente se aplica para medir distancias mayores de 20 kilómetros.

A continuación se muestran diferentes estacionamientos en la observación de una red.



Montaje sobre bastón
en trípode de aluminio



Montaje sobre trípode
de madera

Cada operador debe tener una copia del itinerario de observación y en todo momento se ha de mantener la comunicación entre receptores.

Los parámetros de la observación que hay que fijar son:

- Intervalo entre épocas (intervalo de grabación de datos): el parámetro usual es de 5 segundos.
- Máscara de elevación (ángulo mínimo de elevación sobre el horizonte desde el cual el receptor graba datos de los satélites): 10° ó 20°.

Al llegar al vértice, cada operador introduce la misión previamente establecida y editada. A continuación se introduce el nombre del vértice, comprobando el intervalo de épocas, que la antena esta orientada aproximadamente en la misma dirección que los otros equipos y se mide la altura de antena. La altura de antena es la distancia que existe entre el punto en el que se ha estacionado y el centro de fase de la antena. Esta altura se mide con el dispositivo de medición de alturas.

Cuando el receptor cumple el tiempo planificado para la medición, el operador se desplaza a otro vértice para realizar la siguiente sesión.

Los datos de campo cuando se trabaja con GPS se almacenan todos en la tarjeta PCMCIA de los sensores, pero conviene anotar ciertos parámetros en un estadillo de observación para las posibles dudas que pudieran surgir en el posterior cálculo.

Las características de la observación, que pueden ayudarnos a evitar problemas en la fase de cálculo son:

- Fecha
- Tipo de montaje
- Altura de antena
- Número de serie del receptor (tarjeta de memoria)
- Operador
- Hora de inicio de la medición
- Hora de término de la medición
- Tiempo de observación
- DOP inicial / final (GDOP, GDOP, PDOP...)
- Número de satélites iniciales (Totales / L1 / L2)
- Número de satélites finales (Totales / L1 / L2)
- Incidencias

Durante toda la observación se tiene en cuenta el GDOP, parámetro adimensional que da una idea de la geometría que forma el receptor y los vectores que determinan los satélites. El valor ideal es uno, siendo admisibles valores por debajo de 6.

3.3 CÁLCULO Y PRECISIÓN DE UNA OBSERVACION POR MÉTODOS TRADICIONALES

3.3.1 CÁLCULO Y AJUSTE PLANIMÉTRICO

El cálculo de las coordenadas más probables de los puntos de la red básica se realiza mediante un ajuste mínimo cuadrático de todas las observaciones.

Previamente se han de obtener y comprobar los cierres de los triángulos, desechando aquellas observaciones que superen la tolerancia. La tolerancia admisible en el cierre de triángulos será:

$$e_a * \sqrt{2} * \sqrt{3}$$

En este momento se decidirá, qué puntos van a considerarse como fijos, calculando unas coordenadas aproximadas de los restantes.

Se plantean, a partir de las observaciones de campo, las ecuaciones de observación correspondientes a cada visual en su forma linealizada. Las ecuaciones de dirección y de distancia para aplicar el método paramétrico de ajuste MMCC, son las siguientes:

Ecuaciones de dirección:

$$v^{cc} = \frac{r^{cc}}{D^2} \cdot [(Y_B - Y_A) \cdot dX_B - (Y_B - Y_A) \cdot dX_A - (X_B - X_A) \cdot dY_B - (X_B - X_A) \cdot dY_A] - d\Sigma + (\theta_{cal} - \theta_{obs})^{cc}$$

Ecuaciones de distancia:

$$v_m = \frac{1}{D} \cdot [(X_A - X_B) \cdot dX_A - (Y_A - Y_B) \cdot dY_A - (X_A - X_B) \cdot dX_B - (Y_A - Y_B) \cdot dY_B] - d\lambda \cdot D + (D_{cal} - D_{obs})_m$$

Una vez planteadas todas las ecuaciones, se asignan pesos a cada una de ellas en función del error o incertidumbre por dirección acimutal observada (e_a o σ_a) y de la incertidumbre por distancia observada (e_D o σ_D) multiplicando las ecuaciones de dirección por $1/e_a^2$ o $1/\sigma_a^2$, y las de distancia por $1/e_D^2$ o $1/\sigma_D^2$.

Si se considera un ajuste partiendo de dos puntos fijos, habría que calcular un factor de escala entre la distancia medida en campo, entre esos dos puntos, y la calculada a partir de sus coordenadas UTM ajustadas. Este factor de escala puede ser irrelevante para distancias cortas.

Como resultado se obtendrán las coordenadas ajustadas de los vértices de la red, las precisiones de cada uno de ellos y las correspondientes elipses de error (semiejes y orientación).

Las precisiones del ajuste son relativas, reflejan la precisión interna del trabajo respecto de los puntos de origen que se hayan tomado (puntos fijos) y no tienen en cuenta el error, incertidumbre o precisión de la posición del punto fijo del que parten. Para calcular el error total de los puntos hay que hacer una composición cuadrática de la precisión del punto fijo y de la precisión obtenida en el ajuste interno de la red básica, para cada punto:

$$\sigma_{xi} = \sqrt{\sigma_{x \text{ origen}}^2 + \sigma_{x_i}^2}$$

$$\sigma_{yi} = \sqrt{\sigma_{y \text{ origen}}^2 + \sigma_{y_i}^2}$$

3.3.2 CÁLCULO Y AJUSTE ALTIMÉTRICO

La observación altimétrica se habrá realizado por el método elegido, considerando las dimensiones de la zona y la precisión requerida, pudiendo optar por nivelación trigonométrica, nivelación trigonométrica por visuales recíprocas y simultáneas, nivelación geométrica o nivelación geométrica de precisión. La metodología GPS permite obtener desniveles y altitudes elipsoidales.

Como resultado de la observación y tras los cálculos previos que correspondan al método elegido, tendremos desniveles entre vértices. Habiendo dotado de altitud a un punto origen se habrán observado los desniveles entre los vértices de la red básica.

Cada desnivel observado da lugar a una ecuación de observación del tipo:

$$v_H = (\Delta H_A^B)_{calculado} - (\Delta H_A^B)_{obs}$$

Siendo:

$$v_H = \text{Residuo del desnivel}$$

$$(\Delta H_A^B)_{calculado} = \text{Desnivel calculado}$$

$$(\Delta H_A^B)_{obs} = \text{Desnivel observado}$$

A cada ecuación se le asignan pesos inversamente proporcionales a la distancia existente entre los puntos observados.

Se realiza un primer ajuste y en función de los resultados se analizan los errores groseros (test de Baarda o estadísticos similares) y se eliminan de visuales

oportunas, realizando iteraciones y eliminando las visuales que sucesivamente aporten mayor error al ajuste.

Finalmente se obtienen las altitudes ajustadas y las precisiones relativas de los puntos de la red básica. Estas precisiones (como en el caso de cálculo planimétrico) son precisiones internas, es decir precisiones relativas.

Si se tienen en cuenta las desviaciones típicas de los puntos fijos, la precisión absoluta de los puntos de la red, será la componente cuadrática de ambos parámetros: de las desviaciones típicas altimétricas, de los puntos considerados fijos y de la precisión altimétrica de cada punto obtenida en el ajuste de la red básica.

De este modo, las precisiones absolutas altimétricas de cada punto de la red se calcularán haciendo la componente cuadrática del error relativo total de cada punto y la precisión absoluta de los puntos fijos:

$$\sigma_H = \sqrt{\sigma_{H \text{ origen}}^2 + e_{\Delta H}^2}$$

3.3.3 PUNTOS COMPLEMENTARIOS

Para completar el levantamiento puede ser necesario densificar la red básica con puntos complementarios que permitan dar cobertura total a la zona de trabajo y evitar zonas de calvas.

Las coordenadas de estas nuevas bases, que surgen a lo largo del trabajo, se obtienen mediante intersecciones múltiples, con observaciones de dirección y de distancia, a partir de los puntos de la red básica y tratando los datos de estas observaciones con ajustes mínimo cuadráticos.

Las precisiones internas de estos puntos se obtienen a partir del ajuste de las observaciones realizadas. Para determinar su precisión absoluta es necesario componer cuadráticamente las precisiones obtenidas del ajuste de las intersecciones múltiples correspondientes, con las precisiones relativas de los puntos de la red básica utilizados para dichas intersecciones.

3.4 CÁLCULO Y PRECISIÓN DE UNA OBSERVACIÓN POR MÉTODOS DE POSICIONAMIENTO GLOBAL (GPS)

Con el método de observación estático rápido, el cálculo de las coordenadas de los vértices se hace en posproceso. El método de cálculo es el siguiente:

- Volcado de los datos GPS: del equipo fijo, de los equipos móviles y de las estaciones permanentes (si se han incluido en el trabajo).
- Creación de un proyecto nuevo.
- Importar las observaciones. Los programas de cálculo permiten obtener en pantalla el dibujo de las líneas base que forman los vértices observados.
- Procesar las líneas base GPS. Se obtiene un informe con los resultados del cálculo de todas las líneas base, indicando las que no entran en una tolerancia indicada de antemano.
- Ajustar la red. Se obtiene un informe con las coordenadas ajustadas de los vértices de la red en el sistema WGS84.

- Cálculo de los parámetros de transformación de coordenadas del sistema global WGS84 al sistema oficial ED50, que tiene asociada la proyección UTM.
- Aplicar la transformación a todos los puntos observados.

Como resultado se obtienen coordenadas absolutas en el sistema de referencia ED-50 con proyección UTM, de los vértices de la red básica.

Las altitudes serán ortométricas si se ha tomado como origen de altitudes un vértice REGENTE o ROI, cuando se considere que los desniveles elipsoidales WGS84 son prácticamente iguales a desniveles ortométricos, en cortas distancias.

Procedemos a analizar con detalle este proceso.

1) Cálculo de líneas base

Importación de datos observados

Se realiza el volcado de datos de observación, mediante un cable de transmisión de datos y el programa que gestiona la correcta transmisión. Las observaciones de campo están almacenadas en las tarjetas PCMCIA de los sensores.

Por lo que respecta a las estaciones permanentes los datos se obtienen de la página Web correspondiente. La de la estación de referencia de la ETSI en Topografía, Cartografía y Geodesia es: <http://gps.euitto.upm.es>.

Una vez volcados los datos, se importan al programa de cálculo, y se comprueba que todo lo grabado es correcto y no se han producido pérdidas de información.

Comprobación de datos

Antes de empezar a realizar el cálculo, se verifica la simultaneidad de las observaciones y se comprueban las alturas de antena, y la correcta identificación de los vértices.

Cálculo de líneas base

Como el método usado para la observación es relativo por diferencia de fase, hay que fijar un punto del cual se conocen sus coordenadas (Control). De esta manera se arrastran coordenadas al resto de la red a través de los incrementos calculados por la observación. El cálculo de incrementos se denomina cálculo de líneas base. Se debe de verificar siempre que las desviaciones estándar en el cálculo de las líneas base estén dentro de una tolerancia del orden milimétrico y que las ambigüedades estén resueltas.

En el caso en el que se hayan resuelto las ambigüedades se guardan los datos procesados.

Con todas las líneas base calculadas y dentro de tolerancia, se procede a realizar el ajuste.

Ajuste de la Red

Al fijar uno sólo de los vértices como control, se está realizando un ajuste libre de la red o ajuste de red interno. Si hubiera que ajustar la red externamente, es decir, enlazarla con la red geodésica nacional, habría que dejar otro vértice fijo.

El ajuste libre se realiza por mínimos cuadrados, con ello se consigue una red de precisión homogénea, pero se debe de tener cuidado en que no exista ninguna observación con errores groseros que perjudique al resto. Para depurar la red y eliminar las posibles observaciones con errores groseros se realizan tests de control en el ajuste. Comparando el valor de esos tests con respecto a un valor crítico de referencia se puede decidir qué observaciones son susceptibles de tener errores groseros.

Las observaciones se han de eliminar una a una, es decir, no se deben de eliminar más de una línea base en un mismo ajuste. Este proceso es iterativo y acaba, bien cuando se eliminen todas las observaciones con valores groseros o bien porque no se pueda eliminar más observaciones debido a que no se tiene suficiente redundancia. En este último caso, se tienen que repetir observaciones o asumir el error que producen esas observaciones con el perjuicio que esto conlleva. No es aconsejable eliminar líneas base basándose solamente en los estimadores. Antes de eliminar líneas es conveniente revisar las alturas de antena y buscar posibles puntos conflictivos donde pueden haberse dado errores groseros. También es importante analizar los valores de los semiejes de las elipses de error estándar y realizar pruebas eliminando diferentes líneas base y observar así si dichos valores han disminuido sensiblemente.

Por lo que respecta a la altimetría, la altitud de los vértices puede ser ortométrica o elipsoidal.

Terminado el ajuste, se obtienen coordenadas ETRS-89 definitivas de todos los vértices de la red.

Tendremos una serie de puntos comunes a los dos sistemas, ETRS-89 con altitudes elipsoidales y ED-50 con altitudes ortométricas. Estos permitirán plantear el siguiente paso, que consiste en calcular los parámetros de una transformación entre el sistema ETRS-89 y el sistema ED-50 y luego aplicarla al resto de la red.

2) Transformación DATUM ED-50

Después de crear un sistema de coordenadas, ED-50, con los parámetros deseados, Elipsoide de Hayford, proyección UTM, huso 30, etc., se procede a realizar el cálculo de la transformación. Se eligen los vértices que intervienen en la transformación y se analizan los resultados.

Si la transformación es tridimensional se calculan 7 parámetros: tres giros, tres traslaciones y un factor de escala. Cada vértice permite plantear 3 ecuaciones. Si es bidimensional serán 1 giro, una traslación y un factor de escala.

Para calcular los parámetros de la transformación existen dos métodos según sea el origen de rotación. Uno de ellos es el modelo de transformación de Badekas-Molodensky, de tipo local, y el otro es el modelo de transformación de Bursa-Wolf. El modelo de transformación de Badekas-Molodensky, es válido en zonas de poca extensión y fija el centro de rotaciones en un punto (centroide) dentro de la zona de trabajo, lo que modela mejor los residuos al ser los vectores a transformar mucho más pequeños. El otro modelo de transformación, el de Bursa-Wolf, considera el centro de rotaciones en el centro de masas de la tierra. La elección de uno u otro no afecta la presentación del trabajo ni a la bondad del ajuste que es la misma, sea cual sea el método utilizado.

La transformación Badekas-Molodensky se realiza con el sistema matricial:

$$\begin{pmatrix} X_L \\ Y_L \\ Z_L \end{pmatrix} = \lambda \begin{pmatrix} 1 & R_z & -R_y \\ -R_z & 1 & R_x \\ R_y & -R_x & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} X_w - X_m \\ Y_w - Y_m \\ Z_w - Z_m \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} X_0 \\ Y_0 \\ Z_0 \end{pmatrix}$$

Donde R_x , R_y y R_z son las rotaciones alrededor de cada uno de los ejes respectivos; X_0 , Y_0 , Z_0 son los desplazamientos; X_m , Y_m , Z_m son las coordenadas del centroide y λ es el factor de escala.

El valor de la varianza a posteriori da una idea de la bondad del ajuste. Cuanto más pequeña sea la desviación estándar menos dispersa es la distribución de los errores en las observaciones. La bondad de la transformación va a depender fundamentalmente de la precisión de las coordenadas ED-50 de los vértices de la Red que intervienen como datos de entrada.

Para obtener coordenadas en el sistema local basta aplicar la transformación a las coordenadas de los vértices que antes se han ajustado.

Con el ajuste de la red se obtienen las coordenadas de todos los vértices en el sistema de referencia ED-50, elipsoide Hayford y proyección UTM con sus respectivas desviaciones estándar planimétricas.

4. RED DE DETALLE

4.1 Radiación por métodos tradicionales

4.1.1 Observación

4.1.2 Cálculo de coordenadas y precisiones

4.2 Radiación por métodos de posicionamiento global (GPS)

4.2.1 Observación

4.2.2 Cálculo de coordenadas y precisiones

Para obtener el modelo cartográfico, es importante tomar datos que permitan la descripción del terreno: líneas estructurales, puntos de relleno etc., independientemente de la metodología o del instrumental utilizado en su obtención.

Los puntos de relleno son aquellos que definen la topografía del terreno. La cantidad de puntos de relleno captados dependerá del relieve y de los detalles planimétricos a representar.

Las líneas de ruptura describen cambios en la pendiente del terreno y no pueden ser descritos mediante puntos de relleno. Algunas de estas líneas están representadas por: taludes, vaguadas, divisorias,...

4.1 RADIACIÓN POR MÉTODOS TRADICIONALES

4.1.1 OBSERVACIÓN

4.1.2 CÁLCULO DE COORDENADAS Y PRECISIONES

4.1.1 OBSERVACIÓN

Una vez conocidas las coordenadas de la red básica en el sistema de coordenadas adoptado para el proyecto, el siguiente paso es observar los puntos de la red de detalle por el método de radiación.

El método de radiación consiste simplemente en medir coordenadas polares de los puntos del terreno que se desea situar.

El equipo para realizar el levantamiento estará formado por:

- Estación total
- Trípode de madera
- Jalón
- Prisma o miniprisma
- Bastón
- Flexómetro
- Otros accesorios



Es recomendable realizar un reconocimiento del terreno con el fin de decidir las zonas a levantar desde cada estación (teniendo en cuenta la distancia máxima de radiación) así como para decidir donde puede ser necesaria la radiación sin reflector por razones de inaccesibilidad (muros, escarpes y desplomes).

Los datos de campo serán:

- Lecturas acimutales a las referencias y a los puntos radiados
- Lecturas cenitales
- Distancias
- Altura de instrumento
- Altura de la señal, a la que se ha realizado la puntería
- Breve descripción del punto radiado

Dado que la toma de datos puede ocupar bastante tiempo, con el consiguiente riesgo de que el aparato sufra algún movimiento extraño, es conveniente visar una referencia bien definida periódicamente, así como al inicio y al final de cada estacionamiento.

La toma de datos se complementa con los croquis que identifican correctamente cada punto y que serán de gran ayuda en la edición cartográfica. Los puntos levantados deben definir correcta y totalmente el terreno: vaguadas, divisorias, líneas de ruptura, puntos de relleno y puntos de detalle planimétricos (árboles, edificios,...).

Todas las observaciones de los puntos radiados quedan almacenados en la memoria interna de la estación (libreta electrónica) y se pueden transferir al ordenador en formato ASCII directamente, o mediante un elemento auxiliar (lectoras).

4.1.2 CÁLCULO DE COORDENADAS Y PRECISIONES EN MÉTODOS TRADICIONALES

Un paso previo al cálculo, es la comprobación de los ficheros para corregir las observaciones en las que haya incidencias que se hayan anotado en la libreta de campo.

Tras la comprobación de los ficheros, se procede al cálculo de las desorientaciones de todas las estaciones desde las que se ha radiado, utilizando las observaciones a puntos de coordenadas conocidas.

Una vez calculadas las desorientaciones, con ayuda de un programa de cálculo (TOPCAL, hojas Excel, Protopo u otros) se hace el cálculo de la radiación. Se seleccionan los ficheros de observaciones y los ficheros de puntos en los que se encuentran las coordenadas de todas las bases con sus correspondientes desorientaciones y se realiza el cálculo de las coordenadas de todos los puntos observados. Se obtiene un fichero con el número y coordenadas de cada punto.

Por último se exporta este fichero a un formato DXF para su posterior tratamiento mediante algún programa de CAD.

En el programa de dibujo MICROSTATION o AutoCad, se puede observar el estado de la nube de puntos y detectar posibles errores como zonas del terreno poco definidas.

Precisión Planimétrica en Radiación

Para calcular el valor del error máximo que se ha cometido en el trabajo, es necesario realizar los cálculos con los valores más desfavorables. El valor de la distancia, será, por tanto, la distancia máxima a la que hemos radiado. La precisión vendrá dada por el valor máximo de error o incertidumbre longitudinal o transversal correspondiente a la distancia máxima a la que se ha radiado.

Recordemos que el error o incertidumbre transversal viene dado por:

$$e_T = e_a \sqrt{2} D$$

Siendo e_a :

$$e_a = \sqrt{e_v^2 + e_d^2 + e_p^2 + e_l^2}$$

Y el error o incertidumbre longitudinal:

$$e_L = \sqrt{e_{estandar}^2 + e_e^2 + e_s^2 + e_j^2}$$

- $e_{estandar} = a_{mm} + b_{mm} D_{km}$
- e_s = incertidumbre en la posición de la señal de observación sobre el punto
- e_e = incertidumbre en el estacionamiento
- e_j = incertidumbre en la medida de distancias debido a la inclinación del jalón.

El mayor de los valores (longitudinal o transversal) será la incertidumbre o error total debido a la radiación, y por tanto será el error planimétrico a posteriori en el método de radiación.

Precisión Altimétrica en Radiación

El error máximo o incertidumbre altimétrica a posteriori ocasionada por aplicar el método de radiación en la red de detalle, vendrá dado por la incertidumbre que se obtiene en un desnivel calculado por nivelación trigonométrica:

$$e_{\Delta H} = \sqrt{e_i^2 + e_t^2 + e_m^2}$$

- e_i = incertidumbre en la determinación de la altura de instrumento
- e_t = incertidumbre en el cálculo del término t
- e_m = incertidumbre en la medida de la altura de la señal.

Para calcular el error que cometemos en la medida del término t, debemos calcular la expresión con el valor del ángulo vertical más desfavorable, además de la distancia máxima a la que hemos radiado.

$$e_t = \sqrt{(\cos^2 V) e_D^2 + (D^2 \operatorname{sen}^2 V) e_{a \text{ cenital}}^2}$$

e_D = incertidumbre en una distancia

$e_{a \text{ cenital}}$ = incertidumbre en una dirección angular cenital observada

4.2 RADIACIÓN POR MÉTODOS DE POSICIONAMIENTO GLOBAL (GPS)

4.2.1 OBSERVACIÓN

4.2.2 CÁLCULO DE COORDENADAS Y PRECISIONES

4.2.1 OBSERVACIÓN

Si la orografía del terreno lo permite se puede optar por trabajar con metodología GPS, con observaciones en estático rápido en tiempo real (RTK).

Es importante aclarar que los trabajos de GPS en tiempo real (RT) no son una forma de posicionamiento, sino una manera de calcular las líneas-base que se originan en posicionamientos diferenciales.

El fundamento del método consiste en establecer una estación fija de referencia, estática, y otra estación móvil, en los puntos del terreno que se desee tomar datos. Para trabajar con este método es necesaria una inicialización del equipo, que supone el cálculo de todos los parámetros de la línea base que une el móvil y la referencia en un instante. Una vez realizada esta operación, se conservan los valores de las ambigüedades, lo que hace que el número de incógnitas se reduzca a tres (X, Y, Z del equipo móvil), y que se requieran menos épocas de información para resolver el sistema, y por lo tanto menor período de puesta de observación.

Al equipo fijo se le introducen sus coordenadas en ED50 (calculadas en el ajuste de la red). Este equipo emite señales a los equipos móviles y se procede a realizar el levantamiento.

El equipo fijo se estaciona sobre uno de los vértices de la red básica que se considerará como vértice de referencia, y será el encargado de transmitir la posición a los equipos móviles, encargados del levantamiento.

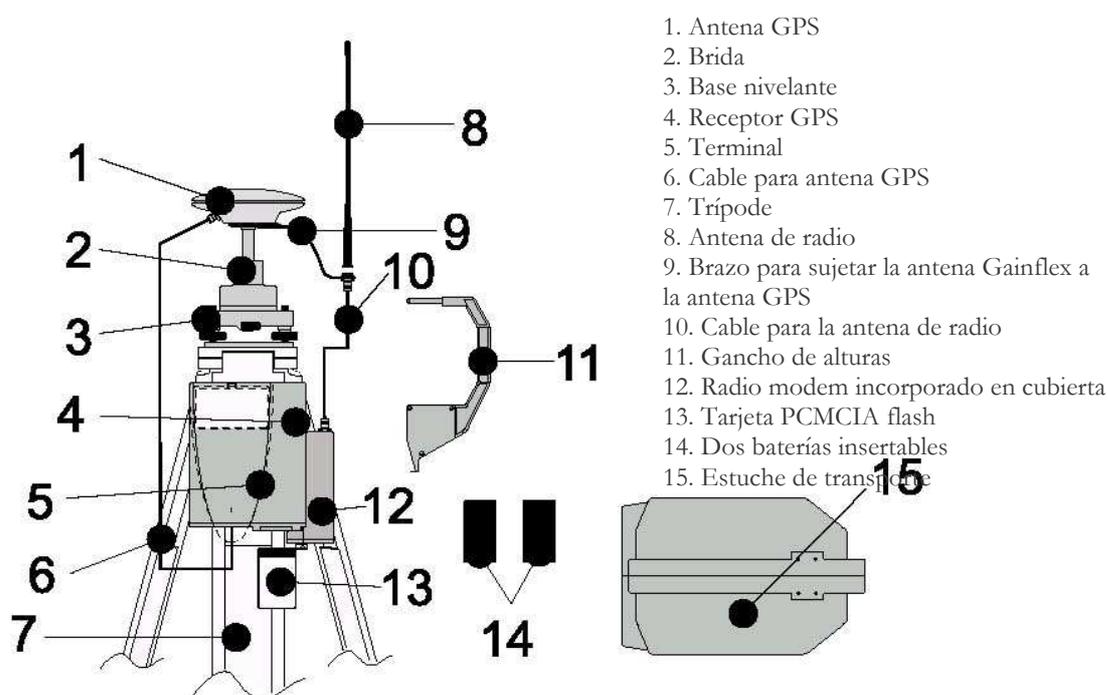
El tiempo real se consigue estableciendo una comunicación en directo entre el equipo fijo y el móvil, de tal forma que las ambigüedades se resuelven en el momento de la toma de datos y es, en ese mismo instante, cuando se calcula la línea-base requerida, o lo que es lo mismo, las coordenadas del punto móvil dadas desde el equipo fijo.

Este método presenta la ventaja de que se obtienen resultados fiables y con una precisión ± 2 cm en poco tiempo, pero presenta el inconveniente de la posible pérdida de señal. Si esto se produce, es necesario volver a determinar las ambigüedades en el lugar donde se produjo la pérdida de señal.

Las formas de establecer radio-comunicación entre equipos se consigue con la incorporación de radio módems, telefonía móvil, sistema de tracking,... en ambos receptores.

Estación de referencia para trabajos en tiempo real.

El montaje del equipo en la estación de referencia se realiza sobre trípode como se muestra en la siguiente figura⁹:



Equipo móvil en trabajos en tiempo real

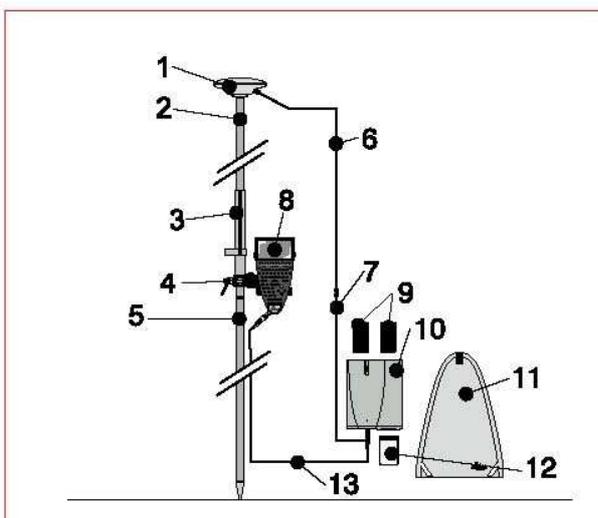
El montaje del equipo móvil en los trabajos topográficos en tiempo real se realiza sobre bastón, tal como se muestra en la figura¹⁰:

⁹ LEICA Geosystems AG(2000): Guía para mediciones en tiempo real. Leica GPS System 500. Versión 2.0. ISBN-12179-.0.0es Suiza. Página 6.

¹⁰ LEICA Geosystems AG(2000): Guía para mediciones en tiempo real. Leica GPS System 500. Version 2.0. ISBN- 12179-.0.0es Suiza. Página 7.

Lista de revisión del equipo

1. Antena GPS AT501 o 502
2. Sección superior GLS21 del bastón de aluminio con terminación en rosca
3. Empuñadura GHT25 para bastón
4. Soporte GHT27 para la TR500
5. Sección inferior GLS20 del bastón de aluminio
6. Cable para Antena GEV141 de 1.6m
7. Cable para Antena GEV142 de 1.2m
8. Terminal TR500
9. 2 baterías GEB121
10. Receptor GPS SR510, 520 o 530
11. Mini mochila GVP603
12. Tarjeta PCMCIA flash MCF XMB-3
13. Cable Lemo de conexión de 5 polos GEV97, de 1.8m



Los receptores se configuran de forma que el equipo fijo sea capaz de emitir a través de su radio módem una serie de correcciones (RTCM – RTIME) al equipo receptor. Este interpretará dichas correcciones modificando las coordenadas que está obteniendo de los satélites, consiguiendo calcular la línea-base con precisiones de 20 mm + 1 ppm.

El trabajo en tiempo real se encuentra limitado por el radio enlace. Los radio módems (0,5 w.) no alcanzan más de 8 Km. Este problema se resuelve empleando telefonía móvil que asegure enlaces a larga distancia.

En resumen, las fases del trabajo son:

- Estacionamiento de la referencia en un punto de coordenadas conocidas, introducción de sus coordenadas y puesta en marcha
- Montaje del equipo móvil e inicialización del mismo
- Toma de datos asignando códigos a los puntos para reconocerlos cuando se vuelquen al ordenador a través de la terminal
- Cambio de estación cuando ha sido necesario

La definición de la máscara para la observación se programa también con anterioridad.

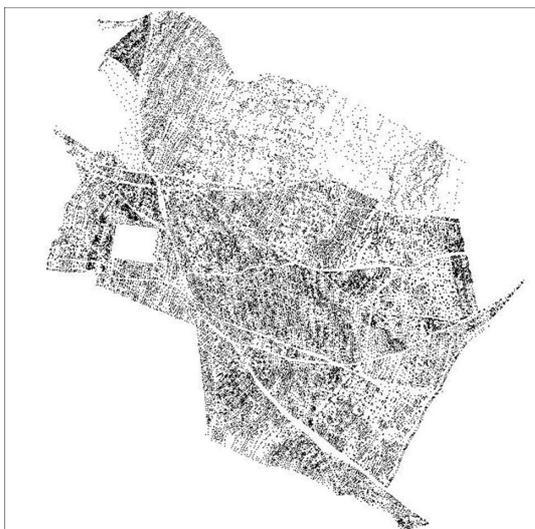
Cada punto se graba con su código correspondiente. Los puntos erróneos se editan en el momento, o bien se anotan para después corregir en gabinete.

La planificación de la zona de trabajo condiciona el número de vértices en los que se estaciona el aparato fijo para poder utilizar los otros dos aparatos móviles con un enlace de radio válido.

Con el volcado de las tarjetas se comprueba la calidad de la radiación y la existencia de calvas (zonas poco o mal definidas).

A continuación se muestra un ejemplo de nube de puntos¹¹:

¹¹ BODAS BODAS, Carlos; VÉLEZ MARTÍNEZ, José Juan (2002): Proyecto e implantación de una red básica mediante GPS y de levantamiento a escala a1/1.000 del yacimiento arqueológico de Tuqueibah con receptores GPS. Proyecto Fin de Carrera EUIT Topográfica. Madrid.



El cálculo puede realizarse de forma inmediata a la recepción de las observaciones en la unidad de control, obteniendo las coordenadas al momento, es decir, en tiempo real. Para ello se han incorporado los algoritmos de cálculo o parte de ellos, a los controladores para este tipo de aplicaciones.

El cálculo en tiempo real presenta la ventaja de eliminar el tiempo que se invierte en insertar, tratar y procesar los datos. También tiene inconvenientes, entre los que destacan:

- La limitación de los radio-modem de emisión y transmisión de datos.
- Imposibilidad de comprobar los ficheros de observación.
- Limitación en las correcciones de tipo atmosférico.
- Limitación en los procesos de transformación de coordenadas.
- Escaso tratamiento e información estadística.
- Escasa manipulación de los parámetros de cálculo.

El procesamiento de estas observaciones puede ser realizado con un software post-proceso, previa inserción de los datos de observación necesarios, ya sea en campo o en gabinete.

4.2.2 CÁLCULO DE COORDENADAS Y PRECISIONES CON GPS

Al trabajar con del método RTK, el cálculo de coordenadas se puede realizar automáticamente en campo. El receptor móvil con los datos que recibe vía radio-módem calcula líneas base y coordenadas de los puntos que se van tomando. Como sólo existe una línea base para cada punto, no es necesario ajustar observaciones, simplemente se arrastran coordenadas desde la referencia.

El uso de equipos GPS, y concretamente en modo RTK, permiten:

- Una mayor rapidez y un mayor rendimiento
- Reducir el trabajo de gabinete a un volcado de datos (sin considerar la edición cartográfica).
- Usar varios receptores móviles de forma simultánea acelerando el proceso de toma de datos.

Terminado el trabajo de campo las fases de cálculo son:

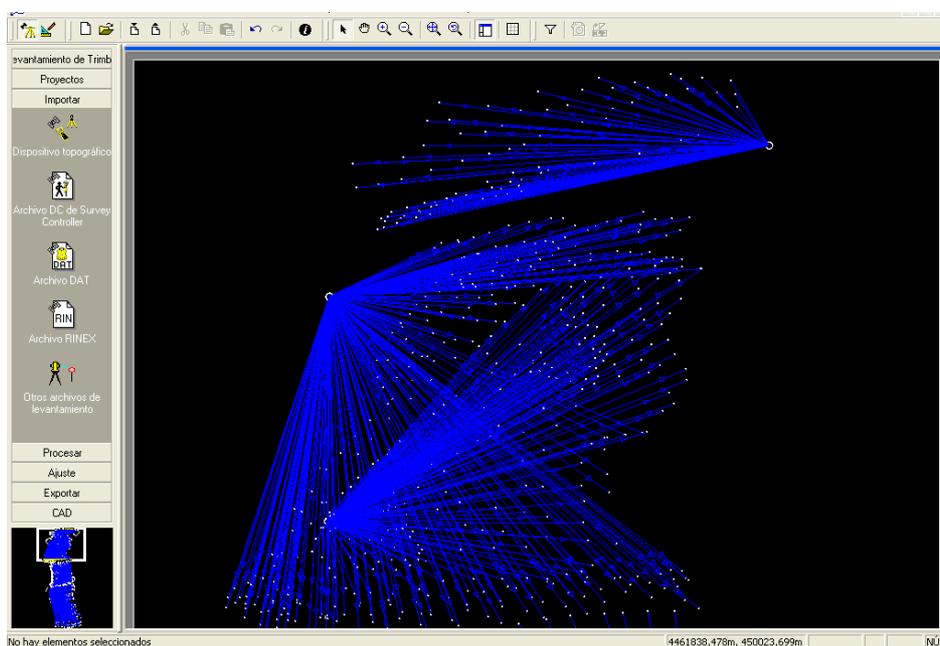
- Descarga de datos.

Tanto el equipo fijo como los dos equipos móviles mediante el programa informático correspondiente.

- Cálculo del levantamiento.

Se transforman los datos medidos a ficheros de trabajo compatible con el programa de cálculo, para trabajar con la nube de puntos del levantamiento.

- ✓ Crear un proyecto nuevo.
- ✓ Importar los archivos que generan la nube de puntos. Aparecen los vértices donde se estacionó el aparato fijo con sus correspondientes radio-vectores a los puntos medidos.



Líneas bases desde las estaciones

- ✓ Exportar la nube de puntos a ficheros con extensión .dxf para poder trabajar con programas de dibujo (Autocad o Microstation) y realizar la edición del plano a la escala del levantamiento.

5. PRECISIÓN FINAL DEL LEVANTAMIENTO

Precisión Planimétrica a posteriori

Realizado el trabajo de campo, se debe calcular la precisión final que se ha obtenido en el levantamiento para comprobar que se han cumplido los requisitos previos de tolerancias.

La precisión final vendrá dada por el error o incertidumbre de un punto radiado, y el encadenamiento de las incertidumbres de los métodos utilizados en las redes en las que se aplica la radiación:

$$E_{total} = \sqrt{E_{red}^2 + E_{radiación}^2}$$

Los parámetros estadísticos del ajuste mínimo cuadrático de la red, ya proceda de una observación por topografía clásica o de un ajuste de observaciones GPS, expresan el error o incertidumbre.

El error máximo planimétrico en la radiación, dependerá del método de observación utilizado:

- POR TOPOGRAFÍA CLÁSICA

La precisión vendrá definida por el mayor de los errores o incertidumbres propios de la radiación, es decir el mayor de los valores obtenidos en el error o incertidumbre longitudinal y transversal:

$$e_T = e_a \sqrt{2} D$$

$$e_L = \sqrt{e_{estandar}^2 + e_e^2 + e_s^2 + e_j^2}$$

- POR MÉTODOS GPS

Se admite que la precisión planimétrica al aplicar el método de RTK es de ± 2 cm.

Precisión Altimétrica a posteriori

De igual modo, la precisión altimétrica vendrá dada por la componente cuadrática de la precisión obtenida en la red básica y la precisión obtenida al aplicar el método de radiación.

$$E_{TOTAL} = \sqrt{E_{red}^2 + E_{rad}^2}$$

Ha de cumplirse que este valor sea inferior a la tolerancia altimétrica definida en el pliego de condiciones del trabajo o derivadas de la escala de representación.

La precisión de la red básica vendrá dada por los parámetros estadísticos del ajuste mínimo cuadrático, tanto cuando las observaciones se han realizado por topografía clásica o GPS.

El error máximo o incertidumbre en la radiación dependerá del método de observación utilizado:

- POR TOPOGRAFÍA CLÁSICA

La precisión vendrá dada por el error máximo o incertidumbre del método de radiación. En la red de detalle el desnivel se calcula por nivelación trigonométrica y su precisión es:

$$e_{\Delta H} = \sqrt{e_i^2 + e_t^2 + e_m^2}$$

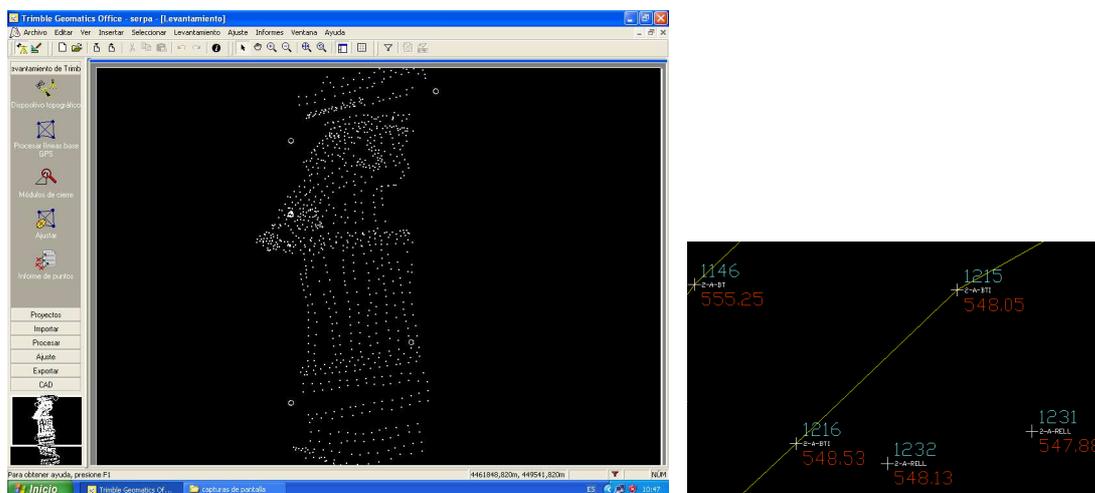
- POR MÉTODOS GPS

Se admite que la precisión altimétrica al aplicar el método de RTK es de ± 2 cm.

6. EDICIÓN CARTOGRÁFICA

La captura de datos se habrá podido realizar utilizando receptores GPS, estaciones totales, ambos equipos u otros equipos topográficos.

Como consecuencia de ello, con el software específico, y tras el volcado de los datos, se obtiene la nube de puntos. Este fichero de puntos tendrá la información de todo el levantamiento. Para cada punto aparecerá su número y sus coordenadas en el sistema requerido (ED-50, con proyección UTM si se trata de cartografía oficial).



Nube de puntos y Codificación de los puntos con la cota y su numeración

Una vez se han calculado las observaciones, se dispone de un archivo en el que se encuentran todos los puntos con sus coordenadas X, Y, Z. A partir de este archivo, se genera un fichero gráfico de extensión DXF de todos los puntos.

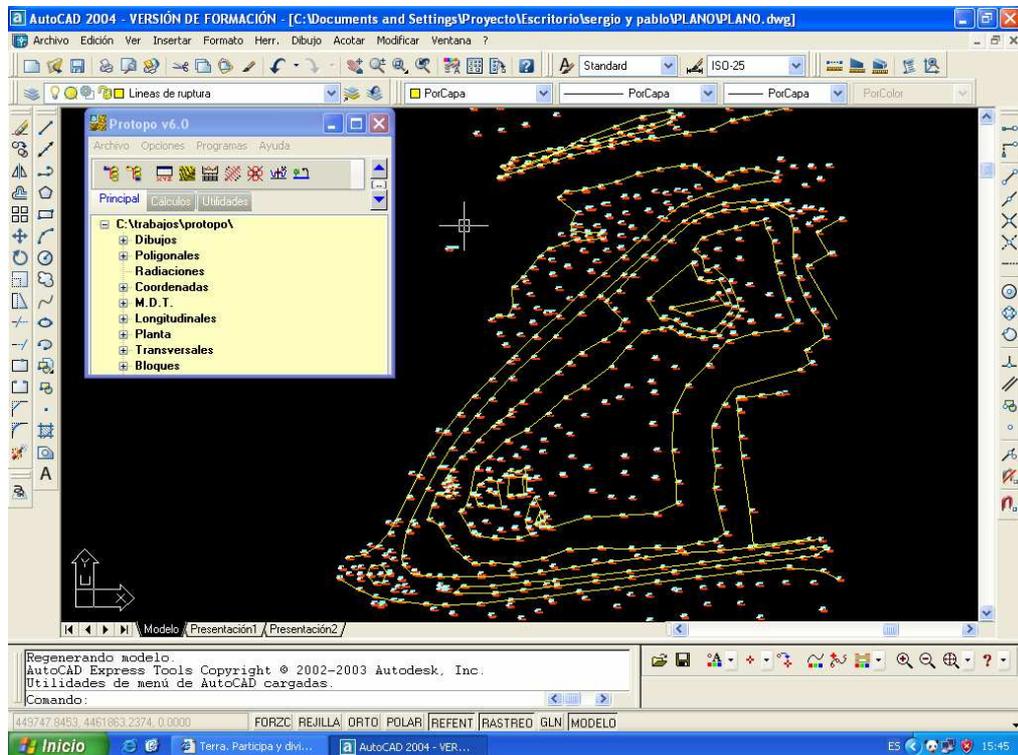
La elaboración de la cartografía, comprende los trabajos de edición, de curvado del terreno, de elaboración de simbología y en su caso de fondos de imagen.

El proceso en la obtención del plano final son los siguientes:

- Generar el MDT: archivos ASCII con el siguiente formato genérico "Número de punto; Coordenada X; Coordenada Y; Coordenada Z".
- A partir de esta nube de puntos se genera una triangulación.
- Se realiza el curvado sobre la triangulación.
- Una vez obtenido el curvado del terreno levantado se puede realizar la edición planimétrica.

Para la realización del dibujo de los planos se elige un programa informático de diseño gráfico (Microstation, AutoCad). Desde él se importa el fichero gráfico DXF, es una extensión de intercambio entre programas de diseño gráfico, obteniendo la nube de puntos en un fichero de diseño de extensión *dgn*, *dwf*.

Una vez importada la nube de puntos al programa de dibujo se identifican los elementos estructurales del terreno, las líneas de ruptura, indispensables para poder curvar el terreno, para realizar el Modelo Digital del Terreno. Estas líneas de ruptura estarán formadas por taludes, vaguadas, divisorias, caminos y edificios.



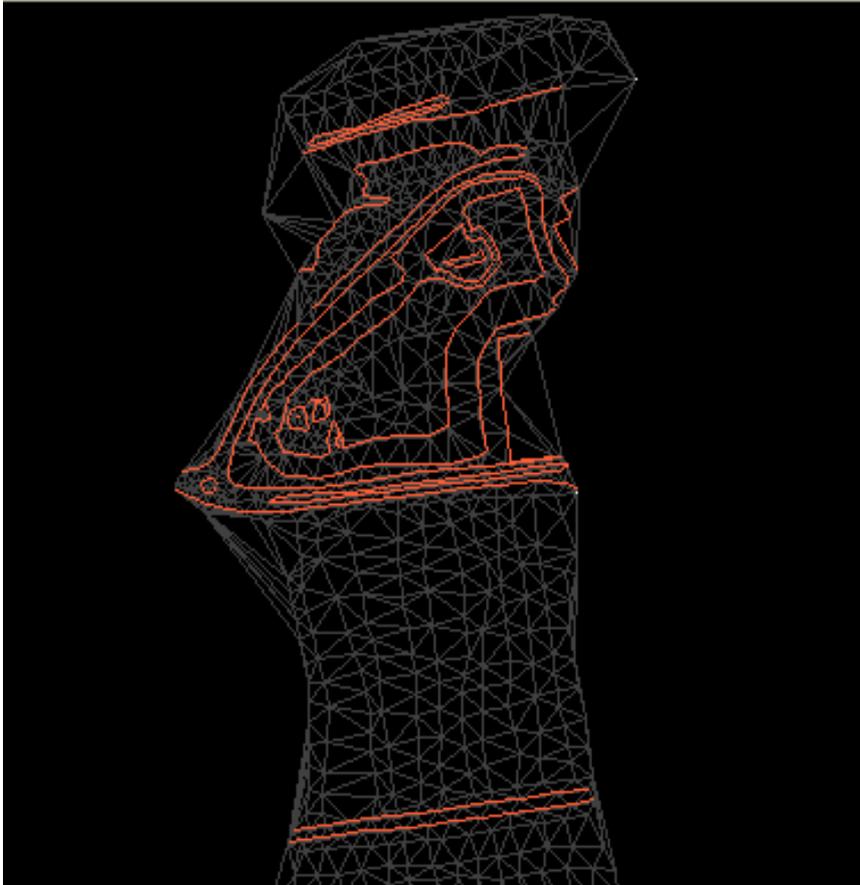
Nubes de puntos con la edición de las líneas de ruptura

Dibujadas las líneas de ruptura, se procede a la creación del curvado del terreno, o Modelo Digital del Terreno (MDT) con programas como MDTop o Cartomap.

Puede definirse un modelo digital del terreno (MDT) como una función del tipo $Z=F(X, Y)$ en el que la coordenada Z es función directa de la X e Y , o lo que es lo mismo es una estructura numérica de datos que representa la distribución espacial de una variable cuantitativa y continua, en este caso la coordenada Z .

Los modelos digitales del terreno pueden ser de dos tipos: de malla regular o de triángulos irregulares (TIN, *Triangulate Irregular Network*). Ambos tipos constituyen una representación simplificada de la realidad que permiten un tratamiento numérico de los datos y la simulación de procesos.

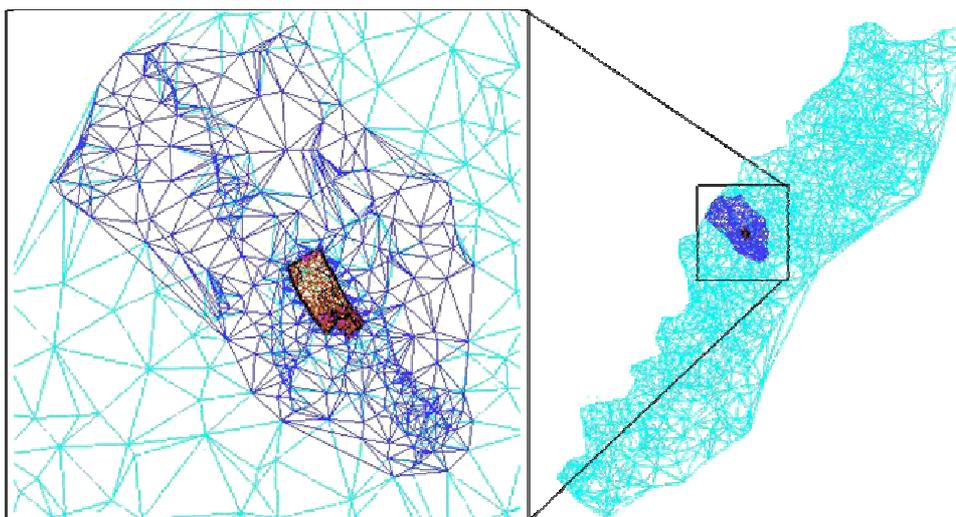
En los modelos digitales TIN, la estructura de datos se compone de un conjunto de triángulos irregulares adosados. Los triángulos se construyen ajustando un plano a tres puntos cercanos no colineales, y se adosan sobre el terreno formando un mosaico que puede adaptarse a la superficie con diferente grado de detalle, en función de la complejidad del relieve. Se trata de una estructura en la que el terreno queda representado por el conjunto de superficies planas que se ajustan a un conjunto previo de puntos.



Triángulos generados con Protopo-Autocad.

Las ventajas de la utilización del modelo TIN frente a otras estructuras de datos son:

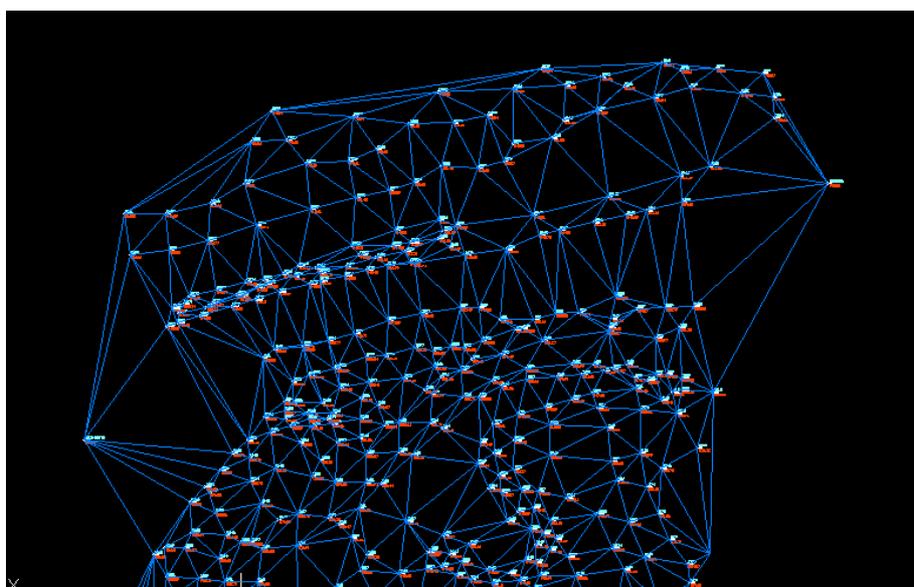
- No presupone ni exige la continuidad estadística de la superficie a representar.
- Puede generarse incorporando una amplia variedad de estructuras auxiliares, especialmente las líneas estructurales y de inflexión, que son incorporadas al modelo como lados de triángulos.
- Se adapta a la complejidad local del terreno, creando redes localmente más densas en función de la complejidad del relieve.
- Respeta los valores de los datos, que son usados como vértices y mantiene su altitud exacta.



Las entidades para la creación del modelo tridimensional se definen del siguiente modo:

- Puntos aleatorios. Puntos con coordenadas X, Y, Z necesarios para la creación del modelo digital y procedentes del levantamiento. Los triángulos que se forman en los modelos tienen sus vértices en estos puntos.
- Líneas de ruptura. Están definidas por una serie de puntos e indican un cambio brusco en las características del terreno (pendiente). Los lados de los triángulos se apoyan sobre estas líneas y nunca las atraviesan.
- Borde. Entidad de área cerrada que determina el límite exterior del modelo, fuera del cual no se realiza la triangulación.

Definidas las entidades del modelo, el siguiente paso es triangular la superficie.



Triángulos generados con Protopo-Autocad

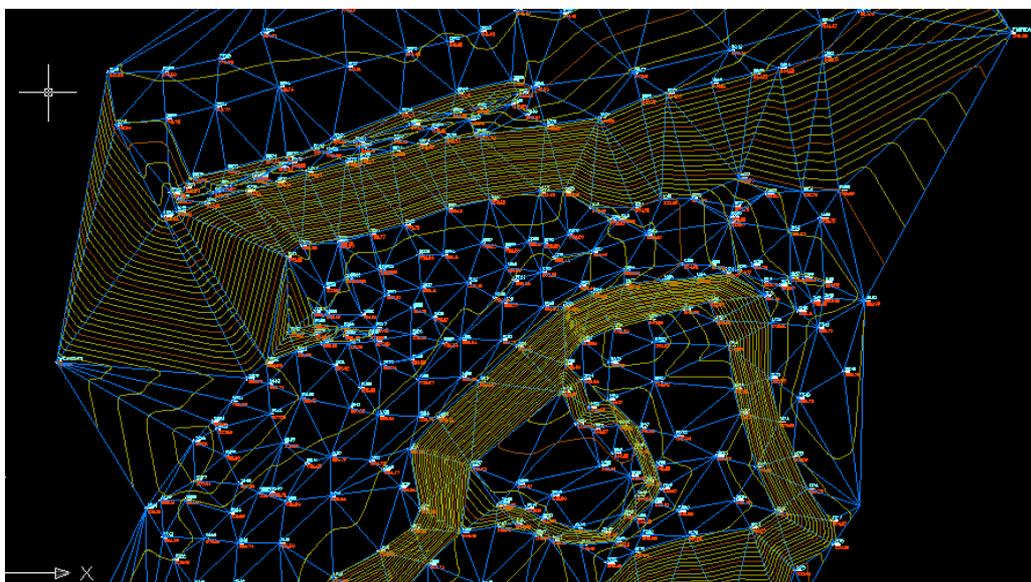
Generada la triangulación del modelo, puede interpolarse la cota de cualquier punto siempre que éste se encuentre sobre la malla triangular. Una vez formado el modelo correctamente, se genera un primer curvado obtenido por interpolación lineal a partir de la triangulación. Utilizando este método se obtienen todos los puntos que forman las

curvas, que son consecuencia de la intersección de planos horizontales con las aristas de los triángulos.

El curvado se obtiene a partir de la nube de puntos utilizando una aplicación informática (MDTop, INRAIL, Protopo-Autocad...).

El curvado permite visualizar si el MDT representa de una manera fidedigna al terreno que trata de modelizar. Pueden existir puntos tomados en campo que distorsionen esta relación, genera un modelo que no represente de manera fiel a éste. Para ello se eliminan todos aquellos puntos que distorsionen la relación correcta entre modelo y terreno.

Se distinguen dos tipos de curvas: curvas normales y maestras. Las curvas normales se dibujan distanciadas entre sí la equidistancia del plano, mientras que las maestras lo hacen cinco veces la equidistancia, se muestran más gruesas y en ellas se rotula la altitud que representan.



Triangulación y curvas de nivel

FONDOS

Una vez creado y editado el curvado, la impresión del relieve puede no ser óptima debido al gran número de curvas. Se puede recurrir a la representación del terreno mediante la generación de tintas hipsométricas y sombreados, que realcen o refuercen la sensación de relieve.

Para la generación de las tintas hipsométricas, se puede utilizar MDTOP, MGE-Terrain Analyst, y otros programas.

El programa MDTOP permite obtener una degradación del color en las tintas continua, sin cambios bruscos. El resultado se puede tratar con un editor de imágenes (Adobe Photoshop, por ejemplo). Se puede escoger un tamaño de píxel en función del límite de apreciación visual, obteniéndose una escala de colores y un sombreado definido por planos y ángulos.

En Terrain Analyst se asocia un color distinto a cada intervalo entre curvas consecutivas de nivel y la transición entre un color y el subsiguiente, la limita la propia curva de nivel que los separa. Terrain Analyst permite el sombreado generando un modelo 3D con una malla reticular, pero en ocasiones el resultado en modelos con intervalo global de cotas pequeño puede no ser representativo.

Photoshop permite el tratamiento de la imagen y aplicar un desenfoque Gaussiano y posteriormente un filtro de mediana para mejorar el nivel de detalle.

Los filtros de desenfoque suavizan una selección o una imagen, y las transiciones mediante el cálculo de la media de píxeles junto a los bordes y las áreas sombreadas de una imagen. El filtro de desenfoque Gaussiano normaliza esa media de valores de los píxeles según la curva de Gauss, asignando a los píxeles centrales un valor mayor que a los más alejados del centro de cálculo.



Imagen 1: obtenida a partir de Tintas y sombreado¹²



Imagen 1+ Adobe Photoshop



Ejemplo de fondo¹³

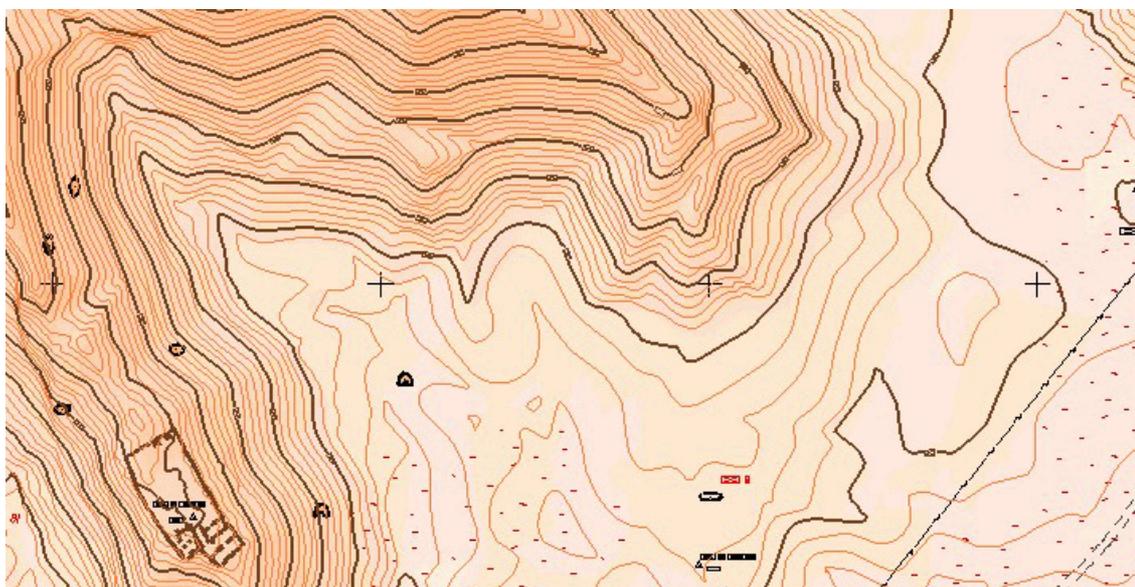
¹² BODAS BODAS, Carlos; VÉLEZ MARTÍNEZ, José Juan (2002): Proyecto e implantación de una red básica mediante GPS y de levantamiento a escala a1/1.000 del yacimiento arqueológico de Tuqueibah con receptores GPS. Proyecto Fin de Carrera EUIT Topográfica. Madrid.

Respecto al filtro de mediana, recordemos que estadísticamente se denomina mediana al valor central de una serie, que deja a ambos lados el mismo número de valores. Con la aplicación de este filtro se logra reducir el ruido de la imagen fundiendo el brillo de los píxeles de una selección. Este filtro busca en el radio de la selección los píxeles de brillo similar, descarta los que difieren demasiado de los píxeles adyacentes y sustituye el píxel central por la mediana del valor de brillo de los píxeles buscados.

La gama de colores puede definirse con ayuda de instantáneas tomadas de la zona. De esta forma se puede conferir a los planos imágenes con carácter realistas.

Como se ha indicado, el diseño del fondo es un proceso en el que a partir del modelo digital del terreno se genera una imagen ráster. Esta imagen se trata posteriormente con el programa Adobe Photoshop. Se entiende por fondo un mapa de sombras que varía su tono según la pendiente del terreno y la orografía.

Otro método para obtener los fondos es realizar un *render* de la malla triangular (en el programa Microstation, por ejemplo) guardar esa imagen en formato ráster y emplearla de fondo. El *render* o *rendering* es una técnica que permite rellenar y dar textura a superficies vectoriales. Para rellenar estas superficies se puede utilizar colores lisos, tramas predefinidas y hasta fotografías digitalizadas. Otros factores que hay que definir son el tipo, la intensidad y el origen de la iluminación, el comportamiento de las sombras y la perspectiva de la cámara. Este aspecto es importante, ya que variando sus parámetros se obtienen apreciaciones radicalmente diferentes de una misma superficie.



Detalle de mapa con fondo (imagen: MDTop+Adobe Photoshop)

SIMBOLOGÍA

La simbología es propia para cada escala y permite representar los elementos que no tienen representación real, convirtiéndolos en células y patrones puntuales, lineales y superficiales.

¹³ PRIETO LLANOS Fernando (2004): *Elaboración de documentación cartográfica del área arqueológica de Jebel Buhais (Emirato de Sharjah, EAU) y diseño de una aplicación multimedia para su divulgación informática*. Proyecto Fin de Carrera EUIT Topográfica. Madrid.

Terminada la edición y dibujo de los planos es necesario efectuar una revisión para comprobar el resultado del trabajo y realizar las correcciones oportunas. Se realiza la edición de las entidades u objetos que tienen carácter puntual como son los vértices de la red, postes, árboles... y la rotulación de las curvas de nivel maestras. Para facilitar la comprensión de las curvas que estén un tanto alejadas de aquellas, se introduce puntos acotados con un orden centimétrico.

La representación de caminos se lleva a cabo con línea discontinua por tratarse de una entidad de bordes de existencia temporal no definitiva. Otro símbolo lineal es la valla metálica límite de propiedades, áreas de cultivo, etc.

A continuación presentamos ejemplos de estudio de simbología.

En el PFC "Proyecto e implantación de una red básica mediante GPS y de levantamiento a escala a 1/1.000 del yacimiento arqueológico de Tuqueibah con receptores GPS" realizado por Carlos Bodas y José Juan Vélez en el año 2002, la simbología de vegetación se representó en alzado para que cada especie fuera más fácilmente reconocible por su forma en esta vista. Se consiguió mayor expresividad. El diseño del símbolo se realizó apoyándose en fotografías¹⁴.



Prosopis
Cinerea



Acacia
Tortolisis



Prosopis
Juliflora



Calotropis

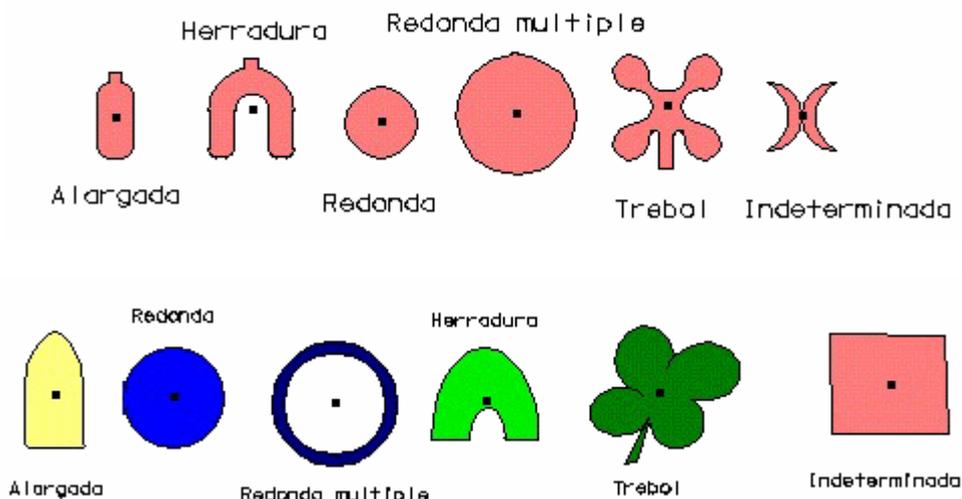
Procera

En el proyecto "Elaboración de documentación cartográfica del área arqueológica de Jebel Buhais (Emirato de Sharjah, EAU) y diseño de una aplicación multimedia para su

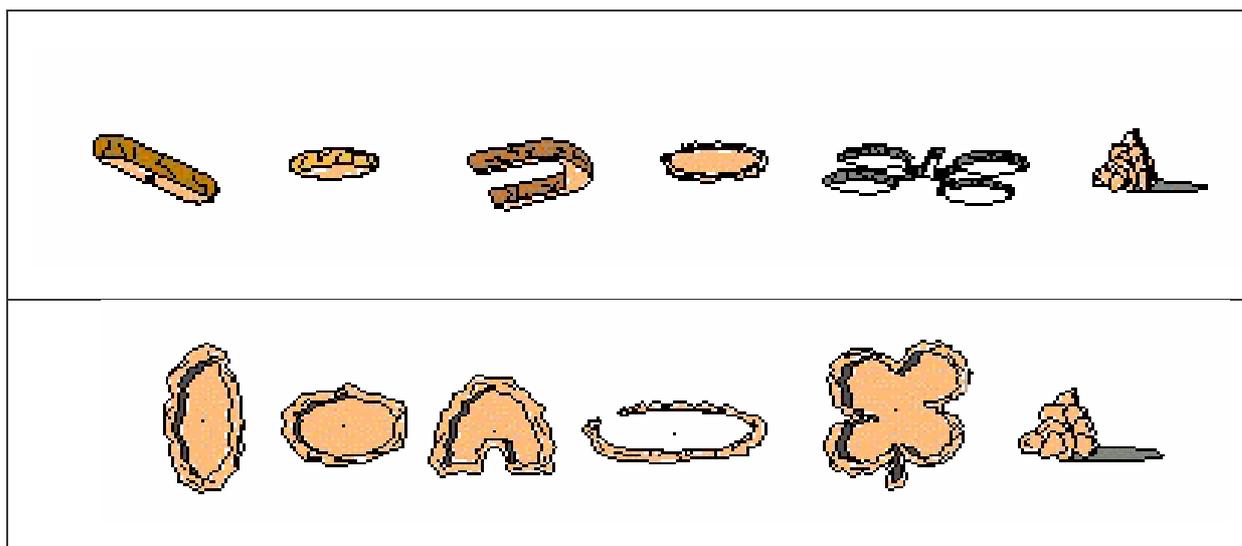
¹⁴ BODAS BODAS, Carlos; VÉLEZ MARTÍNEZ, José Juan (2002): Proyecto e implantación de una red básica mediante GPS y de levantamiento a escala a 1/1.000 del yacimiento arqueológico de Tuqueibah con receptores GPS. Proyecto Fin de Carrera EUIT Topográfica. Madrid.

divulgación informática” de Fernando Prieto del 2004, en el diseño de la simbología se realizó un estudio de la forma planimétrica de los elementos arqueológicos encontrados (tumbas¹⁵) Se dividieron en cinco grupos: tumba individual alargada, tumba individual circular, tumba doble en forma de herradura, tumba múltiple circular y tumba múltiple en forma de trébol y tumba indeterminada.

A continuación se muestra la evolución de estos diseños. Se partió de las siguientes figuras:



Las formas regulares no resultaban muy estéticas y se fue evolucionando a formas menos rigurosas. El uso de la variable color se descartó y se trabajó para encontrar un nuevo enfoque. Se probó a aplicar la perspectiva, pero las figuras se complicaban mucho. La intención era provocar una sensación de profundidad, pero era muy fácil provocar una inversión espacial.



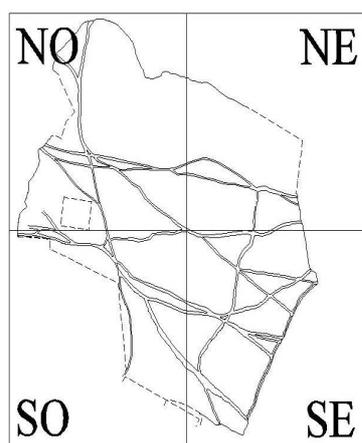
El diseño final volvía al concepto anterior, aportando sensación de profundidad con un falso sombreado, y una textura rocosa.

¹⁵ PRIETO LLANOS Fernando (2004): *Elaboración de documentación cartográfica del área arqueológica de Jebel Buhais (Emirato de Sharjah, EAU) y diseño de una aplicación multimedia para su divulgación informática.* Proyecto Fin de Carrera EUIT Topográfica. Madrid.

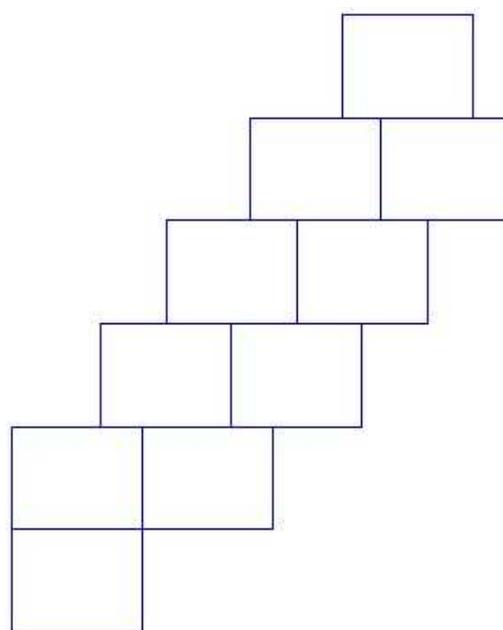
DISTRIBUCIÓN DE HOJAS

Una vez representada toda la zona de trabajo, se procede a la distribución en distintas hojas, para una mejor manejabilidad en el tratamiento final de la información. El diseño de la cuadrícula, el marco y la leyenda estará íntimamente relacionado con la dimensión de la hoja, teniendo presente en todo momento la escala de trabajo y el formato de salida.

Cuando la superficie de terreno total representado en los planos haga necesario dividir la zona en hojas, la disposición de las mismas ha de ser regular y sin solapes. Se muestran ejemplos de distribución de hojas.



Ejemplo 1¹⁶

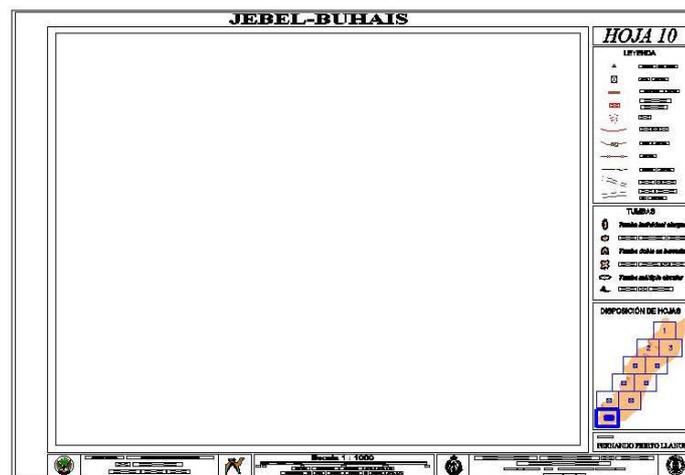


Ejemplo 2¹⁷

La cartela ha de ser sencilla y funcional, incluyendo simbología, croquis e información general.

¹⁶ BODAS BODAS, Carlos; VÉLEZ MARTÍNEZ, José Juan (2002): *Proyecto e implantación de una red básica mediante GPS y de levantamiento a escala a1/1.000 del yacimiento arqueológico de Tuqueibah con receptores GPS*. Proyecto Fin de Carrera EUIT Topográfica. Madrid.

¹⁷ PRIETO LLANOS Fernando (2004): *Elaboración de documentación cartográfica del área arqueológica de Jebel Buhais (Emirato de Sharjah, EAU) y diseño de una aplicación multimedia para su divulgación informática*. Proyecto Fin de Carrera EUIT Topográfica. Madrid.



Obtenido el plano definitivo, la realización de pruebas de color en el plotter de impresión de planos, permite adaptar los colores visualizados en pantalla con los de salida. Tales pruebas de impresión resultan definitivas a la hora de diseñar cada uno de los estilos de línea y grosores, así como la búsqueda del color idóneo para cada uno de ellos.

PRODUCTOS CARTOGRÁFICOS 3D

A partir del modelo digital del terreno es posible obtener otras representaciones visuales, mediante los programas de edición gráfica.

La nube de puntos se trata con un programa que permita crear una malla de triángulos y se aplica un relleno y un punto de vista adecuados con el fin de eliminar los triángulos sobrantes en los bordes del MDT.

El siguiente ejemplo fue realizado con el software *Natural Scene*. También se pueden utilizar programas como el 3D-Studio, Maya u otros, y obtener videos o imágenes del modelo.



7. BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTARIA

BERMEJO ARRIBAS, Yolanda; SANZ ESTEBAN, Álvaro (2006): *Yacimiento arqueológico de Clunia (Burgos). Diseño e implantación de una red básica mediante GPS, levantamiento a escala 1:200 del teatro y a escala 1:500 de sus alrededores*. Proyecto Fin de Carrera EUIT Topográfica. Madrid.

BODAS BODAS, Carlos; VÉLEZ MARTÍNEZ, José Juan (2002): *Proyecto e implantación de una red básica mediante GPS y de levantamiento a escala 1/1.000 del yacimiento arqueológico de Tuqueibah con receptores GPS*. Proyecto Fin de Carrera EUIT Topográfica. Madrid.

BRINKER, Russell C.; MINNICK, Roy (1987).

CARPIO HERNANDEZ, Juan Pedro (2001): *Redes Topométricas*. BELLISCO, Ediciones Técnicas y Científicas, Madrid.

CHUECA PAZOS, M. (1983): Tomo I.

DOMINGUEZ GARCIA-TEJERO, F. (1989).

FERRER TORIO, Rafael; PIÑA PATON, Benjamín (1991b).

OJEDA RUIZ, J.L. (1984).

PEREZ ALVAREZ, JUAN A. y BALLELL CABALLERO, JOSE A. (2001): *Transformaciones de coordenadas*. BELLISCO, Ediciones Técnicas y Científicas, Madrid.

PEREZ ALVAREZ, JUAN A. (2001): *Apuntes de Fotogrametría III*. Universidad de Extremadura. Mérida. pps 161- 176

PRIETO LLANOS Fernando (2004): *Elaboración de documentación cartográfica del área arqueológica de Jebel Buhais (Emirato de Sharjah, EAU) y diseño de una aplicación multimedia para su divulgación informática*. Proyecto Fin de Carrera EUIT Topográfica. Madrid.

RUIZ MORALES, Mario (1992).

RUIZ RODRÍGUEZ, Pablo; VINUESA BRAVO, Sergio (2006): *Implantación de una red básica mediante técnica GPS para dar cobertura al yacimiento arqueológico PRERESA en Perales del Río (Madrid). Levantamiento y obtención de cartografía a escala 1/500 para el estudio previo a las excavaciones de la zona*. Proyecto Fin de Carrera ETSI en Topografía, Geodesia y Cartografía. Madrid.

SANCHEZ RIOS, ALONSO (2000): *Fundamentos teóricos de los métodos topográficos*. BELLISCO, Ediciones Técnicas y Científicas, Madrid.

SANCHEZ RIOS, ALONSO (2000): *Problemas de Métodos Topográficos*. BELLISCO, Ediciones Técnicas y Científicas, Madrid.

SERVICIO GEOGRAFICO DEL EJERCITO (1976): *Proyección Universal Transversa Mercator*. Talleres del Servicio Geográfico del Ejército. Madrid. 220 páginas. Vol I.

www.munimadrid.es

www.cnig.es