

Nuestra portada:

Control de la construcción del edificio de 190 m de altura Turning Torso en la ciudad de Malmö (Suecia), obra del arquitecto Santiago Calatrava.

Vol. XXII - N.º 130
Septiembre-Octubre
2005

DIRECTOR

Carlos Barrueso Gómez

*

CONSEJO DE REDACCION:

Junta de Gobierno del Colegio
 Oficial de Ingenieros Técnicos
 en Topografía

*

DIRECCION, REDACCION,
 ADMINISTRACION Y
 PUBLICIDAD

Avenida de la Reina
 Victoria, 66, 2.º C
 28003 Madrid

Teléfono 91 553 89 65

Fax: 91 533 46 32

topografiaycartografia@top-cart.com

Depósito Legal: M-12.002-1984

ISSN: 0212-9280

Título clave: TOPCART

Topografía y Cartografía

Fotocomposición e impresión:

ALBADALEJO, S.L.

Los trabajos publicados expresan sólo
 la opinión de los autores y la Revista
 no se hace responsable de su contenido.

Prohibida la reproducción parcial o total
 de los artículos sin previa autorización
 e indicación de su origen.

Esta revista ha sido impresa en papel
 ecológico

TOPOGRAFIA y CARTOGRAFIA



TOPCART REVISTA DEL COLEGIO OFICIAL DE
 INGENIEROS TECNICOS EN TOPOGRAFIA

Sumario

El cambio de datum ED50-ETRS89: Métodos y resultados	3
F. J. González Matesanz, R. Quirós, M. Cano, J. A. Sánchez Sobrino y A. Dalda	
Control Microgeodésico de Deformaciones en la Lonja de los Mercaderes de Valencia	12
Juan José Valero Fernández y Arantxa Tamarit Belenguer	
Unas eficaces herramientas de mantenimiento basadas en la base de datos de vías férreas del Ferrocarril Alemán	26
Ivo Miles y Lothar Gruendig	
Un nuevo concepto para la Calibración de los Escáneres de Láser Terrestres	30
Frank Gielsdorf, Andreas Rietdorf y Lothar Gruendig	
Utilidad de las técnicas geomáticas para la prevención de catástrofes provocadas por el volcán Popocatépetl	37
José Juan de Sanjosé Blasco, Alan D. J. Atkinson Gordo, Nuria Andrés de Pablo, David Palacios Estremera y José Juan Zamorano Orozco	
Medición con técnicas GPS y de Topografía Clásica: Comparación de las observaciones	48
Benjamín Sánchez Fernández, Delfín Puente Rodríguez, Beatriz Muñoz Rubiera y Pablo Salcedo Mederos	
Soporte de formatos de Redes RTK en tiempo real: Solución de red Trimble GPSNet	54
Herbert Landau	
Novedades Técnicas	60
Vida Profesional	66
Índice Comercial	71

TCP-MDT

Múltiples Superficies
Puntos Inteligentes
Secciones de Autovía
Recorrido Virtual

Edición de Cartografía
Cubicación Rápida
Parcelación



Aplicaciones para Dispositivos Móviles

Replanteo y Toma de Datos
con GPS y Estación Total

Gestión de Dibujos
con potente CAD

Control de Obras de Túneles



Orto3D

Presentaciones realistas de alta calidad
Proyectos de carreteras y urbanización
Estudios de impacto ambiental
Incorporación de cartografía
Animaciones y Videos



Nueva
Denominación:



C/ Sumatra nº 9, 29190 - Málaga
Tlf: 952-430771
Fax: 952-431371
www.aplitop.com
info@aplitop.com

El cambio de datum ED50 - ETRS89: Métodos y resultados

F. J. González-Matesanz, R. Quirós, M. Cano, J. A. Sánchez Sobrino y A. Dalda

INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL

Resumen

El cambio de datum en cualquier país es, sin duda, uno de los problemas técnicos. Existe una gran comunidad de usuarios que utilizan, de manera directa o indirecta, cartografía y sistemas de navegación basados en Sistemas Geodésicos de Referencia espaciales, tales como WGS84 o ETRS89 en Europa, a pesar de que sigue siendo oficial para fines cartográficos y topográficos un datum local, en España ED50. Es necesario realizar una transición de datum local a geocéntrico de forma muy certera considerando todas las posibilidades. En este artículo se presentan todos los métodos ensayados para llevar a cabo esta transformación, desde las transformaciones simples de 5 y 7 parámetros hasta la Colocación Mínimo Cuadrática o las Superficies de Mínima Curvatura

I. INTRODUCCIÓN

El objeto de este artículo es mostrar los métodos empleados para definir la transformación oficial de datum para realizar la transición de ED50 a ETRS89. Los dos juegos de coordenadas proporcionados por la red REGENTE, así como otras redes de 4º orden calculadas por otras instituciones, proporcionan un marco idóneo para identificar cuál es el mejor método posible. Al final de este artículo se llega a la conclusión de que los métodos de modelado de distorsión son los adecuados; estos métodos utilizan técnicas de predicción mucho más potentes que los métodos tradicionales.

El término "predicción" suele aplicarse a técnicas cercanas a la Colocación Mínimo Cuadrática o sus derivados (Krigging), en este caso concreto la haremos extensible a otras técnicas, como las superficies de mínima curvatura o Rubber-Sheeting. El propósito es el siguiente: Una vez

creado un modelo a través de la red REGENTE (figura 1) comprobar cómo se comporta éste cuando tratamos de estimar los valores en puntos de la Red de Orden Inferior (ROI).

2. APROXIMACIONES BÁSICAS

Los primeros métodos que vienen a la cabeza al plantearse realizar la transformación de datum, serían los de 5 y 7 parámetros. Esto es una suposición totalmente lógica, dado que, en principio, las dos figuras en el espacio (dos elipsoides de distinta forma y tamaño, situados en distintos puntos del espacio) deberían relacionarse entre sí por una transformación de semejanza (7 parámetros); si consideramos que ambos polos tienen la misma orientación, como debería de ser en principio, la transformación de 5 parámetros sería la adecuada.

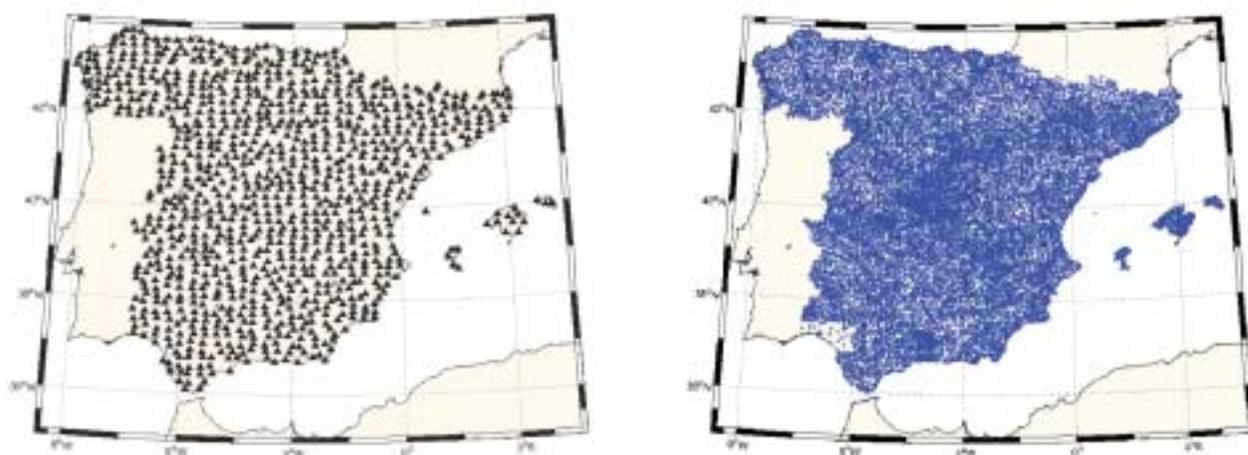


Figura 1.- Red REGENTE. A la derecha red de orden inferior (ROI)

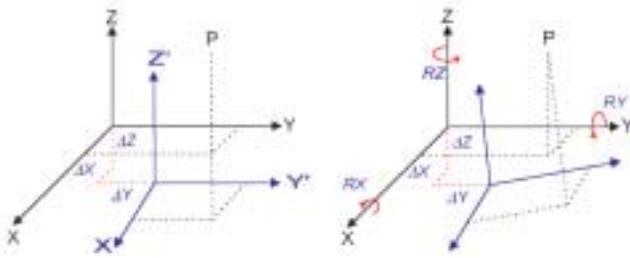


Figura 2.- Transformación de 5 y 7 parámetros respectivamente

Empleando la transformación de 7 parámetros a nuestra red, muestra diferencias locales, tal y como cabría esperar en cualquier red clásica, no siendo posible abarcar la totalidad de la Península Ibérica obteniendo residuos por debajo de 2 m. Por ello, se ha dividido el territorio peninsular en dos partes, añadiendo un tercer juego de parámetros para las Islas Baleares (figura 2 derecha). El origen de estas diferencias locales se encuentra en la heterogeneidad que tienen las redes clásicas en su comportamiento y que será explicado más adelante mediante el método de modelado de distorsión.

Es preciso recordar que tanto esta transformación como la de 5 parámetros se realizan entre coordenadas espaciales. Por tanto, para obtener altitud elipsoidal en ED50 es siempre imprescindible disponer de valores de ondulación en este sistema local, que se obtienen de un modelo de geoida (geocéntrico) mediante un proceso iterativo que parte de considerar N=0, o valor conocido, en el punto origen (Datum) o bien con 5/7 parámetros de transformación *a priori*.

La zona NW corresponde a los meridianos y paralelos siguientes: 41°30'N < φ < 43°50'N y 9°25'W < λ < 4°30'W. Esta transformación, junto con la de 5 parámetros, conservaría la conformidad pero presentaría el inconveniente de no ser una transformación única, con los consiguientes problemas de casos entre, por ejemplo, hojas cartográficas.

3. APROXIMACION POLINOMIAL

Si reconocemos que existen estas heterogeneidades en la red clásica (ED50), es lógico pensar que un polinomio pueda absorber de manera

más eficaz las heterogeneidades de la red, y así se ha planteado el método de transformación mediante polinomios. Esta aproximación puede utilizar tanto variable real como compleja. El sentido de utilizar variable compleja es la conformidad de la transformación y que, en teoría, esta conformidad debería corresponder a la transformación teórica entre datums, como se ha mencionado anteriormente (la transformación de semejanza).

En el caso de utilizar variables reales se plantean estos dos polinomios:

$$\begin{aligned} \varphi' &= C_1 + C_2\lambda + C_3\varphi + C_4\lambda^2 + C_5\lambda\varphi + C_6\varphi^2 + C_7\lambda^3 \dots \\ \lambda' &= C'_1 + C'_2\lambda + C'_3\varphi + C'_4\lambda^2 + C'_5\lambda\varphi + C'_6\varphi^2 + C'_7\lambda^3 \dots \end{aligned}$$

Si se considera el caso en variable compleja, lo que equivale a imponer a los dos anteriores la condición de conformidad, el polinomio a plantear queda de la siguiente manera:

$$\lambda' + i\psi' = \sum_{j=0}^n (K_j + iK'_j) (\lambda + i\psi)^j$$

donde ψ es la latitud isométrica.

La fiabilidad en el cálculo de los coeficientes constituye el verdadero problema de las técnicas de regresión polinómica y se resuelve teniendo en cuenta casi una decena de aspectos estadísticos y numéricos.

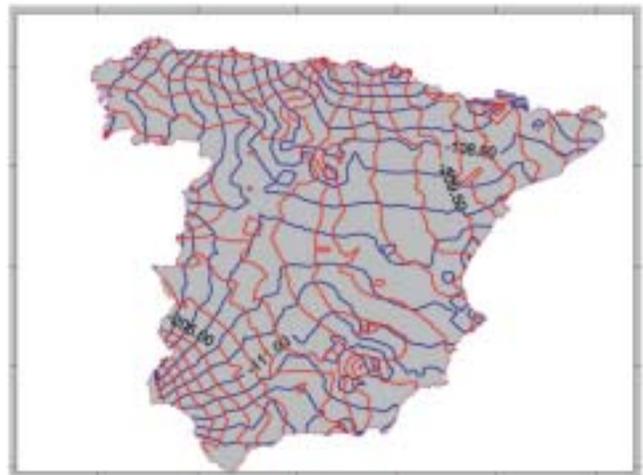


Figura 3.- Diferencias ETR80-ED50

	NW_PENINS.	PENINSULA	BALEARES	Estadísticas	E _p	N _p	E _{NWP}	N _{NWP}
ΔX ₀ (m)	178,383	131,032	181,4609	# puntos	829	829	162	162
ΔY ₀ (m)	83,172	100,251	90,2931	Media	0,03	0,18	0,02	-0,07
ΔZ ₀ (m)	221,293	163,354	187,1902	Std Dev	0,62	0,56	0,40	0,25
μ (ppm)	-21,2	-9,39	-17,57	Max	1,80	2,24	1,28	0,57
Ω _X (")	0,5401	-1,2438	0,1435	Min	-2,28	-2,37	-0,80	-0,76
Ω _Y (")	-0,5319	-0,0195	0,4922	Rango	4,08	4,61	2,08	1,33
Ω _Z (")	-0,263	-1,1436	-0,3935	95%	1,23	1,11	0,79	0,50
				99%	1,54	1,39	0,99	0,62

Tabla 1.- Juegos de 7 parámetros. A la derecha, residuos para la península

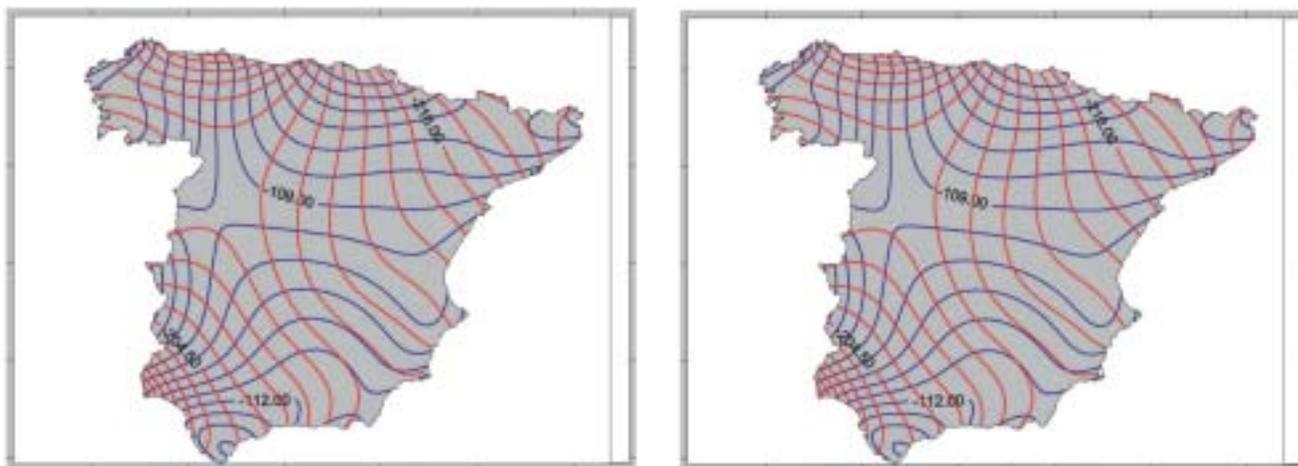


Figura 4.- Polinomios real y complejo (figura derecha)

Para comprobar la utilidad del método se ha procedido a aplicarlo con ambos juegos de coordenadas en proyección UTM huso 30 extendido.

En la figura 3 se pueden observar las diferencias entre ambos datum, y en ambas líneas aproximadamente son ortogonales, reforzando una vez más la idea planteada anteriormente sobre la transformación teórica de semejanza entre los mismos.

Los resultados de ambos polinomios se muestran en la figura 4; para el caso de variable real se observa como las líneas no se cortan de forma ortogonal, lo que sí sucede con la aproximación en variable compleja.

Estadísticas	E _{Real}	N _{Real}	E	Ni
# puntos	991	991	991	991
Media	0,00	0,00	0,00	0,00
Std Dev	0,37	0,36	0,24	0,22
Max	0,98	1,48	0,94	1,03
Min	-1,66	-1,56	-1,09	-0,77
Rango	2,64	3,04	2,03	1,80
95%	0,75	0,75	0,48	0,44
99%	0,93	0,89	0,60	0,55

Tabla 2.- Transformación polinómica real y compleja. Residuos

4. MODELADO DE DISTORSIÓN ¿POR QUÉ NO ES POSIBLE UTILIZAR SIMPLEMENTE 7 PARÁMETROS?

En sí mismo, el cambio de datum debería poder llevarse a cabo mediante traslación, rotación y cambio de escala. Las transformaciones descritas anteriormente se basan en esta característica. Sin embargo, la materialización de la realidad terreno en cada caso, provoca ligeros cambios de forma a lo largo de la red, por el uso de métodos de medida distintos, criterios de ajuste, errores de medida, etc.; este hecho no puede ser por tanto modelado mediante una simple transformación conforme.

Uno de los procedimientos ya ensayados por otros países consiste en los siguientes pasos esenciales:

- Calcular la mejor transformación conforme posible entre los dos datum; esto eliminaría la diferencia entre los mismos debida únicamente al cambio de Sistema Geodésico de Referencia, pero no tendría en cuenta el cambio de forma.
- Obtener las diferencias entre el valor en el datum de llegada y el calculado a partir de esta transformación conforme. Éstas representan la distorsión.
- Modelar la distorsión.
- Obtener la transformación conjunta "conformidad+modelo de distorsión".

La posibilidad de modelar la distorsión se basa en la existencia de un patrón regular de comportamiento, ya que aquella no presenta aleatoriedad, sino una cierta correlación espacial.

La forma de modelar esta distorsión ha sido llevada a cabo por otros autores mediante tres técnicas: a) Superficies de mínima curvatura (MCS) b) Colocación mínimo cuadrática (LSC) y c) Regresión múltiple (MRE).



Figura 5

En la figura 12 se pone de manifiesto la comparación de ambos métodos para las zonas de test. Con un criterio puramente numérico, el mejor de los métodos es el de mínima curvatura, que ha servido de modelo para la transformación de NAD27 a NAD83 en EEUU. La colocación mínimo cuadrática tiene similar bondad, con la ventaja de permitir estimar en cada punto el error que se está cometiendo al aplicar esta transformación. Además, resulta más versátil si la densidad de puntos es irregular, permitiendo el recálculo de la malla sin necesidad de introducir todos los puntos de nuevo. Este método de colocación (LSC) ha sido el elegido en países como Australia o Canadá.

El método de mínima curvatura fue inicialmente desarrollado por Briggs (1974), se basa en minimizar la curvatura total sobre una rejilla creada a partir de una distribución discreta de puntos. La idea proviene de la ingeniería mecánica y la teoría de la elasticidad. Consiste en considerar una lámina en equilibrio, donde las fuerzas actúan perpendiculares a ella y no existen ni fuerzas de cizalla ni tensiones en la misma. Las fuerzas actuantes sobre esta lámina corresponderían a los puntos REGENTE de la red, en concreto a la distorsión de la red en esos puntos. La deformación en la lámina es descrita mediante la ecuación biarmónica siguiente:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \frac{2\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{P}{D} \quad (1)$$

D se conoce como la rigidez a la flexión, **P** la fuerza y **w** el desplazamiento, siendo **P=0** para los puntos que no sean dato.

El resultado de la ecuación anterior, junto con la condición de continuidad hasta la segunda derivada, proporciona un polinomio de tercer orden en el que las fuerzas actuantes resultan de la fuerza en el punto, $u(x_i, y_i) = w_i$. Las condiciones de contorno en nuestro caso son especialmente importantes, dado que puede existir una muy pequeña franja de terreno entre la línea de costa y los vértices próximos a ella. Con este método se asegura que no exista fuerza alguna entre el límite de los puntos dato y el borde de la rejilla, es decir, en los bordes se tiene una tendencia lineal y en las filas y columnas límite la fuerza y el momento de plegado serán cero.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) = 0$$

De la ecuación biarmónica anterior se deducen las 6 ecuaciones en diferencias finitas para los puntos de la malla, que resueltas iterativamente dan lugar a la superficie; por ejemplo, para los puntos centrales de la rejilla se utiliza la ecuación siguiente

$$u_{i+2,j} + u_{i,j+2} + u_{i+2,j} + u_{i,j+2} + u_{i-2,j} + u_{i,j-2} + 2(u_{i+1,j+1} + u_{i-1,j+1} + u_{i+1,j-1} + u_{i-1,j-1}) - 8(u_{i+1,j} + u_{i-1,j} + u_{i,j+1} + u_{i,j-1}) + 20u_{i,j} = 0$$

La transformación empleando superficies de mínima curvatura muestra el mejor grado de ajuste, como cabía esperar, siendo especialmente favorable para transformar escalas grandes. Se ha generado una malla de

105" de paso, la cual se puede observar en la figura 6, la cual representa la componente Este de la distorsión. Para crear esta malla se ha calculado una transformación de 7 parámetros nueva para toda la península sin hacer distinción de zonas. El sistema de transformación mediante rejilla ha sido el elegido por canadienses, australianos, norteamericanos, etc. Los dos primeros emplearon método de colocación y EEUU mínima curvatura. Para realizar todos los cálculos, transformaciones, cambios de formato y test, se han desarrollado herramientas específicas en Matlab 6.5, una captura de pantalla de una de las herramientas se puede ver en la figura 7.

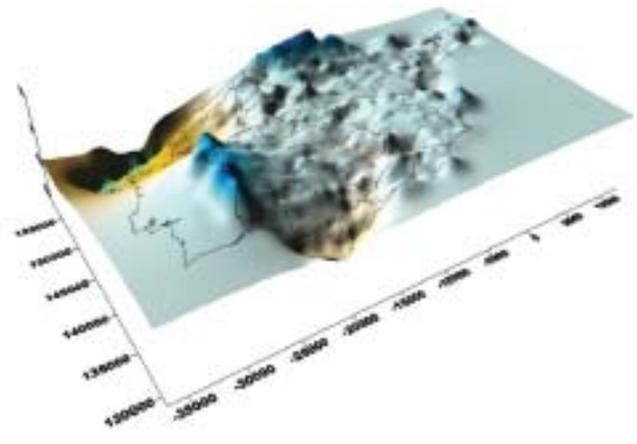


Figura 6.- Distorsión en longitud

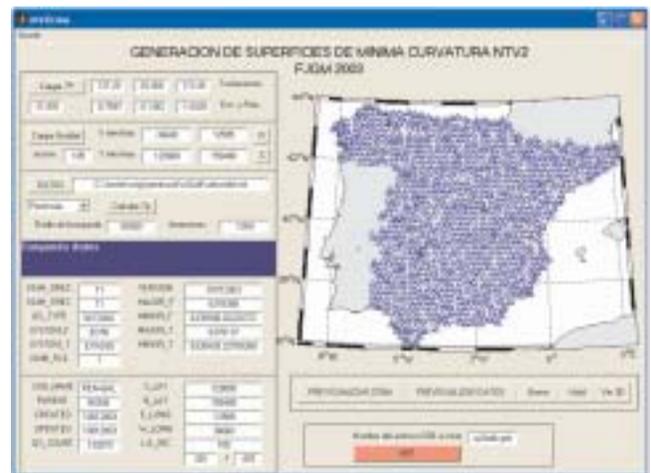


Figura 7.- Herramientas desarrolladas

Rubber-Sheeting consiste en encontrar una transformación entre las dos figuras de la red en distintos datums, de manera que sean topológicamente equivalentes. La forma más adecuada de identificar las figuras de ambas redes es mediante una triangulación de Delaunay y determinar un homomorfismo lineal por partes. La forma más común consiste en obtener los parámetros de una transformación afín para cada triángulo y derivar de esta descomposición del espacio una rejilla. Este método ha sido el elegido por Gran Bretaña y Suiza.

En la figura 8 se puede observar la triangulación de Delaunay de REGENTE a la que se ha añadido "puntos virtuales" cuyo vector

Leica SmartStation ¿Qué tal si...



...las estaciones totales hablarán con los satélites GPS?

Lo hemos conseguido con Leica SmartStation: TPS y GPS trabajando juntos, integrados en un único instrumento. SmartStation es la primera estación total de altas prestaciones en el mundo que cuenta con un receptor GPS integrado en la misma estación. Usted puede utilizar TPS y GPS juntos o puede separarlos, de manera que podrá trabajar independientemente con una estación total y con un GPS móvil en tiempo real.

¡GPS y TPS en un único instrumento!

Usted se quedará asombrado de la facilidad de uso de la SmartStation y de la rapidez con la que trabaja para obtener los datos que necesite. Podrá ahorrarse hasta un 80% del tiempo requerido para llevar a cabo un estacionamiento con un equipo topográfico convencional. Usted será más rápido, más eficaz y más productivo.

Si desea tener más información de como Leica SmartStation puede facilitar su trabajo, contacte con nosotros.

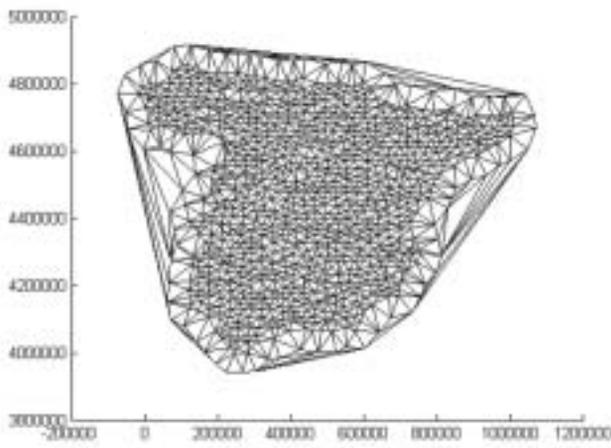


Figura 8.- Ruber-Sheeting

ED50-ETRS89 se ha obtenido por transformación lineal de los más cercanos. El propósito de estos “puntos virtuales” es evitar triángulos demasiado alargados cerca de la línea de la costa. Para cada triángulo así formado se ha calculado una transformación del tipo siguiente, no existiendo residuo alguno en esta transformación.

$$\begin{bmatrix} X_{ETRS89} \\ Y_{ETRS89} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mu_x \cos \alpha_x & \mu_y \cos \alpha_y \\ \mu_x \sin \alpha_x & \mu_y \cos \alpha_y \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_{ED50} \\ Y_{ED50} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \Delta x \\ \Delta y \end{bmatrix}$$

El modelo común mínimo cuadrático se ve ampliado a $Ax+s+n=K$, donde A es la matriz de diseño, x los parámetros, K los términos independientes, s representa la señal y n el ruido, estas últimas variables aleatorias.

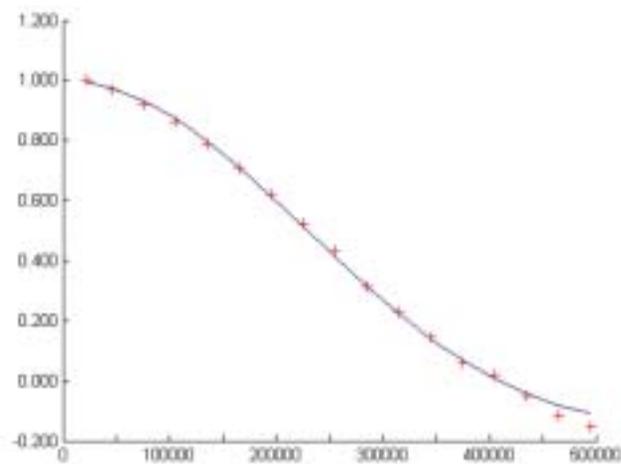


Figura 9.- Función covarianza de la longitud

La colocación mínimo cuadrática tiene por objeto la determinación de los parámetros x del ajuste, la eliminación del ruido mediante filtrado y el cálculo de la señal en otros puntos que no hayan intervenido en el ajuste, esto último es especialmente útil para nuestros propósitos. En nuestro caso Ax representa la fórmula de transformación conforme, s las distorsiones residuales y n el efecto de los errores de medida. Dado una serie de puntos n con señal conocida ($\Delta\lambda$ $\Delta\varphi$), es posible prede-

cir en un punto P los valores de señal $\Delta\lambda_P$ $\Delta\varphi_P$ mediante el siguiente algoritmo de predicción:

$$\Delta\lambda_P = C_I C_D^{-1} \Delta\lambda$$

con

$$C_I = (C(d_{p1}) \dots C(d_{pn}))$$

y

$$C_D = \begin{pmatrix} C(d_{11}) & C(d_{12}) & \dots & C(d_{1n}) \\ \vdots & & & \vdots \\ C(d_{n1}) & C(d_{n2}) & \dots & C(d_{nn}) \end{pmatrix}$$

donde C_D es la matriz covarianza de la señal más el ruido y C_I es la matriz covarianza de la señal entre el punto P y los restantes puntos, por último D_I corresponde a la distorsión de la red en los puntos conocidos.

$$\Delta\lambda = (\Delta\lambda_1 \quad \Delta\lambda_2 \quad \dots \quad \Delta\lambda_n)^T$$

La función covarianza C es determinada empíricamente y, como se puede ver en la figura 9 marcado con cruces, sigue aproximadamente una función Gaussiana. Sin embargo, se produce una covarianza negativa a partir de los 400 km, por lo que es más adecuado considerar la función covarianza de Reilly, que aunque toma valores negativos raramente se utiliza esa zona de la función.

$$C(s) = C_0 \left(1 - \frac{1}{2} (s/d)^2 \right) e^{-\frac{1}{2} (s/d)^2}$$

5. DETECCIÓN DE ERRORES

La distinción entre error y distorsión de la red no es algo trivial. Como regla general, se puede decir que es distorsión si los puntos del entorno de un vértice geodésico están afectados de un valor similar al punto que sea investigado. Como error se puede entender aquel cuyos valores distan mucho de los puntos de su entorno (*spikes*). Se han realizado muchos test empleando técnicas de tratamiento de imágenes sobre la malla creada, siendo los más significativos el *outlier index*, la *diferencia mediana* y las *diferencias de cuarto orden*. En la figura 10 se puede apreciar los test de diferencia mediana (verde) y outlier index superpuestos. Se puede comprobar que ambos test convergen para valores claramente anómalos, no siendo ninguno concluyente por sí solo pero sí complementarios.

El modelado de distorsión se configura como el mejor método para estimar las diferencias de datum en una red partiendo de un modelo creado a partir de un doble juego de coordenadas de menor densidad. Las distintas técnicas de creación de modelos de distorsión tienen resultados muy similares (González-Matesanz, 2003), tanto en la parte de ajuste a los puntos dato como en los puntos a estimar. El método elegido (MCS) permite un buen equilibrio entre estimación y extrapolación de valores;

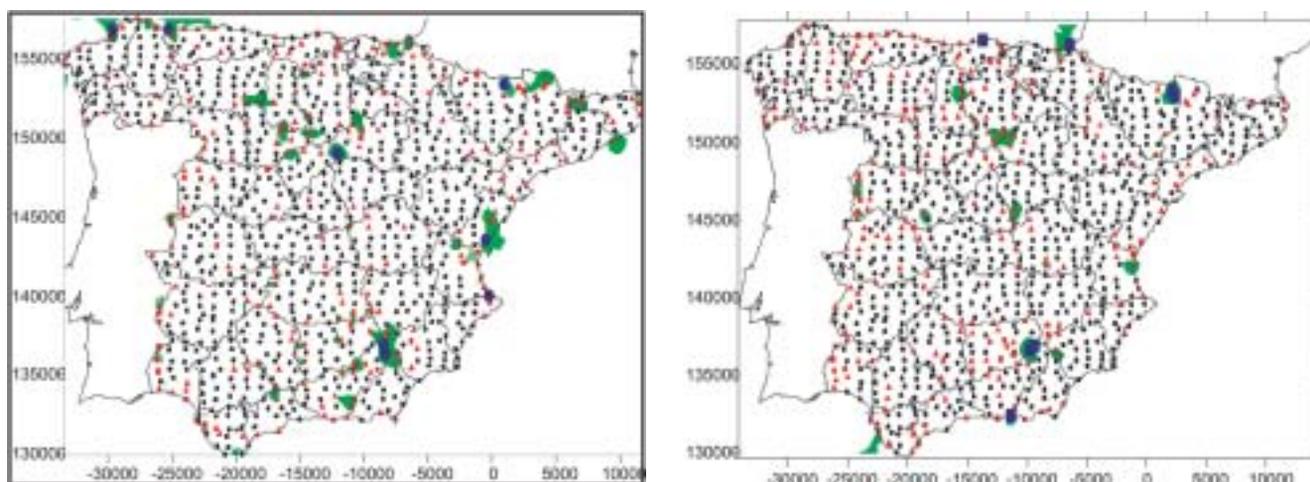


Figura 10.- Detección de errores grosos en longitud. A la derecha en latitud

sus resultados, mostrados en las tablas anteriores, para puntos totalmente independientes de los que han servido para crear el modelo, permiten transformar cualquier producto cartográfico o SIG con una calidad suficiente.

6. ZONAS EXTERNAS DE TEST

Para comprobar la bondad de las transformaciones con modelado de distorsión, se ha recalculado la red geodésica correspondiente a un conjunto de vértices en la zona de Castilla-La Mancha, empleando vértices REGENTE de coordenadas ETRS89, como ya se ha explicado, como puntos fuertemente constreñidos y añadiendo en el ajuste observaciones terrestres de la red de orden inferior (ROI) para unos 1.500 puntos. El resultado ha sido de nuevo un conjunto doble de coordenadas ETRS89 y ED50.

Las coordenadas ED50 de la base de datos para estos vértices se han transformado mediante mínima curvatura, colocación y rubber-sheeting (en todos los métodos se ha empleado únicamente los puntos de la figura 1 para generar el modelo de distorsión), los resultados se han comparado con las coordenadas ETRS89 del nuevo ajuste. En la figura 12 se pueden observar en azul los puntos cuyo residuo es inferior a 25 cm para mínima curvatura. Los puntos de mayor diferencia corresponden a

valores de frontera de límite provincial y está relacionado con el método de compensación por provincias de ED50.

7. CONCLUSIONES

Se han realizado distintos test, además de en las zonas indicadas anteriormente, en la Comunidad Valenciana (datos ICV) y Cataluña, mostrando resultados análogos y que permiten cifrar la bondad de la transformación mediante modelado de distorsión en aproximadamente 10-15 centímetros al 95% de fiabilidad. En resumidas cuentas, no existe forma de transformar una gran red de ámbito nacional mediante una transformación matemática simple, como 7 parámetros o polinomios; si deseamos aplicarla a escalas grandes existe una componente de distorsión difícil de absorber. La solución de modelado de distorsión, ya sea mínima curvatura, colocación o rubber-sheeting, es el método más adecuado, ya que estamos modelando los residuos de una primera transformación anterior conforme. Los tres métodos dan resultados excelentes, si bien mínima curvatura se adapta ligeramente mejor. El formato de rejilla NTV2, en el que finalmente se distribuye la transformación final,

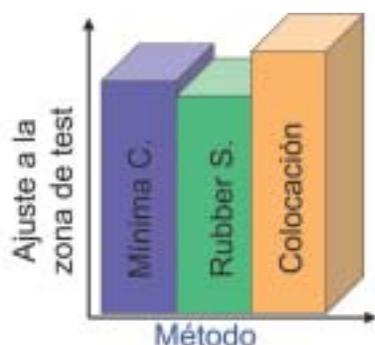


Figura 11.- Bondad de los distintos métodos

Estadísticas	MCS		LCS		RS	
	E TEST	N TEST	E TEST	N TEST	E TEST	N TEST
# puntos	1.400	1.400	1.400	1.400	1.395	1.395
Media	0,00	-0,01	0,01	0,02	0,00	-0,00
Std Dev	0,07	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
Max	0,24	0,19	0,24	0,22	0,23	0,22
Min	-0,25	-0,25	-0,24	-0,24	-0,24	-0,24
Rango	0,49	0,43	0,48	0,46	0,48	0,46
95%	0,13	0,11	0,10	0,10	0,10	0,09
99%	0,16	0,13	0,13	0,12	0,13	0,12

Tabla 3.- Test sobre puntos externos de los distintos modelos de distorsión: MCS (Superficies de mínima curvatura), LSC (Colocación mínimo cuadrática), RS (Rubber-sheeting). Test de Castilla la Mancha

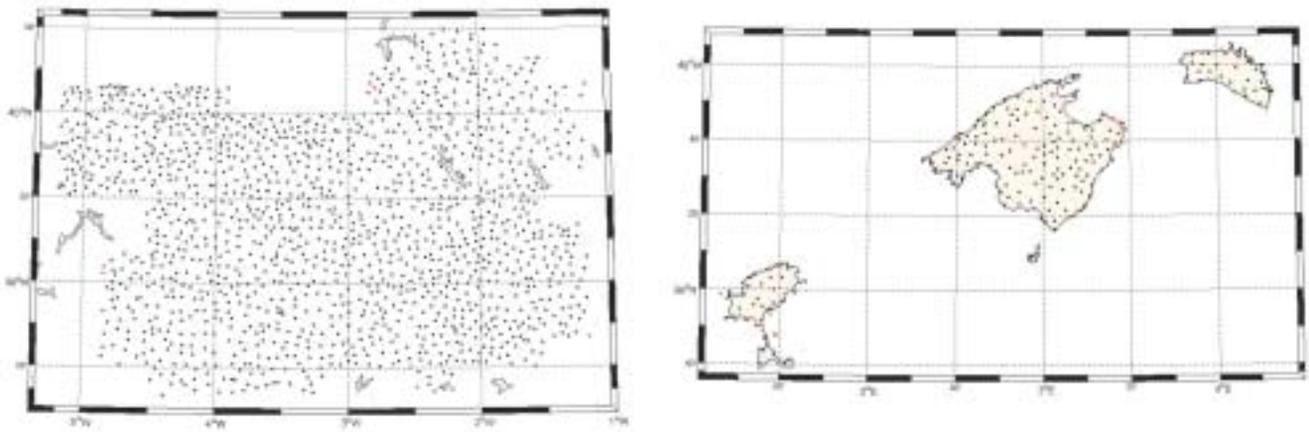


Figura 12.- Zonas de test

adoptado por australianos y canadienses, permite múltiples rejillas jerarquizadas, lo que hace posible ir añadiendo transformaciones más localizadas dentro de la rejilla principal, así como la indiscutible ventaja de estar implementado en multitud de softwares comerciales.

8. REFERENCIAS

- La Cartografía en siglo XXI (2000). VII Congreso Nacional de Topografía y Cartografía, pág. 34-40.
- Appelbaum L.T. Geodetic datum transformation by multiple regression equations (1982) Proceedings of the 3rd International Symposium on Satellite Doppler, New Mexico State University, Las Cruces, New Mexico, 207-203
- Ardizzone, J.A. Análisis de datos aeromagnéticos. Metodologías y aplicación al levantamiento aeromagnético de España peninsular (1998). Instituto Geográfico Nacional. Ministerio de Fomento. 228 pp
- Briggs, I.C. Machine contouring using minimum curvature (1974) Geophysics, 39-48
- Collier P, Argeseanu, V.S., Leahy F.J. Distorsion modelling and the transition to GDA94 (1998) The Australian surveyor 43-1. 29-40
- Collier, P. Reactions to the new geocentric datum of Australia (1997) The trans tasmanian surveyor. Vol11, 35-44
- Collier, P. Transition to the geocentric datum of Australia (1996) Consultants report to the office of surveyor general, Victoria 91 pp
- Dalda, A. DGPS y levantamientos topográficos. Su empleo en actualización del Mapa Topográfico Nacional (1997). Mapping n° 38.
- Dalda, A. Parámetros de transformación entre sistemas de referencia terrestre, (2000), Instituto Geográfico Nacional, reporte interno.
- Dewhurst, W.T. The application of minimum curvature-derived surfaces in the transform of positional data from the North American datum of 1927 to the North American Datum of 1983 (1990) NOAA Technical Memorandum 30 pp
- Draper, N.R. Smidth, H. Applied regression analysis (1981). Wiley
- Featherstone, W.E. A comparison of existin co-ordinate transformation models and parameters in Australia.
- García de Arango, A. Elasticidad teorica 2ª edición. Instituto Geográfico Nacional.
- González-Matesanz, F.J., Dalda-Mourón, A. Development of the ED50-ETRS89 transition. Euref Symposium. Ponta Delgada, Azores. 2002.
- González-Matesanz, F.J., Dalda-Mourón, A. Estrategias para la transición ED50-ETRS89. 3ª Asamblea Hispano-Portuguesa de Geodesia y Geofísica. 2002
- González-Matesanz, F.J., Quiros, R., Celada, J., Sobrino, J.A., Dalda, A. Predicción de diferencias entre ED50 y ETRS89. 4ª Asamblea Hispano Portuguesa de Geodesia y Geofísica. Figueira da Foz 2004
- González-Matesanz, F.J., Dalda-Mourón, A., Celada, J. ED50-ETRS89 Transition Models For The Spanish Geodetic Network. EUREF 2003 Symposium of the IAG Subcommittee for Europe (EUREF). Program and Abstracts. 2003
- González-Matesanz, F.J., Dalda-Mourón, A. Modelos de Transformación entre ED50 Y ETRS89. 5ª Setmana Geomàtica de Barcelona. Program and Abstracts. 2003
- González-Matesanz, F.J. Grid estimation. Application to datum distortion modelling. European Commission. Joint Research Centre. Institute for Environment and Sustainability. First Workshop on European Reference Grids. EuroGrid-2003
- Greaves, M., Cruddace, P. The adoption of ETRS89 as the National Mapping System for GB, via a Permanent GPS Network and Definitive Transformation. EUREF Symposium 2001.
- Lachapelle, G. Least Squares predictions of horizontal coordinate distorsions in Canada. Bulletin Geodesique 56 242-257
- Love, A.E.H. A treatise on the mathematiccal theory of elasticity. 4th. edition. Dover publications
- Moritz H. Advanced Physical Geodesy. Herbert Wichmann Verlag. Karlsruhe. 1980
- Peña, D. Estadística, modelos y métodos. 2. Modelos lineales y series temporales (1999) Alianza Universidad. 745 pp
- Regidor Gutierrez, J. El proyecto REGENTE (2000). VII Congreso Nacional de Topografía y Cartografía. 87-93. 2000.
- Saalfeld, A. A fast Rubber-Sheeting transformation using simplicial coordinates. The American Cartographer. Vol 12. 169-173. 1985
- Snyder, P.J. Computer Assisted Map Projection Research (1985) U.S Geological Survey. 157 pp
- Swain, C.J. A Fortran IV program for interpolating irregularly spaced data using the difference equations for minimum curvature. Computers & Geosciences. Vol 1 231-240.
- White, M.S., Griffin, P. Piecewise Linear Rubber-Sheet Map Transformation. The American Cartographer. Vol 12. 123-131. 1985 ■



•ANEBA Barcelona•
barcelona@aneba.com
Tel. (+34) 933 633 820
Fax. (+34) 933 633 821

•ANEBA Madrid•
madrid@aneba.com
Tel. (+34) 913 287 146
Fax. (+34) 913 287 147

POCKET CARTOMAP 4

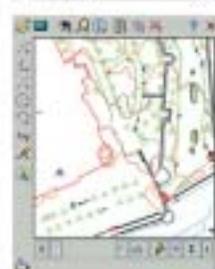
Pocket CARTOMAP ofrece una nueva dimensión para el trabajo en campo, proporcionando la información precisa y necesaria in situ para el desarrollo de las tareas de topografía, mejorando la velocidad e incrementando la calidad. Evita que se produzcan situaciones en las que las tomas de datos incompletas o con errores obliguen a posteriores trabajos adicionales y costosos.

Pocket CARTOMAP, para Windows CE y Pocket PC 2004, engloba todas las ventajas de las que dispone *CARTOMAP*, pudiendo conectarse a diferentes instrumentos (GPS, estaciones totales,...) ofreciendo la mejor solución en campo para Topografía, Ingeniería Civil y GIS, haciendo uso de la mejor interface de usuario para Pocket PC y Tablet PC.

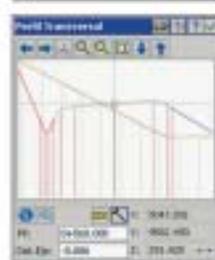
Pocket CARTOMAP está avalado por los catorce años de experiencia de ANEBA, fabricantes de *CARTOMAP*, que cuenta con miles de usuarios en todo el mundo, lo que refleja su sencilla utilización y la disponibilidad de las funcionalidades más avanzadas del mercado.



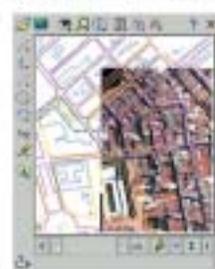
Adquisición de datos



Dibujo automático en campo.



Replanteo y control de calidad.



Consulta y actualización de GIS.



Captura de datos
Topografía analítica de campo
Modelo Digital del Terreno
Isolíneas
CAD 2D/3D
Croquis automático asociativo
Perfiles longitudinales
Perfiles transversales
Rasantes
Replanteo
Control de calidad
Secciones tipo
Shapefiles & ODBC
GIS
y mucho más...

Control Microgeodésico de Deformaciones en la Lonja de los Mercaderes de Valencia

Juan José Valero Fernández y Arantxa Tamarit Belenguer
ING. TÉCNICOS EN TOPOGRAFÍA

IV Premio San Isidoro 2004 2º Premio

Resumen

La Lonja de Mercaderes de Valencia es uno de los edificios góticos civiles más importantes de Europa. Fue declarada por la UNESCO Patrimonio de la Humanidad en 1996. La importancia de la conservación de edificios tan significativos, como lo es la Lonja de los Mercaderes de Valencia, pone de manifiesto la necesidad de los trabajos microgeodésicos de control de deformaciones. Con ellos se pretende llevar un seguimiento del movimiento estructural del edificio que permita detectar posibles degeneraciones de éste, ya sean de origen natural o debidas a causas externas.

En este artículo se expone el instrumental, la metodología de trabajo y los resultados obtenidos en la primera campaña de observación de los trabajos de control microgeodésico de deformaciones que pretenden llevarse a cabo en la Lonja de los mercaderes de Valencia.

I. INTRODUCCIÓN

En línea con los trabajos de rehabilitación que se están llevando a cabo en la Lonja de los Mercaderes de la ciudad de Valencia por parte del Ayuntamiento y el Forum UNESCO y al objeto de establecer un control periódico sobre el estado estructural del edificio, se implantó una red microgeodésica de alta precisión que se observó, ajustó y documentó, con la finalidad de que sirva de plataforma inicial o patrón para futuras campañas de seguimiento. En definitiva, se trata de poder evaluar, caso de que fuesen manifiestas, posibles degeneraciones estructurales ocasionadas tanto por el transcurso natural del tiempo como por causas externas, como ejecuciones de obras en entornos próximos, ya sean en superficie o subterráneas.

El trabajo se estructuró en dos partes, complementarias pero bien diferenciadas, según se tratase de plantear un control planimétrico o altimétrico. Previamente se diseñaron señales especiales, la mayoría de las cuales se implantaron con carácter permanente.

El control horizontal se orientó a un análisis dimensional relativo de las bóvedas del edificio, en las que se observan grietas, hecho que, entre otras cuestiones, justifica el estudio.

El control vertical, más ambicioso, requiere de puntos fundamentales externos y está muy condicionado por el arrastre de cota a través de la escalera que da acceso a la sala de bóvedas y la torre. Ello obliga a aplicar diversas metodologías, que deberán concatenarse al objeto de garantizar la precisión relativa entre los diferentes ámbitos de actuación, y así poder analizar su posible correlación futura en cuanto a movimientos verticales entre plantas se refiere.

En todo caso, se buscan precisiones submilimétricas en todos los procesos de observación, de modo que la metodología, instrumental y diseño de la red se adecuarán a tal propósito.

2. PLANTEAMIENTOS PREVIOS

2.1. Comprobación del instrumental

Antes de realizar cualquier trabajo es necesario comprobar el estado en que se encuentra el instrumental a utilizar, ya que de nada serviría disponer del instrumental adecuado para la precisión requerida si éste estuviese descorregido.

Las comprobaciones previas realizadas al instrumental en este trabajo han sido las siguientes:

2.1.1. Planimetría

Teodolito electrónico Wild T-2000

No se puede hablar de una calibración previa del aparato, pero sí de una comparación con un Wild T-2, aparato óptico de 1 cc de apreciación.

Para ello se realizó una observación por el método de vuelta de horizonte desde una misma estación con cada uno de los instrumentos. La diferencia entre ambos era de aproximadamente 5^{cc} en las lecturas más desfavorables.

En el T-2000, que presentaba buen estado de conservación y mantenimiento, los errores de colimación y eclímetro eran constantes (≈ 3 cc y ≈ 15 cc, respectivamente), lo que llevó a considerar apto el instrumento para el presente trabajo.

Miras horizontales de láminas invar

Al igual que en el caso anterior, se realizó una comparación de éstas. Para ello se escogieron dos miras de diferente fabricante, una de la casa Zeiss y la otra de la casa Kern. Se efectuó una medida entre las dos estaciones más alejadas (≈ 28 m), que posteriormente se fijaron como base de la red, obteniendo una diferencia de ± 1 mm en la medida de ésta. Esta diferencia no permite asegurar que, planimétricamente y en escala, éstas estén descorregidas, ni que dicha diferencia no esté causada por el error angular cometido en las observaciones, ya que un error en el ángulo de 1^{cc} en la medida de una distancia de 20 m da lugar a un error de ± 1 mm, no obstante proporciona alguna seguridad sobre la validez de las distancias obtenidas, lo que por otra parte no es problema al adoptar una de las miras como patrón de distancia para todas las campañas.

2.1.2. Altimetría

Comprobación del nivel

La comprobación del nivel se efectuó mediante la medición de un mismo desnivel por dos métodos diferentes. La diferencia entre ambos debe ser mínima y entrar en tolerancia.

Los métodos utilizados en la comprobación del nivel son: el del punto medio y el del punto externo.

El método del punto medio nos permite obtener desniveles libres de errores sistemáticos, tanto instrumentales como de refracción y esfericidad, lo que permite que pueda considerarse como desnivel de referencia. Una vez obtenido el desnivel patrón, o de referencia, obtendremos ese mismo desnivel, pero en este caso por el método del punto externo.

Durante el desarrollo de este trabajo se han realizado varias comprobaciones del nivel. Antes de empezar el trabajo, durante y al finalizar éste, al objeto de garantizar la precisión en los resultados.

Las diferencias entre desniveles en las comprobaciones realizadas al iniciar y finalizar los trabajos han sido de 0,490 mm y 0,510 mm.

Contraste de miras

Previamente a la salida a campo, se contrastaron, por comparación, ambas miras. A pesar de que lo ideal hubiera sido disponer del certificado de calibración de las miras en laboratorio, se optó por efectuar unos controles mínimos que no requieran material no disponible.

Contrastar las miras sirve para garantizar que utilizando miras en principio de idéntico modelo y características, deben obtenerse los mismos resultados, con un pequeño margen de error, el cual debe entrar en tolerancia. De lo contrario no serían aptas para el trabajo.

Para contrastar las miras se tomaron varias dobles lecturas a diferentes alturas de las miras. Ambas miras se colocaron sobre los mismos puntos. Para ello fue necesario el uso de zócalos.

La máxima discrepancia entre miras ha sido de una décima de milímetro.

A pesar de que el condicionante técnico del trabajo es que el error cometido en la obtención de las cotas esté por debajo del milímetro, lo cual se considera factible, se ha tomado la precaución de establecer un orden o criterio lógico en la alternancia de las miras durante la observación.

2.2. Señalización

Los puntos testigo de control, adecuadamente situados sobre la parte interna del muro y claves de las bóvedas, van a ser los que ayuden a determinar las deformaciones o desplazamientos producidos, a partir de aquellos que se seleccionen de referencia que, siendo teóricamente fijos, van a permitir constatar las previsibles variaciones de coordenadas de los primeros.

A la hora de diseñar la señalización a utilizar, se tuvo en cuenta que ésta cumpliera los siguientes requisitos:

- Estabilidad dimensional y buena geometría para las piezas de puntería
- Estabilidad del material de dichas piezas
- Estabilidad del lugar en el que se ubiquen las señales
- Facilidad de localización
- Facilidad de observación
- Materialización del punto de forma adecuada, fina, precisa e inequívoca

El estricto cumplimiento de todos estos requisitos para un punto va a garantizar el "verdadero" valor de sus coordenadas. Ese "verdadero" valor es el atribuido al punto en un determinado momento, como consecuencia de una campaña de observación, cálculo y ajuste determinado, puesto que en topografía, o en cualquier técnica de medición, el valor

exacto no se conoce nunca, sólo se conocen valores con una determinada precisión y para un grado de fiabilidad concreta. Además, en este caso se deberá tener en cuenta la variable tiempo, considerando, por tanto, precisión, fiabilidad y campaña correspondiente.

El tipo de señalización empleada varía según el tipo de control a realizar: planimétrico o altimétrico.

2.2.1. Señalización utilizada en la planimetría

En esta parte del trabajo se han adoptado dos tipos de señales: fijas y temporales o acoplables. Las señales acoplables se han situado en aquellas claves en las que, además de visar al punto desde otra clave, se estaciona sobre centrado forzoso.

Las señales fijas se situaron en el resto de puntos a visar. Siguiendo las directrices establecidas para este tipo de trabajos, se procedió a la señalización buscando, en la medida de lo posible y debido a las dificultades que presentaba la zona de trabajo (fotografía 1), que fuera lo más homogénea posible. Para ello había que asegurar la mayor intervisibilidad y, por tanto, redundancia entre los puntos.



Fotografía 1

Todas las señales de puntería han sido especialmente diseñadas para este trabajo.



Fotografía 2

Se trata de señales de latón, a las que se les ha pintado la parte superior de color rojo, permitiendo una mejor visibilidad de éstas en la observación al disponer del fondo blanco del protector de la señal. Las señales que corresponden a los puntos de estación están encajadas en centrados forzosos, mientras que el resto de señales van roscadas y solidarias a piezas de nylon (fotografía 2) ancladas.

Para una mejor conservación y mayor contraste de las señales, a todas ellas, se les ha colocado una funda rígida de color blanco.



Las señales de puntería utilizadas se pueden diferenciar según su diseño y numeración en:

- *Puntos de estación:* Denominados como 2_ _ . Éstos son a su vez puntos de estación y puntos a visar. Siendo, por ello, la señal de puntería extraíble del centrado forzoso:



- *Puntos a visar:* Denominados como _ _ .

Distinguimos entre:

Puntos situados en las claves de las bóvedas:



La suma de todo aquello que ha estado esperando.
Presentamos la Estación total Trimble S6.



El aumento de la demanda profesional sobre los topógrafos y las exigencias de calidad y tiempo a las que están sometidos son mayores que nunca. Por lo tanto, cuando usted nos pidió un mejor rendimiento, una precisión mejorada y una extrema versatilidad, le escuchamos. La Trimble S6 representa un paso gigante en la tecnología topográfica.

Para ofrecerle unas funciones mejoradas y más dinámicas, la Trimble S6 contiene los últimos avances técnicos. Con la nueva tecnología servo MagDrive, la Trimble S6 realiza silenciosamente cualquier puntería angular en menos de 3 segundos. SurePoint asegura de forma automática la precisión al corregir la puntería y las mediciones incluso en las condiciones más difíciles. Con MultiTrack usted puede elegir el modo de objetivo, activo o pasivo, según sus necesidades.

SIN CABLES

Evite tener que transportar o conectar baterías externas. Comunicación mediante radios integradas y sin necesidad de licencia de uso.

MAGDRIVE™

Silencioso, el control directo electromagnético de los servos proporciona una velocidad y precisión inigualables.

MULTITRACK™

Combina el seguimiento de prismas pasivos con la identificación ID de objetivos activos ofreciendo una flexibilidad y rendimiento excepcionales.

SUREPOINT™

La corrección automática de puntería asegura mediciones con la máxima precisión incluso en condiciones difíciles.

Experimente ahora la nueva Trimble S6.
www.trimble.com/thesum



Trimble Ibérica
Via Dos Castillas, 33 ATICA
Ed. 6 Planta 3
28224 Pozuelo de Alarcón (Madrid)
Tel. 91 351 0100
Fax. 91 351 3443
www.trimble.es

Puntos situados en intramuros:



Fotografía 3



Fotografía 4

2.2.2. Señalización utilizada en altimetría

Los puntos a nivelar están situados tanto en la calle como en el propio edificio, a excepción de las señales para intramuros y claves, ambas comentadas con anterioridad.

Para el resto de puntos que intervienen en el control altimétrico del edificio se ha optado por una señalización en dos piezas. Una de ellas dispone de un vástago acoplable en la otra, permanente, a implantar sobre lugares óptimos en cuanto a perdurabilidad y situación estratégica para un diseño homogéneo de la red.

Según lo comentado, se puede considerar que este tipo de señales de nivelación consisten en un único macho que encaja en todos y cada uno de los cilindros instalados, mediante taladro y resina epoxi, generalmente sobre fachadas y evitando su proximidad al suelo para una mejor conservación.

La pieza macho (en adelante, bola-vástago) consiste en un vástago con una esfera. El centro de la forma esférica coincide con la prolongación del eje del vástago al estar ambos torneados al mismo tiempo:



Se optó por este tipo de señalización por la discreción que presenta una vez retirada la bola-vástago.

Este tipo de señal (bola-vástago) ha sido la utilizada en los puntos de la nivelación exterior; de la escalera de caracol de la Lonja, así como en los puntos situados tanto en los muros exteriores de las fachadas como en los interiores de la torre.

En estos casos la mira se apoya sobre la bola previamente instalada (fotografía 3).

En el caso de la nivelación de las claves de las bóvedas, la mira se apoya sobre las señales utilizadas para el control planimétrico (fotografía 4), las cuales ya se han descrito con anterioridad.

A pesar de haberse dicho que una buena señalización debe localizarse fácilmente, para este trabajo es conveniente que ésta pase desapercibida, fundamentalmente por dos motivos:

- Para una buena conservación. Se trata de puntos que han de medirse en futuras campañas
- Por tratarse de un edificio declarado Patrimonio de la Humanidad, el aspecto de ésta no puede verse alterado por la realización de cualquier tipo de trabajo que ocasione algún deterioro, por mínimo que éste sea.

Para la perfecta localización de los puntos señalizados se han realizado las pertinentes reseñas de éstos.

3. ESTRUCTURA DE TRABAJO

El objetivo del presente trabajo es dotar de coordenadas a puntos singulares de la estructura del edificio. Éstos servirán de referencia en campañas posteriores, permitiendo así llevar un seguimiento de los posibles desplazamientos estructurales del edificio.

El trabajo realizado se ha estructurado en dos partes diferenciadas: altimetría y planimetría.

3.1. Altimetría

Se han realizado una serie de nivelaciones, previamente señalizadas, que permitan el control del posible movimiento estructural del edificio debido a causas endógenas o exógenas.

Asimismo, las nivelaciones llevadas a cabo permiten realizar un seguimiento del movimiento vertical relativo entre estructuras.

Las observaciones han sido realizadas con un nivel provisto de placa plano-paralela y con miras de láminas invar. El ajuste de las observaciones se ha realizado mediante el método de mínimos cuadrados y estimación robusta.

La red de puntos para el seguimiento estructural ha sido diseñada de forma que permita establecer un buen control sobre el posible desplazamiento estructural del edificio en su conjunto, estableciendo para ello una red de nivelación externa, o absoluta, lo suficientemente alejada del

edificio, así como otra serie de redes de nivelación internas para el control altimétrico de toda la estructura.

Para ello ha sido necesaria la planificación y señalización, como se verá más adelante, de una serie de diferentes tipos de redes de nivelación, teniendo en cuenta los diferentes planos de comparación existentes y las diferentes condiciones de trabajo y precisión requerida en cada una de ellas:

- Planta del edificio y calles próximas
- Sala de bóvedas del edificio
- Terraza de la torre del edificio.

3.2. Planimetría

Se han determinado las coordenadas planimétricas de los puntos situados tanto en las claves de las bóvedas como en los intramuros de la sala de bóvedas, puntos previamente señalizados, posibilitando el futuro control del movimiento relativo entre éstos.

Las observaciones han sido realizadas desde centrados forzosos, situados sobre algunas de las claves de las bóvedas, a punterías especiales situadas sobre todas y cada una de las claves, así como a las señales situadas en los intramuros. Para ello se ha utilizado un teodolito de 1cc de apreciación.

El ajuste de las observaciones, al igual que en el caso anterior, se ha realizado mediante el método de mínimos cuadrados y estimación robusta.

4. METODOLOGÍA DE TRABAJO

4.1. Consideraciones generales sobre métodos de trabajo y ajustes utilizados

Las características del presente trabajo obligan a la selección de los métodos de observación y cálculo más adecuados para llevarlo a cabo, así como para la optimización de los resultados.

Para la determinación de las coordenadas mediante ajuste se ha optado por la aplicación del mejor método posible para la obtención de éstas, Mínimos Cuadrados (MMCC).

En este caso, para la detección y aislamiento de errores groseros cometidos en las observaciones, debido al gran número de éstas y a la limitación de MMCC para tratar los datos como independientes, se optó por la depuración de éstos mediante diferentes métodos de estimación robusta: Mínima Norma L_1 , Mínima Norma L_p y Estimador de Huber.

4.2. Planimetría

4.2.1. Observación angular

La metodología de observación debe permitir obtener observaciones precisas libres de sistematismos, la mayoría de los cuales se eliminan mediante la aplicación de la regla de Bessel.

La elección de una u otra metodología responde a una serie de ventajas e inconvenientes entre los métodos, en este caso la escogida fue la de Vuelta de Horizonte porque, por un lado, ofrece un equilibrio entre rapidez y precisión y aunque éste procedimiento tiene el inconveniente de no eliminar los efectos de torsión del elemento sustentador, en este caso los centrados forzosos solidarios a las claves de las bóvedas (fotografía 5) no propician dicho error.



Aunque se debe tomar la precaución de observar de forma sistemática, empleando el mínimo tiempo de observación en cada vértice, en general superior a una hora.

Fotografía 5

4.2.2. Medida de distancias

En este caso, al igual que en el anterior y con el fin de obtener la mayor precisión y rigurosidad en las observaciones, se obtuvieron tres distancias mediante el empleo del método Hansen, evitando en todo momento la manipulación de la estadía horizontal con el objetivo de obtener una mejor precisión en las distancias a calcular.

Durante la observación angular también se llevó a cabo la medida de ángulos acimutales a la estadía horizontal para poder obtener la medida indirecta de distancias.

4.2.3. Cálculos

Una vez finalizado el trabajo de campo se iniciaron los trabajos de gabinete, los cuales constaron de dos fases:

1. Cálculo de distancias y promedios de las lecturas angulares
2. Ajuste y obtención de coordenadas y su precisión.

4.2.3.1. Cálculo de distancias y promedios de las lecturas angulares

Una vez finalizada la observación con el teodolito electrónico y las estadias invar horizontales, se llevó a cabo la obtención de los promedios de cada una de las lecturas angulares realizadas, para así, junto con la desorientación (θ_0) de cada estación, obtener el acimut de cada uno de los puntos visados:

$$\theta_1^i = \theta_{0i} + LH_1^i$$

Azimut que se utilizará posteriormente en el ajuste, junto con las coordenadas aproximadas de cada punto, previamente establecidas.

La obtención de distancias se realizó mediante el empleo del Método de Hansen.

4.2.3.2. Ajuste y obtención de coordenadas y su precisión

En todos los casos se ha ajustado utilizando el método de Mínimos Cuadrados junto con los métodos de estimación robusta.

Todos los puntos situados en las claves de las bóvedas, así como los de intramuros, están convenientemente redundados para su ajuste (mínimo 4 observaciones), con el fin de garantizar la precisión requerida en la determinación de sus coordenadas.

Al igual que en altimetría, se ha aplicado el método de Observaciones Indirectas de MMCC para el ajuste de nuestras incógnitas, que en este caso son las coordenadas planimétricas (X , Y) de los puntos.

Debido a la imposibilidad de dotar, de forma precisa, de coordenadas absolutas a estos puntos y ya que el fin buscado era el futuro control del movimiento relativo entre éstos, se estableció un marco de referencia particular para esta campaña.

Se ha aplicado un mínimo constreñimiento a ésta, entendiendo como mínimo constreñimiento el establecer:

- Orientación
- Escala (a partir de una base medida)
- Origen X
- Origen Y

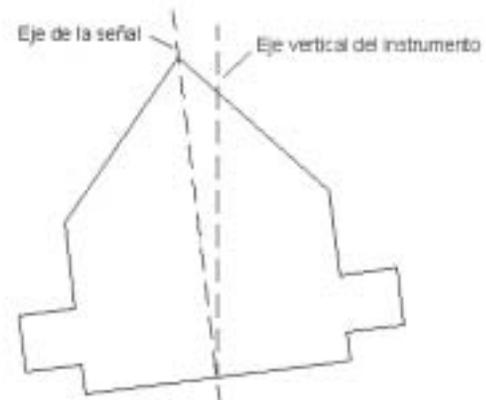
Se han tomado dos puntos fijos como base del trabajo. Las coordenadas asignadas a estos son:

$$\begin{aligned} &(100; 100) \\ &(100; 128,5532) \end{aligned}$$

Previamente al ajuste, se cuestionó la posible falta de coincidencia entre la vertical del aparato y la de la señal en aquellos puntos en los que se hizo estación, pudiendo afectar a la precisión del trabajo. Por ello, un

mismo punto se nombró de forma distinta, según se observase desde o al punto, considerando de este modo la posible falta de coincidencia entre los ejes considerados.

Esto es debido a la imposibilidad de una perfecta horizontalidad del centrado forzoso, a la geometría de la señal, que en cualquier caso ha sido acoplada siempre del mismo modo, así como la incertidumbre de realizar el centrado al estacionar siempre sobre el mismo eje. A pesar de que los centrados forzosos fueron nivelados al anclarse, el hecho de no estar pulida la parte central de la cara superior, donde apoya la señal extraíble de puntería, no garantiza la verticalidad de dicha pieza una vez instalada:



Para ver si la no coincidencia era manifiesta y valorarla, se realizó un ajuste diferenciando en un mismo punto entre:

- Coordenadas puntos estación (punto intersección del eje secundario o de muñones y el del objetivo, el cual pertenecerá, a su vez, al eje principal del instrumento)
- Coordenadas señal (punta de la señal).

Con lo planteado se tiene la posibilidad de realizar varios ajustes, según se considere:

- Que el eje de la señal y aparato, en centrado forzoso, sean coincidentes o no.
- Que intervengan en el ajuste, además de la base fija, dos bases medidas.

Por tanto, se plantean los siguientes casos y los resultados obtenidos.

Caso I

Eje de la señal y del aparato se consideran distintos. Se introduce en el ajuste una base fija, la cual no genera ecuación;

Al tener sólo ecuaciones de dirección, se ha dado a todas ellas peso unidad; $p=1$.

En este caso se ha obtenido un estimador de la desviación típica de la medida de peso unidad *a posteriori* de $s_0 = 10^{cc}, 1258$.

Éste indica el error cometido en las observaciones angulares acimutales.

Caso II

Eje de la señal y del aparato se consideran coincidentes. Se introduce en el ajuste una base fija, la cual no genera ecuación.

Este caso es similar al anterior, diferenciándose tan solo en el número de incógnitas a resolver, siendo menor en el presente caso.

El resultado para el estimador de la desviación típica *a posteriori* es $\sigma_0 = 16^{cc},1744$, siendo éste el error cometido en las observaciones angulares acimutales.

El hecho de que se haya obtenido una desviación típica de la medida de peso unidad mayor que en el caso anterior, habiendo ponderado del mismo modo en ambos casos, indica que existe una falta de coincidencia entre el eje de la señal y el de la estación en aquellos puntos en los que se dispone de centrado forzoso, ya que al no distinguir entre ambos se está tomando como incógnita el punto medio de éstos.

Caso III

Eje de la señal y del aparato se consideran distintos. Se introduce en el ajuste, además de la base fija, otras dos bases medidas (a ajustar).

En este caso, debido a que se tienen diferentes tipos de observaciones, los pesos serán:

$$\text{Ecuaciones de dirección; } p = \frac{1}{\sigma^2}$$

Tomando como desviación típica $\sigma \approx 10^{cc}$ la obtenida en el primer ajuste (que puede servirnos de estimación). Para el caso de las ecuaciones de distancia:

$$\text{Ecuaciones de distancia; } p = \frac{1}{\sigma^2}$$

Tomando como desviación típica $\sigma \approx 1 \text{ mm}$, que puede considerarse una aceptable estimación, al ser próxima a la diferencia entre las medidas efectuadas para una misma distancia.

Tras el ajuste se obtuvo: $\sigma_0 = 1,0016$

Puesto que se ha ponderado dando peso diferente a las observaciones angulares y a las de distancia, inversa de la varianza, la desviación típica obtenida tras el ajuste ha de ser próxima a uno.

Considerando esto, la desviación obtenida es buena, lo que indica que tanto los observables como consiguientemente los resultados obtenidos, están dentro de las precisiones inicialmente previstas.

Caso IV

Eje de la señal y del aparato se consideran coincidentes. Se introduce en el ajuste, además de la base fija, otras dos bases medidas (a ajustar).

La diferencia es que en este caso se tienen más observables y menos incógnitas que en el anterior, obteniendo: $\sigma_0 = 1,6027$

Al igual que en los ajustes realizados introduciendo únicamente la base fija, la desviación típica obtenida en el caso de considerar coincidentes el eje de la señal y del aparato, es mayor que si se hace distinción entre ellos, lo que confirma la falta de coincidencia entre ambos ejes.

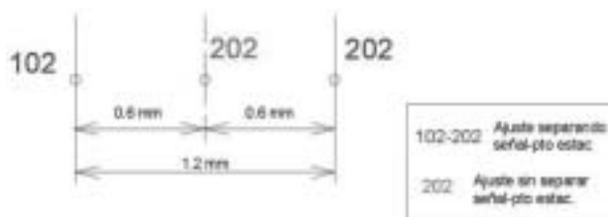
A pesar de no ser próxima a uno, la desviación típica obtenida se puede considerar como aceptable, ya que entra dentro del rango de tolerancia preestablecido para este tipo de controles.

4.2.4. Conclusiones

Como se puede observar con los resultados obtenidos tras los ajustes en mínimo constreñimiento de la red, el hecho de considerar los ejes verticales de señal y aparato distintos o coincidentes desembocará en una diferencia de 6^{cc} en las desviaciones típicas, que expresado en milímetros resulta:

Caso	Difer. Media (mm)		Dif. Máx (mm)	
	X	Y	X	Y
I-II	0,15	0,25	0,4	0,6
III-IV	0,15	0,2	0,4	0,6

Cabe destacar que en ambos casos expuestos la diferencia de coordenadas entre puntos es la existente entre cada uno de los puntos y el punto medio de ambos, punto tomado en caso de no hacer dicha distinción:



A la hora de considerar uno de los cuatro ajustes como óptimo y definitivo, se han analizado las discrepancias calculadas.

A pesar de que si se introducen en el ajuste todas las bases medidas éste empeora, no se considera razonable prescindir de dichos observables, ya que sus residuos correspondientes indican que se encuentran dentro de las tolerancias o precisiones establecidas inicialmente, es decir, son aceptables.

Por tanto, se recomienda tomar como referencia, para el contraste de coordenadas en futuras campañas, el ajuste en el que no se distingue entre señal y estación para un mismo punto y en el que además se han introducido las distancias, es decir, el caso IV.

4.3. Altimetría

4.3.1. Procedimiento seguido en la nivelación

Como ya se ha comentado, con este trabajo se pretende hacer un seguimiento altimétrico de puntos significativos de la estructura del edifi-

cio, como son los muros que conforman las fachadas de éste, las columnas del Salón Columnario, las claves de las bóvedas de dicho salón y los muros de la torre.

Estos puntos significativos se encuentran en los diferentes planos de comparación ya comentados:

- Planta del edificio y calles próximas
- Sala de bóvedas
- Terraza de la torre

y para los que se han establecido diferentes redes de nivelación:

Red fundamental o de 1^{er} orden

Para el seguimiento del edificio se ha creado una red de nivelación, formada por itinerarios que a su vez forman anillos, los cuales están subordinados entre sí.

Los puntos que conforman esta red están situados en plazas, edificios y calles adyacentes a la Lonja, así como en las fachadas y puertas de acceso al Salón Columnario.

Para observar la red altimétrica se ha realizado una nivelación geométrica compuesta y sencilla, por el método del punto medio, partiendo de una cota arbitraria.

La presente red integra un punto al pie de la escalera, que será el origen del primer ramal de la red de 2^o orden.

En este caso se partió de una cota arbitraria ($Z_A = 10$ m), debido a que el propósito del trabajo no es dotar de cota absoluta a los puntos de control, sino de establecer un patrón local para un seguimiento posterior:

Red de 2^o orden

Para arrastrar la cota hasta las claves de las bóvedas y los puntos exteriores de la torre, debido a la precisión exigida, ha sido imprescindible realizar una nivelación doble, de ida y vuelta, a través de la escalera de caracol. Escalera que da acceso a estos lugares:



Con el fin de minimizar la acumulación de error en la obtención de las cotas de estos puntos, se dividió la escalera en dos itinerarios:

- *Ramal_1*: Comprendido entre el primer punto de inicio de la escalera, perteneciente a la red fundamental, y el punto de nivelación situado en un pilar junto a las bóvedas y próximo a la escalera.
- *Ramal_2*: Comprendido entre el punto situado en el escalón próximo a la puerta de acceso al tejado y el punto de nivelación situado en un escalón próximo a la puerta de salida al exterior de la terraza de la torre.

Este ajuste permite dar cota a los puntos de intramuros en la terraza de la torre, partiendo de un punto de cota conocida.

Red de 3^{er} orden

Para poder dar cota tanto a las claves de las bóvedas como a los puntos de los muros situados en esta zona del edificio, se han realizado dos métodos de nivelación diferentes.

El arrastre de cota desde el punto situado en un pilar junto a las bóvedas hasta dos de las claves de las bóvedas se ha realizado mediante una nivelación geométrica sencilla:



Mientras que para el arrastre de dichas cotas al resto de las claves se ha realizado una nivelación trigonométrica. A pesar de ser este último un método de nivelación menos preciso, se optó por él con el fin de evitar el posible deterioro de las señales de puntería que se pudiera ocasionar al apoyar la mira, así como por ser inviable una nivelación geométrica en la mayor parte de las señales, debido a la escasa altura de la cubierta en determinadas zonas.

La medición de las alturas del instrumento con un flexómetro hubiera restado precisión al trabajo, con lo que se incluirán como incógnitas en el ajuste.

La altura de la señal no fue incógnita, debido a que se enrasó cada una de las lecturas sobre la parte superior de ésta.

En este ajuste se partió de dos puntos de cota conocida, la cual se obtuvo mediante el arrastre de cota a dichos puntos, lo que dio la posibilidad de realizar dos ajustes, tomando como fijos uno o los dos puntos, dando lugar, en este último caso, a un mayor constreñimiento de la red.

Densificaciones

Hay diversas densificaciones de las redes de nivelación:

- *Salón Columnario, densificación de la Red fundamental o de primer orden:* Los desniveles de las columnas del Salón Columnario se han obtenido a partir de las señales M y N, pertenecientes a la red de 1^{er} orden.

Desde cada una de las estaciones realizadas para la nivelación de las columnas se ha visado de espaldas a ambos puntos M y N.

Con las niveladas de frente a cada columna se obtuvieron un total de cuatro cotas (dos desde N y otras dos desde M, puesto que se ha tomado lectura a ambas escalas; principal y secundaria) para cada una de ellas, siendo éstas muy similares (la diferencia de cada par de cotas debía de estar por debajo del milímetro), tomando como cota definitiva del punto la media aritmética de éstas.

Ante la inviabilidad de señalización alguna de las columnas, para su nivelación la mira se ha apoyado tangencialmente sobre uno de los baquetones que adornan la columna:



La obtención de desniveles se ha realizado mediante una nivelación geométrica sencilla. Siendo ésta simple y compuesta (mira de espaldas sobre zócalo con cota arrastrada desde M o N) según las condiciones de visibilidad a los tres puntos requeridos: de frente, a la columna correspondiente y de espaldas a M y a N.



- *Terraza de la Torre, densificación de la Red de 2º orden:* En este caso el procedimiento seguido en la nivelación de los puntos en la terraza de

la torre ha sido el mismo que el utilizado en la nivelación de las columnas del Salón Columnario. A diferencia de éste, los desniveles han sido obtenidos partiendo de un único punto, perteneciente al Ramal_2 de la Red de 2º orden.

Los desniveles se han obtenido por nivelación geométrica sencilla, siendo ésta simple dada la buena visibilidad a los puntos.



También hay que destacar que, a diferencia del caso anterior, ha sido posible la señalización en intramuros por medio del sistema ya comentado bola-vástago.

4.3.2. Cálculos

Una vez finalizado el trabajo de campo, el trabajo de gabinete se dividió en dos fases:

1. Cálculo de desniveles
2. Ajuste. Obtención de cotas y precisión.

4.3.2.1. Cálculo de desniveles

Como en cualquier nivelación geométrica, los desniveles existentes entre puntos se han obtenido por diferencia de lecturas.

Puesto que las miras invar van provistas de dos escalas, principal y secundaria, decaladas entre sí, se tomaron lecturas a ambas escalas en todos y cada uno de los puntos visados, obteniendo, de este modo, dos desniveles de cada tramo nivelado. Esto confiere al trabajo una mayor precisión, además de la posibilidad de detectar posibles errores en la nivelación, mediante la comprobación de la constante para la mira entre ambas escalas ($296,260 \pm 0,01$) dada por el fabricante.

La obtención de la cota mediante doble nivelación simple se ha realizado únicamente en aquellos puntos de nivelación en los que la precisión requerida lo permitía, es decir, en las densificaciones de las redes de 1^{er} y 2º orden.

A pesar de la no realización de ajuste alguno, en estos casos la precisión de las cotas calculadas está garantizada, puesto que cada punto dispone de comprobación al ser nivelado dos veces, habiéndose tomado en cada nivelada lectura a ambas escalas de la mira, principal y secundaria.

4.3.2.2. Ajuste. Obtención de cotas y precisión

Al igual que en el caso de la planimetría, también se realizaron los ajustes por MMCC y con la ayuda de los métodos robustos. El método ha sido, al igual que en planimetría, por observaciones indirectas.

Se han realizado varios ajustes. La posibilidad de realizar un único ajuste fue descartada, debido a la diferente naturaleza de cada una de las redes de nivelación consideradas. Por ello, se han realizado ajustes independientes atendiendo a los órdenes establecidos para cada una de las redes de nivelación:

En cada uno de estos ajustes se ha partido de una cota conocida, bien obtenida en un ajuste anterior o bien, como es el caso del primer ajuste, de una cota arbitraria dada a un punto.

Destacar que en este caso el peso a utilizar varía en función del tipo de punto o nivelación:

- *Puntos exteriores*: $P = \frac{1}{D_r \text{ (Km)}}$
obteniendo tras el ajuste el error kilométrico.

- Resto de ajustes realizados: Se ha dado a todas las observaciones el mismo peso; éste ha sido $P = 1$, obteniendo tras el ajuste el error para el observable o medida de peso unidad.

4.3.3. Conclusiones

Una vez obtenidas las cotas de los puntos nivelados, queda por comprobar que los resultados obtenidos entran en tolerancia, para poder considerar apto el trabajo realizado. Para ello el error cometido en la obtención de las coordenadas finales debe estar por debajo del milímetro.

La desviación típica obtenida tras el ajuste es la que nos indica la precisión alcanzada en el trabajo. Ésta debe ser próxima al error *a priori* previamente obtenido.

A continuación se muestran los resultados obtenidos en cada una de las redes de nivelación anteriormente citadas:

Nivelación	Error <i>a priori</i>	Error <i>a posteriori</i>
Red 1 Orden	1,04 mm/km	1,44 mm/km
Red 2 Ord. (R_1)	0,1 mm	0,1 mm
Red 2 Ord. (R_2)	0,07 mm	0,09 mm
Red 3 Orden	0,21 mm	0,34 mm

Nivelación Geométrica

- *Nivelación exterior (Red 1^{er} Orden)*:

A pesar de ser el error *a posteriori* mayor que el error *a priori*, que se puede considerar como orientativo, el trabajo realizado se puede

considerar de alta precisión, ya que, atendiendo a lo establecido por la Asociación Geodésica Internacional en la conferencia celebrada en Hamburgo en 1912, el error cometido en la ejecución de ésta debe ser menor de 1,5 mm/km.

Debe tenerse en cuenta que el error *a priori* es un error teórico y orientativo. Para su cálculo no se han tenido en cuenta las complicaciones y limitaciones de tener que realizar una nivelación en plena calle del centro de Valencia. Por ello no se considera relevante la diferencia obtenida entre los errores *a priori* y *a posteriori*.

Por otra parte, la máxima desviación en la obtención de las cotas ha sido de 0,55 mm, lo cual implica que, al estar por debajo del milímetro, se considere apto el trabajo.

- *Nivelación escalera de caracol (Red 2^o Orden)*:

La precisión obtenida en la nivelación de la escalera de caracol ha sido en el segundo tramo menor que la esperada, debido a las dificultades que presenta nivelar a tan corta distancia, dificultades no contempladas en las fórmulas empíricas para la obtención del error *a priori*.

De todos modos, la precisión alcanzada es apta para este tipo de trabajo, atendiendo a las exigencias de la Dirección facultativa.

Nivelación Trigonométrica (Red 3^{er} Orden)

Puesto que las desviaciones de ambos ajustes difieren en la décima de micra, diferencia insignificante incluso para este tipo de trabajo, y puesto que no hay razón alguna para desechar observación alguna, se tomó como ajuste aquel en el que se parte de dos puntos fijos conjuntamente.

La diferencia entre ambos está causada por el posible error cometido en la medición angular cenital, por tratarse del único error accidental posible a cometer en el tipo de observación realizada.

Densificaciones

En este caso, a pesar de la no realización de ajuste alguno, los métodos seguidos para la nivelación, anteriormente comentados, garantizan la comprobación y, por tanto, la precisión en las cotas obtenidas.

5. RESULTADOS OBTENIDOS

5.1. Planimetría

A continuación se muestran los resultados obtenidos tras el ajuste del caso IV, que, como ya se ha comentado con anterioridad, son los que se tomarán como referencia en trabajos posteriores.

Puntos fijos: 202 y 214, cuyas coordenadas son:

$$\begin{aligned} X_{202} &= 100 \text{ m} & X_{214} &= 100 \text{ m} \\ Y_{202} &= 100 \text{ m} & Y_{214} &= 128,5932 \text{ m} \end{aligned}$$

Punto	X (m)	σ (mm)	Y (m)	σ (mm)
201	92,8754	$\pm 0,2$	100,0411	$\pm 0,1$
203	107,1846	$\pm 0,2$	100,017	$\pm 0,1$
4	92,8858	$\pm 0,2$	107,1649	$\pm 0,3$
5	100,067	$\pm 0,1$	107,1296	$\pm 0,7$
6	107,2014	$\pm 0,2$	107,1262	$\pm 0,3$
207	92,8108	$\pm 0,1$	114,3305	$\pm 0,2$
208	100,0289	$\pm 0,1$	114,3021	$\pm 0,2$
209	107,243	$\pm 0,1$	114,2574	$\pm 0,2$
210	92,8361	$\pm 0,2$	121,4954	$\pm 0,2$
11	100,098	$\pm 0,1$	121,4271	$\pm 0,2$
212	107,2511	$\pm 0,2$	121,409	$\pm 0,2$
13	92,9309	$\pm 0,2$	128,6041	$\pm 0,2$
15	107,2255	$\pm 0,2$	128,5345	$\pm 0,2$
51	89,3272	$\pm 0,6$	97,7567	$\pm 0,3$
52	92,8754	$\pm 0,3$	100,0411	$\pm 0,3$
53	107,1846	$\pm 0,3$	100,017	$\pm 0,2$
54	92,8858	$\pm 0,3$	107,1649	$\pm 0,3$
55	100,067	$\pm 0,3$	107,1296	$\pm 0,3$
56	107,2014	$\pm 0,2$	107,1262	$\pm 0,2$
57	92,8108	$\pm 0,2$	114,3305	$\pm 0,2$
58	100,0289	$\pm 0,2$	114,3021	$\pm 0,2$
59	107,243	$\pm 0,3$	114,2574	$\pm 0,3$
60	92,8361	$\pm 0,2$	121,4954	$\pm 0,1$

Estimador de la desviación típica de la medida de peso unidad: 1,6027

5.2. Altimetría

5.2.1. Red 1^{er} Orden

Punto fijo: A, cuya cota es $Z_A = 10$ m

Punto	Z (m)	σ (mm)
B	10,1762	$\pm 0,3$
C	9,3881	$\pm 0,3$
D	9,515	$\pm 0,3$
E	9,518	$\pm 0,4$
F	8,8345	$\pm 0,4$
G	8,613	$\pm 0,5$
H	8,2143	$\pm 0,4$
I	8,1885	$\pm 0,5$
J	8,5784	$\pm 0,5$
K	9,7245	$\pm 0,5$
L	9,6706	$\pm 0,6$
M	9,3645	$\pm 0,4$
N	9,3466	$\pm 0,5$
O	9,5038	$\pm 0,5$

Estimador de la desviación típica de la medida de peso unidad: 1,44 mm/km

5.2.2. Red 2^o Orden

5.2.2.1. Ramal_1

Punto fijo: O, de cota $Z_O = 9,5038$ m

Punto	Z (m)	σ (mm)
P	13,3093	$\pm 0,1$
Q	16,0805	$\pm 0,1$
R	19,1947	$\pm 0,2$
S	22,5084	$\pm 0,2$
T	24,9784	$\pm 0,2$
U	26,6435	$\pm 0,2$
BV	26,2587	$\pm 0,2$

Estimador de la desviación típica de la medida de peso unidad: 0,14 mm

5.2.2.2. Ramal_2

Punto fijo: U, de cota $Z_U = 26,6435$ m

Punto	Z (m)	σ (mm)
V	29,3717	$\pm 0,1$
W	32,9744	$\pm 0,1$
X	36,4562	$\pm 0,1$

Estimador de la desviación típica de la medida de peso unidad: 0,09 mm

5.2.3. Red 3^{er} Orden

Puntos fijos: 208 y 11, de cotas $Z_{208} = 26,7897$ m y $Z_{11} = 26,7864$ m

Punto	Z (m)	σ (mm)
201	26,721	$\pm 0,1$
202	26,6648	$\pm 0,2$
203	26,7797	$\pm 0,2$
4	26,7306	$\pm 0,2$
5	26,7539	$\pm 0,2$
6	26,7366	$\pm 0,2$
207	26,7777	$\pm 0,2$
209	26,7574	$\pm 0,2$
210	26,7713	$\pm 0,2$
212	26,7243	$\pm 0,2$
13	26,8243	$\pm 0,2$
214	26,7899	$\pm 0,2$
15	26,7994	$\pm 0,2$
51	26,8008	$\pm 0,2$
52	26,425	$\pm 0,2$
53	26,3871	$\pm 0,2$
54	26,4678	$\pm 0,2$
55	26,4488	$\pm 0,2$
56	26,4567	$\pm 0,2$
57	26,5438	$\pm 0,2$
58	26,4191	$\pm 0,2$
59	26,5379	$\pm 0,2$
60	26,3754	$\pm 0,2$

Estimador de la desviación típica de la medida de peso unidad: 0,34 mm

5.2.4. Densificaciones

5.2.4.1. Salón Columnario

Puntos fijos: M y N, cuyas cotas son $Z_M = 9,3645$ m y $Z_N = 9,3466$ m.

COLUMNA	Z (m)
1	10,4315
2	10,4672
3	10,484
4	10,4799
5	10,424
6	10,4607
7	10,5283
8	10,5001
9	10,4876
10	10,5298
11	10,5285
12	10,5141
13	10,5014
14	10,5151
15	10,5208
16	10,5083
17	10,5204
18	10,5146
19	10,5144
20	10,5219
21	10,5687
22	10,5559
23	10,5273
24	10,5379

5.2.4.2. Puntos situados exterior de la Torre

Punto fijo: X, cuya cota es $Z_X = 36,4562$ m

PTO	Z (m)
T1	37,1946
T2	36,9034
T3	36,8817
T4	36,8581
T5	36,8687
T6	36,902
T7	36,9008
T8	36,9324

6. CONCLUSIONES

El objetivo del presente trabajo consistía en la implantación de una red microgeodésica de control de deformaciones en puntos singulares de la estructura del edificio de la *Lonja de los Mercaderes de Valencia*, con la intención de que éstos sirvan de referencia para realizar un seguimiento de los posibles desplazamientos estructurales de la misma, así como llevar a cabo la primera campaña de observación.

Se han alcanzado los objetivos marcados, puesto que las precisiones obtenidas en las coordenadas, tanto planimétricas como altimétricas, están en concordancia con las precisiones exigidas para este tipo de trabajos.

La desviación típica media ha sido, tanto en coordenadas planimétricas como altimétricas, de 0,2 mm. No obstante, en algún punto aislado se ha obtenido alguna desviación típica significativamente mayor, debido a las pocas redundancias de observables sobre él.

Debe estudiarse, para campañas posteriores, la posible conveniencia de incluir algún punto adicional que otorgue mayor redundancia y permita superar estas carencias detectadas.

7. BIBLIOGRAFÍA

- Ramírez Blanco, Manuel Jesús. *La Lonja en el III Milenio Crónicas del pasado*. Ed. UPV.Forum-UNESCO.
- Chueca Pazos, Manuel; Herráez Boquera, José; Berné Valero, Jose Luís (1996). *Métodos topográficos Tratado de topografía 2*. Ed. Paraninfo.
- Chueca Pazos, Manuel; Herráez Boquera, José; Berné Valero, Jose Luís (1996). *Teoría de errores e instrumentación Tratado de topografía 1*. Ed. Paraninfo.
- García-Asenjo Villamayor, Luis; Garrigues Talens, Pascual (2002). *Apuntes de Geodesia*. Ed. SPUPV.
- Santos Mora, Antonio (1993). *Replanteo y control de presas de embalse*. Ed. Colegio oficial de Ing.Técnicos en Topografía. Madrid Castilla-La Mancha.
- Huber, P.J. (1981) *Robust Statistics*. John Wiley & Sons
- Berné, J.L.; Baselga, S.; Anquela, A.B. (2004). *Estimación robusta en redes GPS-Clásica*. Actas de la 4ª Asamblea Hispano-Portuguesa de Geodesia y Geofísica: 537-538. ■

digi

Digi3D

Estación de fotogrametría digital

TopCal21

Cálculos topográficos

MDTop

Modelos digitales del terreno

AeroTri

Programa de aerotriangulación

PLAN RENOVE

CAMBIA CUALQUIER TOPCAL
DE MS-DOS, CON O SIN
LLAVE, POR EL NUEVO
TOPCAL21 PARA WINDOWS,
LLENO DE NOVEDADES,
POR SÓLO 600 €

www.digi21.net

902 21 51 21

Ctra. Canillas 138
2º planta, oficina 16 C
28043 Madrid.

Unas eficaces herramientas de mantenimiento basadas en la base de datos de vías férreas del Ferrocarril Alemán

Ivo Milev y Lothar Gruendig

Resumen

El Ferrocarril Alemán (DB, Deutsche Bahn AG) mantiene al día una base de datos global, en la que se gestiona, de una forma consistente, toda la información de las vías férreas. La base de datos se emplea como marco de referencia para todos los servicios y prestaciones.

Sin embargo, el trabajo de mantenimiento ferroviario acarrea unos cambios geométricos en la disposición de las vías. Esto es igualmente cierto en las mejoras de las vías para diseños de alta velocidad. Ambas actividades precisan de unos conceptos y procedimientos de puesta al día de la base de datos de vías férreas que sean capaces de garantizar su consistencia, así como un alto grado de actualización en dicha base de datos.

Esto es de especial importancia, ya que cualquier gestión de emergencia sólo puede basarse en una base de datos válida de vías férreas; las actividades de construcción que se hallen en ejecución deben sincronizarse con las actividades de la puesta al día ocasionada por las mediciones.

En este artículo se describen los conceptos que subyacen tras las herramientas de mantenimiento y se muestran algunos ejemplos de dicho mantenimiento.

Abstract

German Rail maintains a global data base where all rail track information is managed in a consistent way. The data base is used as a reference frame for all facilities.

However, rail maintenance work leads to geometrical changes in the situation. The same is true for rail track improvements with respect to a higher design speed. Both activities require updating concepts and procedures for the rail track data base which have to guarantee consistency and a high degree of up-to-date-ness.

This is of special importance as all emergency management can only be based on such a valid rail track data base, and the ongoing building activities have to be synchronized with the maintenance activities resulting from the measurements.

In this paper the concepts of the maintenance tools are described and maintenance examples are demonstrated.

I. INTRODUCCION

Las vías de los ferrocarriles principales son unos objetos lineales típicos que tienen individualmente una longitud de varios centenares de kilómetros y atraviesan más de un único sistema de referencia. Los diferentes sistemas de coordenadas empleados en toda Alemania, conducen a una documentación y a una base de datos inconsistente y heterogénea. La heterogeneidad de los marcos de referencia se debe a causas históricas. Dichos marcos de referencia poseen diferentes escalas y orientaciones. Esto ocasiona serias dificultades en su alineación, que puede, en este caso, considerarse como una conexión con el correspondiente sistema de referencia estatal en aquellas regiones en donde se superponen varios. De ahí que sea necesario establecer un marco de referencia único.

2. PARTES DEL MODELO DE DATOS

En particular, los datos de las vías poseen un mayor grado de abstracción, en comparación con la topología pura. Las vías de los ferrocarriles seleccionados incluyen vías que pueden ser sencillas o dobles (con direcciones opuestas). Las vías de un ferrocarril en concreto, se definen como secuencias de tramos. Cada tramo de un ferrocarril puede identificarse unívocamente, mediante un identificador de tramo y su identificador de dirección.

Con el fin de poder referirse a un tramo definido, se asigna un kilometraje a cada línea de ferrocarril. La línea de kilometraje es una línea virtual, es decir, no tiene ningún distintivo local. Los puntos discretos de un ferrocarril pueden calcularse a partir de la línea de kilometraje y, en consecuencia, adquirir un valor kilométrico.

El registro de una tabla de los datos de vía contiene los siguientes elementos:

- Identificador de vía
- Identificador de dirección
- Secuencia de nodos y tramos
- Secuencia de los valores de concatenación.

Esto permite el acceso a los elementos geométricos empleando el identificador de nodo o el kilometraje que corresponde a cada vía específica.

Los datos del *kernel* de la base de datos lógica se distribuyen en los dos niveles siguientes: Datos geométricos y datos topológicos.

Los datos geométricos incluyen información acerca de los puntos representativos de la vía (coordenadas, altitudes, tipo de señalización) e información acerca de los elementos de la vía (punto inicial y punto final, tipo de elemento y parámetros del elemento).

Los datos topológicos incluyen:

- Uniones o bifurcaciones de vías
- Información lógica acerca de las propiedades de la conducción (agujas de los cambios)
- Líneas seleccionadas (agregación a las vías de ferrocarriles de elementos de alineación)
- Información del flujo de los trabajos técnicos (identificador de línea, identificador de vía, identificador de bifurcación, etc.).

En lo que respecta al mantenimiento de la vía, existen dos tipos de defectos: Defectos de ajuste de geometrías y defectos de esfuerzos, defectos de geometría sin el correspondiente defecto de los esfuerzos.

3. HERRAMIENTAS

Es de especial importancia que el procedimiento de adquisición de datos sea eficaz y que, al mismo tiempo, garantice la consistencia de los datos. Esto puede conseguirse mediante una estricta definición de los puntos y de los elementos, empleando para ello herramientas eficaces para el cálculo de las alineaciones y transformaciones.

3.1. Marco de referencia

El objetivo de DB es emplear en sus trabajos topográficos su propio marco de referencia homogéneo: el DBREF. El DBREF ha sido calculado a partir de 6.000 estaciones de observación GPS, situadas a lo largo de las vías de DB (M. Schmitz y alumnos, 2004). La transición homogénea entre el DBREF, el ETRF89 y los marcos de referencia de todos los estados alemanes (DHDN/STN), se ha conseguido empleando la herramienta de transformación Geo++GNTRANS, que además incluye una transformación de altitudes (DHHN) y un modelo del geode.

La información acerca de las coordenadas en los previos, y aún utilizados, sistemas de coordenadas oficiales y las coordenadas obtenidas a partir de los satélites, deben transformarse al DBREF, y viceversa.

Es importante que una transformación mantenga las relaciones locales de vecindad de las coordenadas. Las propiedades métricas de adyacencia pueden modificarse cuando se cartografían las coordenadas en otro sistema de coordenadas (figura 2).

3.2. Mapas de vías georreferenciadas

Los datos de dibujo obtenidos en los últimos diez años se han recogido en formatos vectoriales del tipo DGN, DWG, DXF, etc. No hay problema en importarlos al entorno de trabajo de los SIG (Sistemas de Información Geográfica). Si los dibujos son más antiguos sólo se dispone de una impresión en papel. Los archivos escaneados de estos documentos, en formato TIFF, se almacenan de forma georreferenciada y se presentan en una imagen conjunta para el proceso de digitización en el módulo RASTRAN de la figura 1.

3.3. Manipulación de elementos espaciales

Se definen dos tipos de elementos adicionales para estas tareas especializadas: uno sobre el plano y el otro en elevación.

3.3.1. Ángulo de ruptura, longitud insuficiente y longitud excesiva

Se incluye la verificación de la siguiente condición de consistencia: La transición entre los elementos de un mismo sistema de referencia, en lo que respecta a la tolerancia, debe de estar libre de rupturas o discontinuidades. La dirección del comienzo de un elemento debe coincidir con la dirección final del elemento anterior.

Las longitudes insuficientes o excesivas se originan principalmente a resultas de las actividades de reconstrucción y de la condición de no alterar el encadenamiento de la totalidad de la vía.

En la transición entre elementos, el valor del ángulo de ruptura será calculado. Este valor se comparará con un valor límite. Este valor límite es de 0,0636619773 gon, que corresponde a un cambio de dirección de 1:1000 (Winter, 2003). Como excepción, el elemento especial de ruptura debe cumplir esta condición en menos de 0,00001 gon con respecto al elemento siguiente.

Si los elementos proceden de una digitización, es necesario tener en cuenta la precisión gráfica, asignando a las rupturas una cualificación determinada.

Estas interrupciones también pueden emplearse para realizar una transición consistente de los elementos entre los distintos sistemas de referencia, dentro del proceso de adaptación. Los grados de libertad de este proceso de adaptación son los siguientes:

- Longitud de las líneas
- Condiciones de transición entre los elementos (rupturas).

La longitud y radio de las curvas de transición permanecen inalterables.



Figura 1: Mapas de vías de ferrocarril georreferenciadas

3.3.2. Sistemas de elevación

Es necesaria establecer una definición especial, debido a la dificultad de la determinación de las altitudes en estos sistemas. La descripción realizada empleando los elementos estándar, altitud de línea y altitud de la parábola, no es aplicable en este caso.

3.4. Transferencia de datos

El sistema debe ser capaz de realizar tareas típicas, tales como la reconstrucción de determinadas líneas de ferrocarril, el cambio de alineación a resultas del mantenimiento de las vías o la construcción de una nueva línea que debe encajar en los tramos ya existentes. Todas estas tareas requieren de una compleja modificación de la base de datos de los objetos de la vía. Con el fin de evitar las inconsistencias, los datos necesarios para cualquier modificación deben extraerse de la base de datos (figura 3), modificarse de acuerdo con los requisitos específicos y, a continuación, transferirse de nuevo a la base de datos.

Para las modificaciones se emplean programas específicos independientes y, a continuación, se prepara una tabla de transferencias hacia la base de datos, con el fin de asegurar la consistencia mediante unas comprobaciones adecuadas. Con el fin de evitar cualquier pérdida de información durante el procedimiento de intercambio en la base de datos, cada conjunto de datos de los archivos de transferencia se corresponde con un conjunto de datos de las tablas relacionales de la base de datos.

Este concepto ha sido plasmado en el sistema de programas VERM.ESN (Adelt, Miles, 2002). El sistema tiene una estructura modular. Una ventaja específica de este sistema de programas son sus características, que le permiten realizar cálculos de muy alta precisión. Con el fin de satisfacer los requisitos de consistencia, la precisión de los puntos debe ser superior a 10^{-6} metros y el límite de precisión de las direcciones tangentes debe ser del orden de 10^{-7} gon.

La finalidad de la alineación es la de encontrar el parámetro de curvatura de cada punto de la vía. Esto sólo puede conseguirse de una manera paulatina, que consiste en introducir los elementos por orden, debido a las numerosas restricciones geométricas a las que la alineación debe ajustarse. Debido a los requisitos específicos de mantenimiento, la definición de las alineaciones de los railes se basa en la alineación de la concatenación de sus elementos y en la actual alineación del rail izquierdo o del rail derecho. Debido a la complejidad de los trabajos de mantenimiento de las alineaciones, el trabajo en realidad sólo puede ejecutarse a través de sub-trabajos. Posteriormente, los resultados deben fundirse de una forma consistente. Esta metodología necesita una información estructural específica. En algunos trabajos bastará con un modelo de alineación de tres líneas (concatenaciones y railes izquierdos y derechos) pero, sin embargo, para datos más complejos es necesario emplear un modelo de alineación de hasta siete líneas, ya que en estos casos es necesario establecer la alineación vertical y la elevación.

Basándose en la geometría medida de la vía y en las aceleraciones de los vehículos, las predicciones de las fuerzas son más que adecuadas para ofrecer una base para un régimen de mediciones de los rendimientos. En la actualidad se puede obtener los datos en tiempo real, mediante equipos de registro montados sobre los vehículos de servicio. Este método de proceso de datos ofrece un potencial que permitirá una reducción global del mantenimiento de vías y de los costes de renovación de las mismas.

3.5. Dibujos de señalización

Los dibujos de la señalización son de primordial importancia para las compañías de construcción. La figura 5 muestra un dibujo de señalización típico.

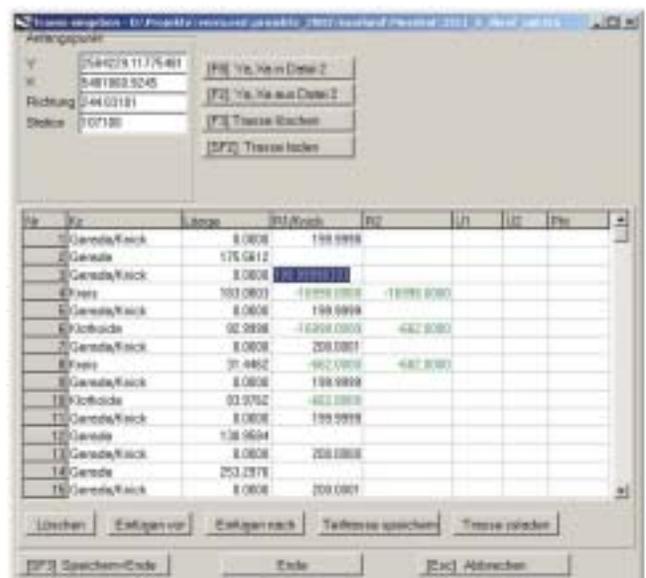


Figura 2: Adaptación de la geometría tras la transformación



Figura 3: Estructura de una herramienta de importación de la base de datos

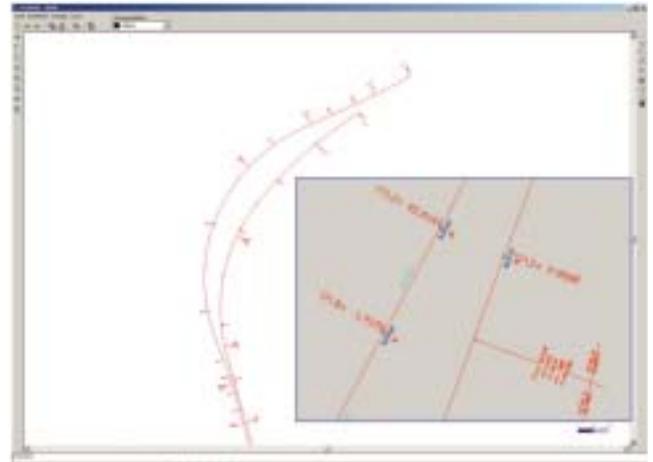


Figura 4: El resultado de una importación de la geometría

4. CONEXIONES CON UN SIG

Con el fin de asegurar la consistencia de la base de datos de la red de vías de férreas, es crucial el intercambio de las líneas optimizadas. Únicamente la línea de concatenaciones porta una información global. El resto de las líneas se almacenan en la base de datos, de acuerdo con su posición relativa con respecto a la línea de concatenaciones. La integridad de la información geométrica y el control de las redundancias se refuerzan en el modelo de datos mediante el almacenamiento de las posiciones relativas. Siempre que haya que recuperar información de datos globales de la base de datos, ésta debe calcularse en base a las posiciones relativas con respecto a la línea de concatenaciones.

En la figura 4 se muestra la asignación por separado de líneas relativas a la línea de concatenaciones de la vía izquierda y de la derecha.

5. CONCLUSIONES

Quando se trata de mantener al día disposiciones geométricas complejas, con largas transacciones y unos estrictos requisitos de consistencia, como sucede en una base de datos de una red ferroviaria, se hace necesario reducir la información geométrica absoluta al mínimo y referenciar los objetos de forma relativa. Esta metodología demuestra ser muy potente y fiable.

Tiene sentido el sustituir al marco de referencia homogéneo por los objetos lineales, especialmente en el caso de vías férreas, y usar el nuevo marco de referencia para soluciones de SIG.

Se recomienda encarecidamente no efectuar este cambio antes de desarrollar unas directrices para su manipulación, así como las herramientas y el flujo de trabajo tecnológico.

La única metodología directamente válida es la de desarrollar un modelo apropiado para la atribución de costes, basado en un adecuado co-

nocimiento de la interacción entre los vehículos y las vías, los datos específicos de la ingeniería y el desarrollo de algoritmos verificables que relacionen el deterioro de la geometría de la vías con las propiedades de los tipos de vías y de los vehículos que por ellas circulan.

REFERENCIAS

- Adelt, H., Milev, I., 2002, *User Manual VERM.ESN 2000*, Technet GmbH, Berlin
- Milev, I., Gruendig, L., 2002, *High Speed Rail Alignment and Maintenance – Data Modelling, Data Acquisition and Analysis*, FIG XXII International Congress, Washington, D.C. USA, April 19-26 2002
- Schmitz, M., G. Wübbena, M. Bachmann (2004). Mapping Projects. Proceedings, ERRI Interactive Conference *Satellite-Based Applications For Railways*, 20 & 21 January, 2004, Paris
- Winter, W., 2003, *Spezifikation-Bearbeiten und Prüfen von Gleisnetzdaten*, DB Netz AG, Frankfurt, unpublished. ■

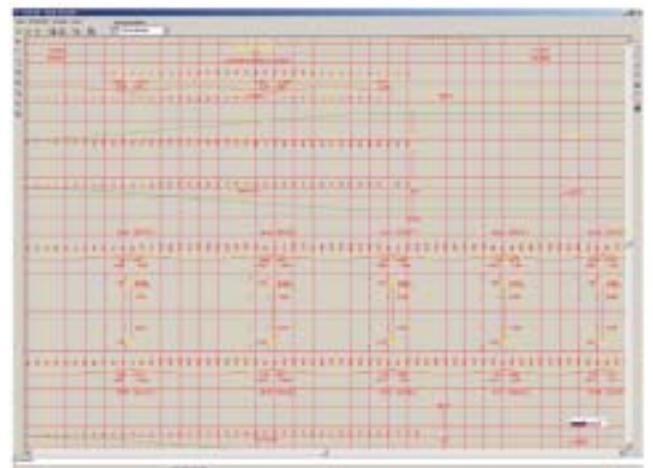


Figura 5: Dibujo de señalización en una vía

Un nuevo concepto para la Calibración de los Escáneres de Láser Terrestres

Frank Gielsdorf, Andreas Rietdorf y Lothar Gruendig
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE BERLÍN

Resumen

En la práctica, los parámetros de calibración constituyen un aspecto muy importante de los instrumentos de barrido por láser para poder eliminar la influencia de los errores instrumentales. Basándose en unos planos de ajuste, ha surgido un nuevo concepto para la determinación de los parámetros de calibración de los diferentes tipos de instrumentos.

Este artículo trata de un nuevo concepto para la calibración de aquellos instrumentos geodésicos que efectúan mediciones polares, como son los escáneres de láser terrestres o las estaciones totales, y en los que las mediciones de distancias se realizan sin emplear reflectores.

Empleando parámetros de planos, en lugar de coordenadas de puntos, para la parametrización del modelo especial de calibración y un modelo extendido de Gauss-Markov de transformaciones de cuaternas (quaternion), nos permite resolver y obtener estos parámetros. Asumiendo que los tipos de errores instrumentales de los escáneres de láser terrestres coinciden con los tipos de errores instrumentales de los taquímetros, el método para determinar los parámetros de calibración se basa en un mismo modelo de ajuste. En este artículo se presenta además un ejemplo de calibración, con el fin de demostrar la potencia del método propuesto, además del concepto.

Abstract

In order to eliminate the influence of instrumental errors the consideration of calibration parameters is a very important issue for laser scanning instruments in practice. A new concept for the determination of the calibration parameters for different types of instruments has been derived based on adjustment planes.

This paper deals with the new concept for the calibration of geodetical instruments which provide polar measurements, like laser scanners or total stations where the distance measurements are collected without using reflectors.

Using plane parameters instead of point coordinates for the parameterization of the special calibration model, an extended Gauß-Markov-Model of quaternion transformations allows to solve for these parameters. Following the assumption that the instrumental error types of laser scanners coincide to the types of instrumental errors of tachometers the approach of determining the calibration parameters is based in the same adjustment model. In this paper we will present a calibration example in order to show the power of the proposed method in addition to the concept.

I. INTRODUCCIÓN

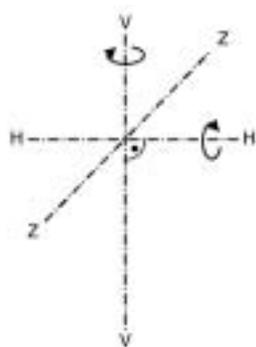
Los errores instrumentales sistemáticos remanentes de los instrumentos de barrido (escáneres de láser terrestres, taquímetros de medición sin reflectores, etc.) pueden originar un falso notable en los resultados de la medición. Los resultados obtenidos con este tipo de sensores son unas nubes de puntos (X, Y, Z) que posteriormente se van a estructurar en primitivas geométricas. Con el fin de minimizar la influencia sistemática de los errores instrumentales hay que calibrar los instrumentos y las observaciones tienen que corregirse en base a los parámetros de dicha calibración (Ingesand y

alumnos, 2003). La calibración permite especificar la precisión de observación del sensor en uso y validar las especificaciones del fabricante (Boehler y alumnos, 2003).

2. EL MODELO DE LOS ERRORES INSTRUMENTALES

El modelo geométrico de la calibración se basa en la suposición de que los errores instrumentales de los escáneres de láser típicos considerados se corresponden con los de una estación total. El sistema local de coordenadas polares del instrumento, derivado de las típicas observaciones

radiales efectuadas desde la estación, se representa mediante un eje vertical (VV), un eje horizontal de inclinación (HH) y el haz de láser (ZZ). Las posiciones espaciales relativas de estos tres ejes pueden expresarse mediante seis parámetros, tres translaciones y tres rotaciones. Los tres ángulos se miden en el plano paralelo a los dos ejes considerados:



- e_{vh} : distancia ortogonal entre eje vertical y eje de inclinación
- e_{vz} : distancia ortogonal entre eje vertical y haz de láser
- e_{hz} : distancia ortogonal entre eje de inclinación y haz de láser
- a_{vh} : ángulo entre eje vertical y eje de inclinación
- a_{vz} : ángulo entre eje vertical y haz de láser
- a_{hz} : ángulo entre eje de inclinación y haz de láser

Las siguientes relaciones son válidas para los ángulos:

- $a_{vh} + u_{vh} = 100 \text{ gon}$ u_{vh} : error del eje de muñones
- $a_{vz} = \zeta + u_{\zeta}$ u_{ζ} : error del índice vertical
- ζ : ángulo cenital medido
- $a_{hz} + u_{hz} = 100 \text{ gon}$ u_{hz} : error de colimación horizontal

Se modeló una constante de adición y un factor de escala para las unidades de mediciones de distancias:

$$d_{esperada} = a + d_{medida} m$$

donde: $d_{esperada}$ es la distancia esperada, a es la constante de adición, d_{medida} es la distancia medida y m es el factor de escala.

La finalidad de la calibración instrumental es determinar los parámetros e_{vh} , e_{vz} , e_{hz} , u_{vh} , u_{ζ} , u_{hz} , a y m , así como su nivel de significancia.

Las componentes de la dirección del eje vertical no son consideradas como errores instrumentales específicos. Son los parámetros de la orientación específica de la estación en el modelo propuesto y no se van a determinar por separado en cada estación del instrumento.

3. MODELO FUNCIONAL

3.1. Rotación con cuaternas (quaternions)

El modelo presente aplica el álgebra de cuaternas (*quaternions*) para la descripción funcional de las rotaciones. Esto incluye los parámetros de calibración rotacional u_{vh} , u_{ζ} , u_{hz} , así como los parámetros de orientación ζ , η y ω de cada estación.

Las cuaternas son una generalización de los números complejos. Fueron desarrollados en 1843 por Sir William Rowan Hamilton. Se emplean dos tipos de anotaciones para su representación:

$$\dot{q} = s + ix + jy + kz \quad \circ \quad \dot{q} = [s, (x \ y \ z)^T] \quad (1)$$

Para la formulación de las rotaciones se emplea la notación polar de las cuaternas:

$$\dot{q} = |\dot{q}| \cdot (\cos \Phi + i \sin \Phi + j \sin \Phi + k \sin \Phi) \quad (2)$$

Si \dot{q} es una cuaterna unitaria, se puede escribir de forma simplificada como sigue:

$$\dot{q} = [\cos \Phi, n \cdot \sin \Phi], \quad (3)$$

Donde n es un vector de longitud 1. En consecuencia, una rotación se expresa mediante una multiplicación de cuaternas del tipo:

$$\dot{x}_p = \dot{q} \cdot \dot{x}_p \cdot \dot{q}^* \quad \text{donde} \quad |\dot{q}| = 1 \quad (4)$$

La componente del vector de posición x_p del punto P , se corresponde con las componentes vectoriales de la cuaterna \dot{x} . La componente escalar de la cuaterna \dot{x} es cero.

Desde un punto de vista geométrico, las componentes de una cuaterna de rotación se pueden interpretar como la combinación de un vector y de un ángulo de rotación (ver figura 2).

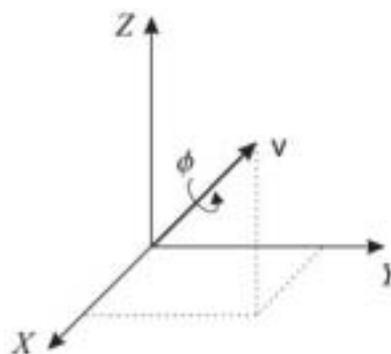


Figura 2: Interpretación geométrica de una cuaterna de rotación

En comparación con las matrices de rotación convencionales, la aplicación de cuaternas para la descripción de una rotación ofrece ventajas esenciales. Una rotación se puede expresar con sólo 4 parámetros. Sólo existe un grado de libertad, que puede eliminarse fácilmente normalizando la cuaterna. Las ecuaciones de condición resultantes son bilineales; por tanto es posible calcular los parámetros del ajuste sin introducir ningún valor de proximidad. Una cuaterna unitaria, con la estructura siguiente, demostró ser un valor inicial suficiente:

$$\dot{q}_0 = [0,5, (0,5 \ 0,5 \ 0,5)^T] \quad (5)$$

3.2. Método del ajuste

Normalmente, la falsificación sistemática causada por los errores axiales remanentes de los teodolitos será eliminada mediante una medición a puntos discretos en dos fases instrumentales. Sin embargo, y debido a

las restricciones en la construcción de los escáneres de láser; no es factible utilizar esta configuración de medición, debido a que en una segunda fase instrumental no se pueden reproducir las posiciones discretas del haz de láser. Una posible solución es el empleo de señales esféricas, cuyos centros son, de nuevo, puntos discretos. Pero esta solución puede dar lugar a problemas, debido al desfavorable comportamiento de la reflexión en los márgenes de las esferas. Además, en este caso la alta densidad de medición de los escáneres de láser no se aprovecha en absoluto.

En el procedimiento aquí propuesto, se empleará una configuración de medición diferente. En lugar de puntos idénticos, se referenciarán planos idénticos y desde estaciones distintas del escáner. Explotando entonces la gran cantidad de observaciones de que se dispone, se pueden calcular unos parámetros precisos de ajuste para los planos, las estaciones del escáner y la calibración del mismo.

Observaciones:

- d distancias
- r direcciones
- ζ ángulos cenitales

} I

Parámetros del plano desconocidos:

- n_g vector normal
- d_g distancia ortogonal al origen

} x_E

Parámetros de la estación desconocidos:

- t_g coordenadas de la estación
- q cuaterna (quaternion) ↔ orientación, inclinación del eje vertical

} x_S

Parámetros de calibración desconocidos:

- v_{vh} error del eje de muñones
- v_z error del índice vertical
- v_{hz} error de colimación horizontal
- a constante aditiva
- m factor de escala
- e_{vh} excentricidad del eje vertical - eje de inclinación
- e_{vz} excentricidad del eje vertical - haz de láser
- e_{hz} excentricidad del eje de inclinación - haz de láser

} x_I

El modelo es, en cierta forma, comparable a un ajuste fotogramétrico por haces. Sin embargo, no se determinarán los parámetros de orientación de un haz de dirección basándose en puntos idénticos, sino las orientaciones de los sistemas de coordenadas polares de la estación basándose en los planos idénticos. Las coordenadas globales de un punto referenciado pueden expresarse en función de las observaciones definidas y de las incógnitas:

$$x_g = g(1, x_{SP}, x_I) \tag{6}$$

Para el ajuste se aplicará el modelo de Gauss-Helmert, ajuste condicio-

nado por las incógnitas y por las restricciones entre incógnitas. Las restricciones son responsables de la normalización de las cuaternas y los vectores normales:

$$\begin{aligned} f(\bar{1}, \bar{x}) &= s_1 \\ h(\bar{x}) &= s_2 \end{aligned} \tag{7}$$

En este caso, las ecuaciones de condición son ecuaciones de la forma de los planos, con las coordenadas de los puntos x_g y los parámetros de los planos x_E como argumentos:

$$\begin{aligned} \bar{n}_g \cdot \bar{x}_g - d &= 0 \\ f(x_g, x_E) \end{aligned} \tag{8}$$

La sustitución de (6) en (8) ocasiona:

$$f(g(1, x_{SP}, x_I), x_E) = 0 \tag{9}$$

Tras la linearización se pueden calcular las incógnitas de acuerdo con:

$$x = \left(A^T \underbrace{(B^T Q_u B)^{-1}}_P A \right)^{-1} A^T \underbrace{(B^T Q_u B)^{-1}}_P w \Rightarrow x = (A^T P A)^{-1} A^T P w \tag{10}$$

Las derivadas parciales de (9) con respecto a las observaciones y las incógnitas lleva a términos muy complicados, por lo que, en el programa, la diferenciación se efectúa de forma numérica. Se tiene en cuenta la predefinición del datum, estableciendo los parámetros de orientación de una de las estaciones como si fuese fija.

Una vez realizada la determinación de los parámetros de calibración del escáner, el problema que sigue es determinar la precisión de las observaciones. Para conocer esta precisión de las observaciones, en el ajuste se efectúa una estimación de la varianza de las componentes y un test de la significancia de los parámetros de calibración. Los resultados pueden servir para actualizar las desviaciones típicas estimadas *a priori*. Los resultados del proceso de cálculo son los parámetros de la calibración, así como las desviaciones típicas de los diversos grupos de observaciones: direcciones, distancias y ángulos cenitales.

4. CONFIGURACIÓN DE LA MEDICIÓN

4.1. Campo de pruebas

En la Universidad Técnica de Berlín, y con el fin de determinar los parámetros de calibración de diversos instrumentos de mediciones polares, se instaló un campo de pruebas, que está compuesto de 15 paneles para la calibración de planos. Los paneles de calibración son unos tabletes corrientes (grises y de 19 mm), que se distribuyen por distintas partes de un local de pruebas, recubriendo su hemisferio de la forma más completa posible (ver figura 3). Los paneles de calibración tienen un tamaño aproximado de 1 m x 1,3 m, la superficie total del cuarto de pruebas es de unos 60 m² y su altura es de 3,2 m.



Narváez
Topografía, S.L.

Servicio
Técnico Oficial



de Leica en
Valencia

SELECCIÓN DE PRODUCTOS

LEICA SYSTEM 1200



GUIADO DE MAQUINARIA



GUIADO DE MAQUINARIA



Realizamos
sesiones
prácticas de
GPS
totalmente
gratuitas

NUEVOS MEDIDORES DISTO



Leica DISTO A3



Leica DISTO A5

ALQUILER
Ecosonda
para
batimetrías

Nuevas
instalaciones
en calle
Campoamor,
65-67 B

NIVELES LÁSER PARA LA CONSTRUCCIÓN



RUGBY 100

Alquiler y
venta de
material
topográfico

RUEDAS
MEDIDAS



CLAVOS



SONDAS
LUMINOSAS



TELÉMETRO
LÁSER (Novedad)



NA2/NAK2



NIVEL DIGITAL



CONSULTAR PRECIOS



963 711 698

Móvil: 608 067 396
Campoamor, 65 y 67
46022 VALENCIA



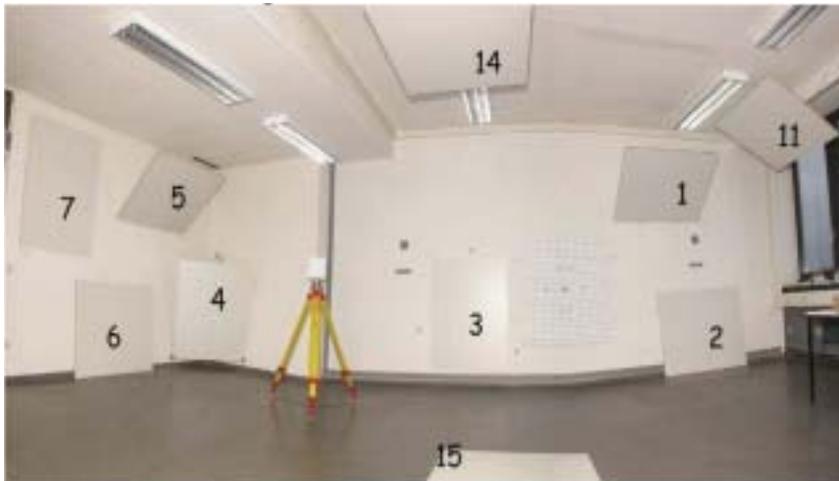


Figura 3: Detalle del campo de pruebas de la Universidad Técnica de Berlín

4.2. Procedimiento de calibración

El procedimiento de calibración se efectúa en diferentes etapas (ver figura 4).

La medición para la calibración del instrumento se efectúa sobre el propio lugar, en el local del campo de pruebas de la Universidad Técnica de Berlín. Alder (2003) recomienda emplear 4 estaciones del instrumento, uniformemente distribuidas y con alturas variables. Los datos originales de las observaciones realizadas en el proceso de escaneado son coordenadas polares tridimensionales (direcciones horizontales, direcciones verticales y distancias). En particular, el sistema de coordenadas local de la estación viene definido por la orientación y la posición temporal del escáner.

Después de transferir los datos a la fase de post-proceso, la primera tarea de cálculo consiste en referir los puntos medidos a sus planos. Esto se realiza ejecutando un proceso de detección automática de planos, mediante la elevación adecuada de las nubes de puntos (Lange, 2003), seguida de un ajuste de dichos planos.

La tarea a realizar para la detección de los planos consiste en agregar puntos a los subconjuntos que representan una superficie parametrizada

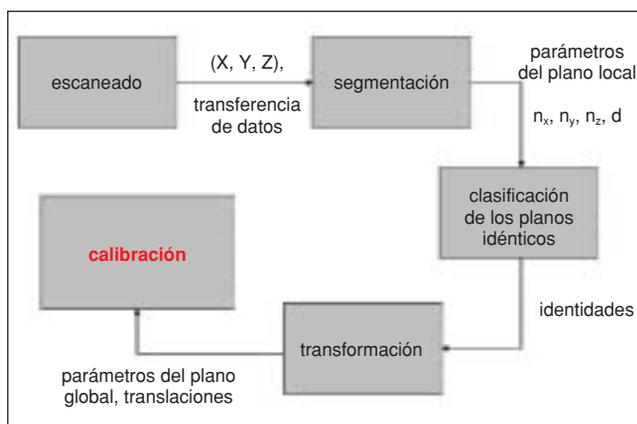


Figura 4: Visión general del procedimiento de calibración

y estimar sus correspondientes parámetros. Estos pasos se efectúan en cada estación y para cada panel de calibración visible. Los resultados de esta fase son los parámetros de los planos locales, los vectores normales $\mathbf{n}_i = (n_x, n_y, n_z)^T$ y las distancias ortogonales d_i entre los planos y el origen.

En la segunda etapa del proceso (encontrar los planos idénticos) se podrían considerar dos procedimientos. El primero se basaría en una selección manual de los planos de interés, que podría hacerse por percepción visual en un visor del tipo VRML-Plugin en combinación con un Internet Browser. Sin embargo, sería difícil localizar estos planos idénticos en un tiempo adecuado,

ya que el usuario tendría que involucrarse muy activamente en el proceso.

El segundo procedimiento es un procedimiento automático, que se basa en las coordenadas homogéneas, en la geometría proyectiva y en los sólidos métodos de Monte Carlo. La solidez de estos métodos se consigue empleando GASAC (consenso de muestreo por algoritmos genéticos) (Rodehorst, 2004).

Los planos detectados que resulten ser significativos y de interés, se emplean para transformar las diferentes estaciones a un sistema común o al marco de referencia global. Si un objeto, consistente al menos en tres planos no paralelos, es observado desde dos estaciones, los marcos de referencia de ambas estaciones pueden transformarse del uno al otro (Thienelt, 2003).

Las principales características de esta fase son: la automatización del proceso, una propagación favorable de los errores y una detección eficaz de los errores groseros (Rietdorf y Gielsdorf, 2003). Los parámetros que provienen de la transformación previa, se emplearán como parámetros de proximidad para el último módulo, la calibración y estimación de los errores instrumentales.

5. RESULTADOS

Como ejemplo de referencia, se realizó la calibración de un dispositivo de escaneado por láser desarrollado como prototipo por la Universidad Técnica de Berlín. El equipo de medición muestra unos errores instrumentales sistemáticos significativos, debido a restricciones en su construcción (Rietdorf y Gielsdorf, 2003).

Los errores instrumentales esperados fueron confirmados en el proceso de calibración, que se muestra en la figura 5. En este proceso no se determinó el parámetro de escala, ya que el factor de escala podía determinarse previamente, por comparación directa con mediciones de algu-

PROTOPO 6.0

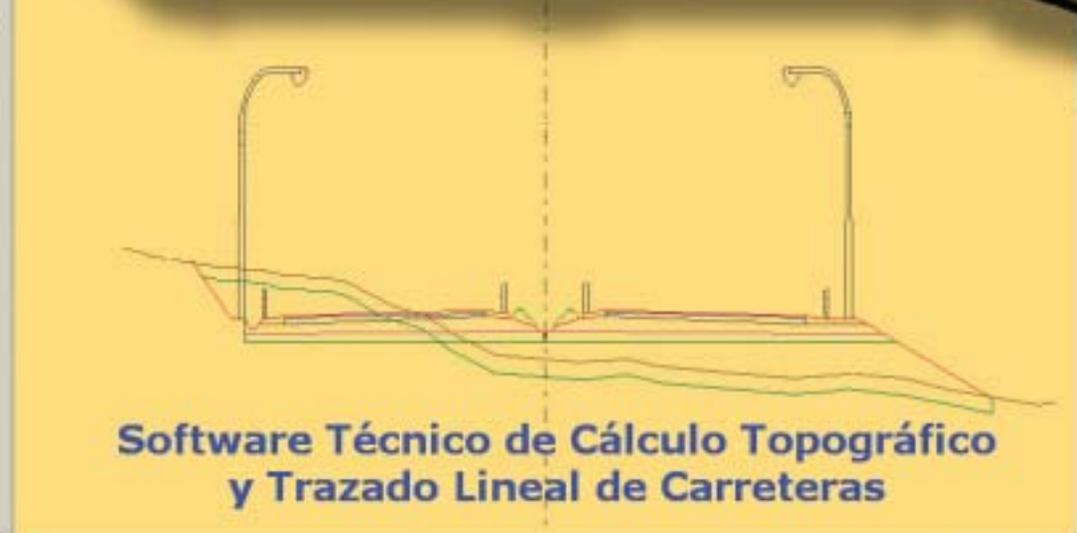
DINAMISMO EN AUTOCAD



Cond. Trans. Val. Baza

Transversales
<input checked="" type="checkbox"/> 11600 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11610 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11620 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11630 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11640 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11650 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11660 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11670 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11680 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11690 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11700 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11710 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11720 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11730 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11740 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11750 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11760 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11770 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11780 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11790 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11800 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11810 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11820 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11830 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11840 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11850 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11860 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11870 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11880 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11890 000 -
<input checked="" type="checkbox"/> 11900 000 -

- PROYECTO
- TERRENO
- VEGETAL
- BASE
- SUB-BASE
- EX-PLANACION
- FIRME
- BARRAS
- MOBILIARIO
- ADORNOS



Vértices | Transversales |

	Dist.	Cota	Pend.	C.Rosa	Ve	Código	Capa
1	22.563	618.670	0.00000		<input checked="" type="checkbox"/>	sin código	TERRENO
2	18.633	619.670	0.00000		<input checked="" type="checkbox"/>	sin código	TERRENO
3	18.633	618.770	0.00000		<input checked="" type="checkbox"/>	sin código	VEGETAL
4	18.633	618.670	0.00000		<input checked="" type="checkbox"/>	Talud de acceso	PROYECTO
5	16.700	618.967	0.00000		<input checked="" type="checkbox"/>	sin código	VEGETAL
6	15.763	619.217	4.77260		<input checked="" type="checkbox"/>	sin código	TERRENO
7	15.763	618.967	0.00000		<input checked="" type="checkbox"/>	sin código	VEGETAL

**DISPONIBLE PARA
AUTOCAD
2005**

**Estadísticas del ajuste:**

Observaciones: 6326

Redundancia del sistemas: 6251

Errores instrumentales:Constante aditiva: 72,6 mm \pm 0,1 mm

Error del eje de muñones:

-0,034 gon \pm 0,003 gon

Error de colimación horizontal:

-0,304 gon \pm 0,014 gon

Excentricidad de los ejes instrumentales:

 a_x : -0,4 mm \pm 0,1 mm a_y : 1,1 mm \pm 0,1 mm a_z : no significativo**Figura 5: Prototipo de escáner de láser**

nas distancias exactamente determinadas con taquímetros de alta precisión. Basándose en la estimación del componente de la varianza del proceso de calibración, se dedujo que la precisión estimada del sensor era de 0,1 gon, en las mediciones angulares horizontales y verticales, y de 1 mm en las mediciones de distancias.

6. CONCLUSIÓN

En este artículo se ha presentado un método muy potente para la calibración de los instrumentos de medición polar. La determinación de los parámetros de calibración se ha realizado en un campo experimental de calibración, consistente en una serie de planos adecuadamente dispuestos y en diferentes posiciones espaciales. El procedimiento de cálculo analiza las mediciones de estos planos y no precisa de ninguna información de los puntos idénticos. Los planos se detectan en las nubes de puntos y sus parámetros y los parámetros de calibración se obtienen a partir de un proceso de ajuste automático. La precisión de todos los parámetros se determina mediante la estimación del componente de la varianza. De esta manera, se hace visible la calidad de los componentes de un sensor individual. Para la determinación de la escala se necesita una información adicional de distancias, es decir, se consigue midiendo las distancias entre las distintas posiciones instrumentales.

REFERENCIAS

- Alder, J. (2003): *Betrachtungen zur Kalibrierung polarer Messsysteme*. Diploma thesis (unpublished), Technical University of Berlin, Berlin 2003
- Boehler, W., Bordas Vicent, M. & Marbs, A. (2003): *Investigation Laser Scanner Accuracy*. In: Proc. CIPA 2003 XIXth International Symposium, Antalya (Turkey), 2003, S. 474 – 479
- Ingensand, H., Ryf, A. & Schulz, T.: *Performances and experiences in terrestrial laserscanning*. In: Proc. Optical 3D-Measurement Techniques VI, Zürich, 2003
- Lange, A. (2003): *Entwicklung eines Algorithmus zur strukturierten Verarbeitung von Daten polarer Messsysteme*. Diploma thesis (unpublished), Technical University of Berlin, Berlin 2003
- Rietdorf, A. & Gielsdorf, F. (2003): *Gemeinsame Auswertung von Handaufmass und scannenden Messverfahren*. In: Luhmann, T. (Hrsg.): *Photogrammetrie, Laserscanning, Optische 3D-Messtechnik*, Beiträge der Oldenburger 3D-Tage 2003, Wichmann Verlag, Heidelberg
- Rodehorst, V. (2004): *Photogrammetrische 3D-Rekonstruktion im Nahbereich durch Auto-Kalibrierung mit projektiver Geometrie*, PhD thesis (in print), Technical University of Berlin, Berlin 2004
- Thienelt, M. (2003): *Entwicklung eines Algorithmus zur verketteten 3D-Systemtransformation mittels identischer Ebenen*. Diploma thesis (unpublished), Technical University of Berlin, Berlin 2003 ■

Utilidad de las técnicas geomáticas para la prevención de catástrofes provocadas por el volcán Popocatépetl (México)

José Juan de Sanjosé Blasco, Alan D. J. Atkinson Gordo
ESCUELA POLITÉCNICA (UNIVERSIDAD DE EXTREMADURA)

Nuria Andrés de Pablo, David Palacios Estremera
FACULTAD DE GEOGRAFÍA E HISTORIA (UCM)

José Juan Zamorano Orozco
INSTITUTO DE GEOGRAFÍA (U.N. AUTONOMA DE MÉXICO)

Resumen

En el presente trabajo se presentan las aplicaciones geomáticas que se están realizando dentro del proyecto LAHAR para la obtención de datos sobre la evolución de la morfología del volcán Popocatépetl (19°02'N, 98°62'W; 5424 m). Se han aplicado técnicas de levantamiento topográfico para conocer la sedimentación y erosión de avalanchas y corrientes de agua en las barrancas del volcán, también se han aplicado técnicas de fotogrametría para conocer el volumen de las emisiones de lava en el cráter y la disminución en el volumen del glaciar y se aplicarán técnicas de posicionamiento por satélite para mejorar la cartografía y dar coordenadas UTM a los levantamientos. Los resultados muestran la eficacia de estas técnicas geomáticas para conocer datos de variaciones morfológicas en un volcán en actividad, que son esenciales en la prevención de posibles catástrofes, como son la fusión masiva del glaciar y formación de avalanchas y flujos masivos.

I. INTRODUCCIÓN

El volcán Popocatépetl (19°02'N, 98°62'W; 5424 m) está situado en el centro de la Cordillera Volcánica Transmexicana, a menos de 80 km del centro de la Ciudad de México, por el oeste, y de la ciudad de Puebla por el este (figura 1). El volcán se eleva a partir de los 4.000 m, formando un cono bastante regular, de unos 13 km de diámetro en su base, y cuyo origen radica en una serie de erupciones posteriores al año 800 d.C. Este cono ha ocultado edificios previos, de los cuales sólo quedan algunos espolones rocosos, como el Pico del Fraile (5.000 m), restos de otro cono previo destruido hace 5.000 – 3.500 años. La llegada de los españoles a México coincidió con un periodo de gran actividad eruptiva del volcán, con emisión de cenizas y lavas, que se prolongó durante todo el siglo XVI. Posteriormente, el volcán se reactivó a mediados del XVII y principios del XVIII. Tras un siglo de total calma, la actividad reapareció durante un corto periodo, de 1919 a 1927. De nuevo, la actividad se reinició el 21 de diciembre de 1994 y continúa en la actualidad. El proceso eruptivo más característico ha sido la formación de domos lávicos en el interior del cráter; su paulatino crecimiento y su posterior destrucción por la actividad explosiva, con las consecuentes emisiones piroclásticas.

El nuevo periodo eruptivo, iniciado en diciembre de 1994, ha repercutido muy negativamente en la extensión del glaciar situado en la vertiente norte del volcán (figura 2). Las emisiones piroclásticas han cubierto el glaciar y han ocasionado su abrasión y reducido el albedo. Como consecuencia de esto, se han desarrollado fusiones masivas en muy poco tiempo. Grandes masas de agua descendieron por las barrancas proglaciares, las cuales estaban obturadas por ceniza volcánica, depósitos mo-



Figura 1.- Mapa topográfico a escala 1/50000 del INEGI.

rrénicos de ladera y restos de grandes avalanchas. Estos sedimentos, mezclados con el agua, formaron *debris flows* de gran capacidad de transporte y recorrido. Estos *debris flows*, generados por la actividad volcánica, reciben el nombre de lahares. En abril de 1995 lahares de este tipo descendieron más de 6 km, transportando bloques de hasta de 1 m de diámetro (Palacios *et al.*, 1998). En julio de 1997, lahares de grandes proporciones se sucedieron en las gargantas proglaciares de Tenenepanco, La Espinera y Tepeteloncocone, hasta confluir en un solo flujo en la Barranca de Huiloac (Palacios *et al.*, 2001). Estos lahares fueron capaces de transportar bloques de más de 2 m de diámetro y, con un recorrido máximo superior a los 17 km, alcanzaron las poblaciones de Santiago Xalitzintla y San Nicolás de los Ranchos. En enero de 2001 un nuevo lahar, procedente de una nube piroclástica, volvió a recorrer estas gargantas por más de 12 km (Capra *et al.*, 2004). En la actualidad el glaciar se encuentra reducido a unos pocos islotes de hielo.

Estos lahares han alcanzado a las poblaciones próximas y, potencialmente, han amenazado a varios millones de habitantes. Durante todo el periodo eruptivo ha supuesto un reto constante el conocer la evolución del domo interior del cráter y prever la potencia máxima posible de una probable explosión. Por otro lado, otro gran reto ha sido el poder calcular la máxima cantidad de agua que, procedente de la fusión del glaciar, se pudiera aportar a la ladera y provocar la formación de lahares. Sin embargo, el control y la monitorización directa del cráter y del glaciar son imposibles mientras dure la actividad volcánica. El acceso, aun por motivos científicos y de prevención, está absolutamente prohibido en un radio de 10 km del volcán, debido a la frecuencia de caídas y flujos piroclásticos en esa área. Para solucionar este problema, la Secretaría de Comunicación y Transportes (SCT) del gobierno mexicano realiza vuelos fotográficos con una frecuencia mensual y proporciona la información al Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), el organismo local responsable de la vigilancia y prevención de riesgos en el volcán.

El proyecto LAHAR, financiado por el gobierno español (REN2003 / 06388), tiene como objetivo aportar la metodología y las técnicas nece-



Figura 2.- Vista general del Volcán Popocatepetl y del glaciar Ventorrillo.

sarias para realizar una monitorización eficaz del volcán y de sus posibles riesgos de catástrofes provocadas por lahares. Ante la imposibilidad de acceso directo, el tratamiento de fotografías aéreas por medio de la fotogrametría analítica y digital, constituye en la actualidad una herramienta clave y rápida para controlar las variaciones o cambios espacio-temporales de la superficie y espesor de glaciares y formaciones volcánicas, permitiendo valorar los riesgos relacionados con la formación de lahares y otros procesos geomorfológicos, como se ha demostrado en trabajos recientes (Julio y Delgado, 2003). Además, el uso de técnicas de topografía y geodesia puede mejorar considerablemente la interpretación de las variaciones morfológicas del glaciar o del cráter.

Este trabajo tiene como objetivo el exponer técnicas geomáticas aplicadas, o en vías de aplicación, en la evaluación de las transformaciones morfológicas del volcán, para poder cuantificar y conocer con exactitud la evolución del glaciar y de las nuevas formaciones volcánicas desde los años previos a la entrada en erupción del volcán hasta la actualidad, y establecer una relación entre estas variaciones y la formación de lahares. La mayor parte de las técnicas expuestas están muy condicionadas por las dificultades del trabajo de campo, debidas a la gran altitud, la orografía, la actividad del volcán y su peligrosidad y la dificultad añadida de transportar desde España los equipos topográficos.

2. APLICACIONES GEOMÁTICAS AL PROYECTO

No cabe duda que las técnicas geomáticas (topografía, geodesia, fotogrametría, etc.) son, actualmente, las más empleadas en el control de desplazamientos y representación de las variaciones de las formas del relieve (glaciares, dunas, laderas deslizantes, etc.). Dependiendo de los medios disponibles, se pueden emplear desde técnicas tan simples como inclinómetros, jalones y cintas métricas, hasta las modernas estaciones totales sin prisma, los sistemas de posicionamiento por satélite, las cámaras fotogramétricas, el escaneado láser, etc. En cualquier caso, es necesario realizar dos o más observaciones para determinar la dinámica de la estructura o analizar sus variaciones morfológicas (Sanjosé *et al.*, 2004a).

A continuación se analizan cada una de las técnicas aplicadas para el estudio y monitorización de las variaciones geomorfológicas del volcán Popocatepetl y su aplicación a la prevención de catástrofes.

2.1. Topografía

Para ejecutar el trabajo topográfico se dispone de una estación total sin prisma de la marca Topcon, la cual tiene un error en la medida de distancias de $2 \text{ mm} \pm 2$ partes por millón (ppm) (figura 3).

Para la medida de distancias en zonas con mucha vegetación o para la ejecución de poligonales, se ha fabricado artesanalmente un reflector de constante nula. Este reflector es un simple cartón plano en lo alto de un jalón. De esta manera, este "prisma" es empleado para medir puntos del terreno no visibles a causa de la orografía o la vegetación. Este tipo de

El record de velocidad para este tramo de carretera
no lo fijó un deportivo, fue un topógrafo.

Es sorprendente la velocidad a la que se puede viajar por una carretera como esta.

Especialmente cuando un topógrafo tiene la ventaja de trabajar con las soluciones topográficas Trimble. Nuestros productos no sólo son robustos y ligeros, además están diseñados con un interface de trabajo y datos común. Esto simplifica el flujo de tareas, incrementando la productividad y minimizando la curva de aprendizaje.

Adicionalmente los equipos Trimble ya están preparados para el nuevo código L2C. Si desea conocer porqué Trimble debería ser su solución topográfica visitenos en www.trimble.com



 **Trimble.**

www.trimble.es

Distribuidor en España



www.santiago.es
Tel +34 902 12 08 70



Figura 3.- Proceso del levantamiento topográfico.

reflectores permite aligerar el material que se transporta en avión desde España.

2.1.1. Levantamiento Topográfico y Perfiles del Cauce de la Barranca

Una de las necesidades para realizar una adecuada prevención de desastres es conocer la cantidad sedimentada y erosionada por los lahares a lo largo de las barrancas del volcán. Para cumplir este objetivo, en la campaña de 2003 se seleccionó un tramo de la barranca, de una longitud de 550 m. Inicialmente se hizo una poligonal cerrada, consistente en 11 estaciones. Dicha poligonal se trazó dos veces, comprobándose que el error de cierre era inferior a 5 cm para cada una de ellas. Posteriormente, para dar coordenadas locales definitivas se compensó por mínimos cuadrados.

El trabajo de campo del año 2003 se hizo en coordenadas locales, ya que no se llevaron receptores GPS al no estar ésta tarea programada para dicho año. Además, fotografías previas al viaje mostraban una espesa vegetación en toda la zona de la barranca (figura 4). No obstante, durante la campaña de 2004 se aprovechará para dar puntos con GPS en resaltes próximos descubiertos de vegetación y así transformar las coordenadas locales de la barranca en UTM.

Una vez compensada la poligonal realizada el año 2003, el resto del trabajo consistió en (Sanjosé et al., 2004b):

- *Levantamiento topográfico:* Existen más de 25 códigos (Levee, talweg, lahar 1997, terraza, abanicos, etc.) para los puntos del levantamiento topográfico. Los puntos tomados con la estación total sin prisma tienen errores en su posición inferiores a 5 cm, mientras que los puntos tomados con el "prisma" son inferiores a 10 cm. Por tanto, la cartografía general de la barranca es de 1/500 (figura 5). Esta cartografía dispone de aproximadamente 1.700 puntos.
- *Perfiles transversales:* A partir de las estaciones de la poligonal se posicionaron los extremos de los perfiles transversales. Una vez estacionada la estación total en el extremo del perfil, se midió al otro extre-



Figura 4.- Barranca procedente del volcán Popocatepetl y del glaciar Ventorrillo.

mo y se pudo calcular por incremento de coordenadas que la diferencia con las coordenadas determinadas desde las estaciones de la poligonal era menor a 1 cm. La misma operación se realizó desde el otro extremo del perfil, dejando entre ambas mediciones una zona de solape como comprobación.

Todos los puntos de los perfiles transversales se tomaron sin utilizar el prisma, de esta forma su error de posición fue inferior a 3 mm. La representación de los perfiles ha sido a escala 1/100 en el eje horizontal y vertical (figura 6). En la campaña 2003 se levantaron 29 perfiles de longitud variable (entre 5 y 12 m) y en cada perfil se midieron aproximadamente 60 puntos.

En años posteriores se realizarán estos mismos perfiles para analizar las modificaciones ocasionadas por los procesos naturales.

2.1.2. Levantamiento Topográfico y Perfiles de la cabecera de la barranca

Otro de los aspectos importantes para la prevención de riesgos es conocer el volumen de sedimentos arrastrados por los lahares a lo largo del periodo eruptivo. Con esta finalidad, durante la campaña 2004 se pretende realizar un levantamiento topográfico y perfiles de la cabecera de la misma con la estación total sin prisma. Se emplearán coordenadas UTM, que se determinarán mediante GPS.

Con el levantamiento topográfico se pretende obtener el volumen de materia (ceniza volcánica, piroplásticos, etc.) trasladado por los lahares al

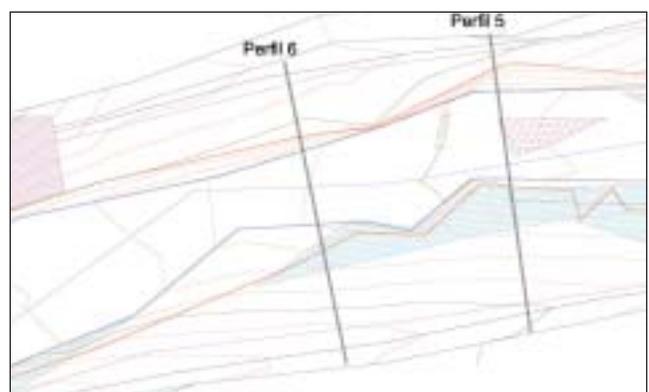


Figura 5.- Detalle del levantamiento topográfico de la barranca a escala 1/500.



Figura 6.- Perfil 25 de la barranca.

área de la barranca inferior. Para determinar el volumen se obtendrá una cartografía actualizada a septiembre de 2004 y se comparará con la existente, uniendo los puntos de las cabezas del talud (figura 7).

2.2. GPS

El Sistema de Posicionamiento Global (GPS) asegura una cobertura de un mínimo de cuatro satélites visibles sobre el horizonte del lugar durante las 24 horas del día y los 365 días del año en cualquier punto de la superficie terrestre. No obstante, y dadas las características de las distintas zonas de trabajo del proyecto, se va a comenzar a emplear desde la campaña de campo del año 2004. La metodología que se empleará será la de posicionamiento diferencial en modo estático por diferencia de fase en postproceso y RTK. El objetivo de emplear el GPS es obtener coordenadas en el sistema UTM (NAD27), en el que se encuentra la cartografía nacional de México (INEGI, 2000), para la correcta georreferenciación del levantamiento topográfico y los perfiles de la parte baja y alta de la barranca, así como de los puntos de apoyo de los diferentes vuelos.

2.2.1. Parámetros de Transformación

Partiendo de, al menos, 4 puntos de la Red Geodésica de México que circunden la zona de trabajo, se realizará durante este año una observación en estático relativo para el cálculo de la red y de los parámetros de transformación. Para ello, se han predefinido distintos posibles vértices con los que realizar la observación (figura 8) y que se concretarán tras una visita previa, en la que se estudie su accesibilidad y su estado de conservación. Una vez obtenidos dichos parámetros de transformación, se pretende dar coordenadas a tres puntos destacados: uno de ellos en el Paso de Cortés (por su accesibilidad para trabajos posteriores), otro en la zona inferior de la barranca (para georreferenciar

el levantamiento topográfico y los perfiles) y, por último, otro punto en la zona alta de la barranca (levantamiento topográfico y perfiles).

2.2.2. Puntos de Apoyo Fotogramétricos

Dado que la zona de trabajo es muy amplia, se prevé que los puntos de apoyo se obtengan mediante posicionamiento diferencial en postproceso. La actividad volcánica del Popocatepetl (acumulación de ceniza, nieve, deslizamientos de tierra, emisión de lavas, formación de lahares, etc.) hace que sea muy difícil el identificar puntos comunes en los diferentes vuelos desde el año 1989 a la actualidad. Por ello, los puntos de apoyo se tomarán en la periferia del mismo, sobre elementos que hayan permanecido invariables, para realizar un cálculo posterior mediante la técnica de aerotriangulación.

Otro aspecto es la dificultad de acceso a los posibles puntos de apoyo, así como las restricciones que existan por seguridad en función de la actividad volcánica durante los días de la toma de datos.



Figura 7.- Vista general de la barranca inferior (año 2003) y la barranca superior. Detalle de deslizamiento en la barranca superior.



Figura 8.- Ubicación de posibles puntos geodésicos para el cálculo de los parámetros de transformación.

2.2.3. Georreferenciación del Levantamiento Topográfico y Perfiles

Por último, partiendo de los puntos destacados anteriormente, mediante la técnica de posicionamiento en tiempo real por diferencia de fase (RTK), se pretende dar coordenadas a varios puntos que forman las bases de la poligonal empleada para el levantamiento topográfico de la parte baja de la barranca. De igual forma, se actuará en la parte alta de la misma para georreferenciar tanto los perfiles como el levantamiento topográfico.

Si las condiciones de observación lo permiten (obstrucciones, multipath, geometría de los satélites, etc.), se empleará el GPS en RTK para proporcionar coordenadas a las dianas o puntos de apoyo de la fotogrametría terrestre del frente del glaciar (ver apartado 2.3.3).

2.3. Fotogrametría

Para la realización de la cartografía del glaciar y cráter del volcán Popocatepetl en distintas épocas (1998 - 2003) (figura 9) mediante técnicas fotogramétricas, se debe considerar:

- Fotografías aéreas en las cuales existe el problema del humo expulsado por el volcán, de manera que se hace difícil la restitución en algunas zonas.
- La cima del volcán se encuentra a 5.400 m y el frente del glaciar está a 4.500 m, lo cual provoca diferentes escalas de vuelo para la misma cartografía. Además, cada vuelo fotogramétrico tiene distinta escala.
- Debido a la inaccesibilidad de la zona, no se dispone de puntos de apoyo. La solución ha sido recurrir a una cartografía antigua (1982) a escala 1/10.000, de la cual se obtuvieron los puntos de referencia. Durante la campaña

2004 se pretende determinar puntos de apoyo mediante GPS en zonas alejadas y, mediante aerotriangulación, se darán coordenadas a puntos "estables" de la zona del cráter y picos cercanos (p.e., Pico del Fraile).

- Para la restitución digital se han escaneado las fotografías a 21 micras con el escáner Vexcel 5000.
- La cartografía se ha realizado en el restituidor analítico de primer orden SD 2000 y en el restituidor digital Photopol. Actualmente se están comparando los resultados entre los dos restituidores.

La orientación absoluta ha sido inferior a 2 m en cada vuelo. Mientras que los puntos de apoyo obtenidos de la cartografía (1/10.000) posiblemente tengan errores de 5 m. No obstante, como siempre se han empleado los mismos puntos para todas las restituciones, el error entre las campañas es el obtenido en la orientación absoluta.

2.3.1. Cartografía General del área de estudio

La cartografía que actualmente se tiene de toda la zona circundante es la realizada por el INEGI (2000) a escala 1/50.000. En el proyecto se realizó una cartografía a escala 1/20.000, con equidistancia de las curvas de nivel de 20 m y en coordenadas UTM (figura 10).

La ejecución del apoyo fotogramétrico en la campaña 2004 se pretende efectuar mediante GPS, aunque muy posiblemente la detección de puntos estables en el terreno resulte difícil, debido a las erupciones del volcán.

2.3.2. Restituciones de Detalle del cráter y volcán

Se dispuso de vuelos fotogramétricos del área del cráter y del glaciar proporcionados por CENAPRED. Para obtener la cartografía, en algunos

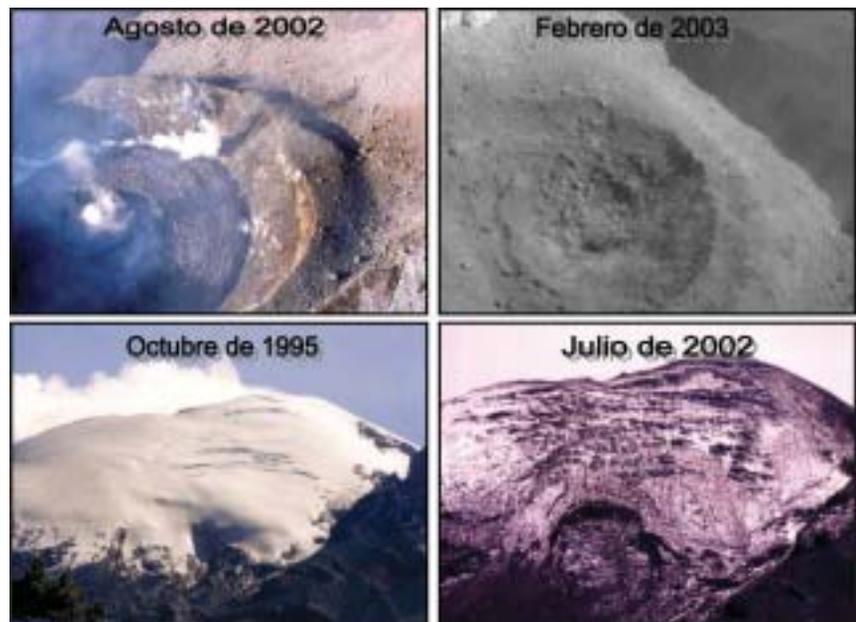
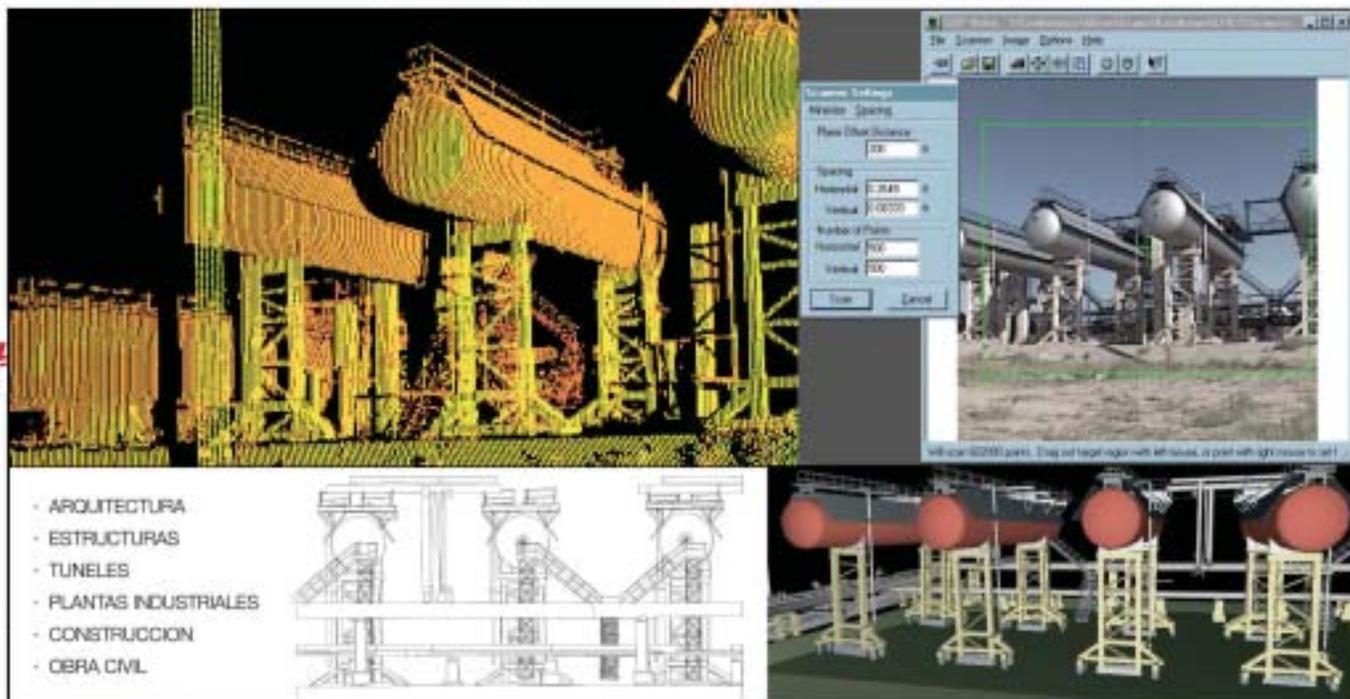


Figura 9.- Variaciones morfológicas del cráter y el glaciar.

ACRE

Leica
Geosystems



- ARQUITECTURA
- ESTRUCTURAS
- TUNELES
- PLANTAS INDUSTRIALES
- CONSTRUCCION
- OBRA CIVIL

laserescaner@acre-sl.com

www.laserescaner.com

Alquiler y Venta



GPS TIEMPO REAL

Serie 1200 con X-Funzion
Serie 500

ESTACIONES TOTALES

SmartStation
Serie 1200 con X-Funzion
Serie 800 - 700 - 400

NIVELES

NA2/NAK2
DNA10/03

ACCESORIOS

Software
Material para marcado

Alquile y Compre en ACRE
Siempre las mejores condiciones

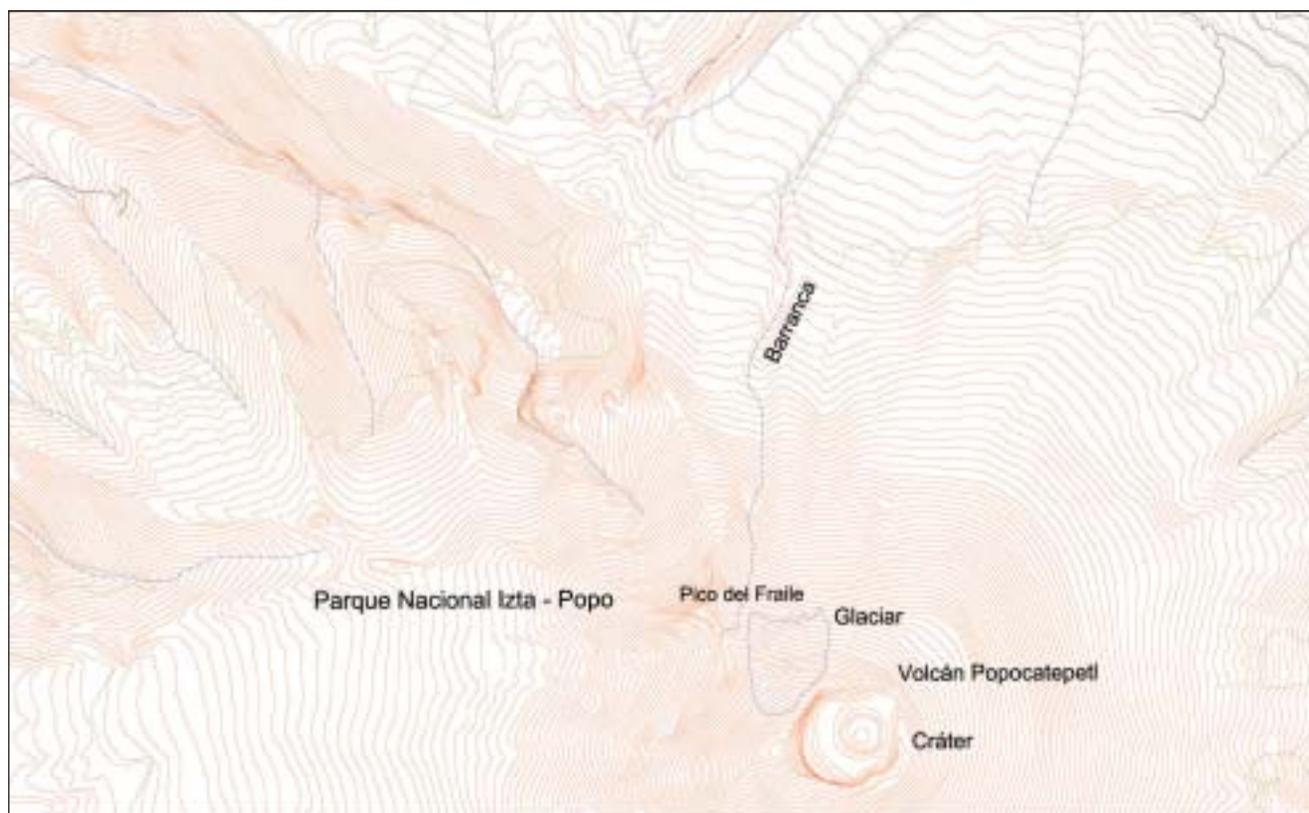


Figura 10.- Cartografía a escala 1/20000 (equidistancia de 20 m).

vuelos existen serios problemas debidos a la nieve recién caída o a las fumarolas del domo del volcán. Las fechas de estos vuelos son: diciembre de 1998, junio del 1999, junio de 2002, diciembre de 2002 y febrero de 2003.

El objetivo de las distintas restituciones ha sido analizar la evolución en tamaño y volumen del domo interno del cráter y el glaciar (figuras 11 y 12). Para ello, una vez restituído cada vuelo a escala 1/5.000 y equidistancia 10 m, se ha calculado con el programa TCP-IT y el programa INROADS la variación volumétrica. Las variaciones se han calculado también con un Sistema de Información Geográfica (Arc-GIS).

Las técnicas empleadas con el programa TCP-IT han sido:

- *Mallas de curvas de nivel:* Se calculan los volúmenes de desmonte y terraplén a partir de dos dibujos (CAD) generados por sus curvas de nivel. Estas mallas tienen el mismo origen y cada celdilla de la malla tiene 4 m de lado. Se superponen ambas mallas y para cada celda se calcula la cota media en cada dibujo. Posteriormente se restan, con lo que se obtienen las variaciones del volumen.
- *Mallas de modelos digitales:* Se determina el volumen mediante la diferencia de dos mallas que tienen su origen en la generación del Modelo Digital del Terreno (MDT). Se obtiene una serie de prismatoides triangulares, que se analizan, hallando las cotas medias de las caras inferiores y superiores de cada modelo. La diferencia de estas cotas, multiplicadas por la base del triángulo, determina la diferencia del volumen.

- *Diferencia de perfiles transversales:* El volumen se obtiene a partir de la comparación de los mismos perfiles transversales a lo largo de un eje en los dos modelos que se quieren comparar. Esta técnica se ha empleado en la dirección Norte-Sur y Oeste-Este.

Posteriormente, estos resultados se han comparado con el obtenido en el programa de diseño INROADS.

El resultado volumétrico, tanto para el cráter como el glaciar se muestra en las tablas 1 y 2.

Puede comprobarse que los resultados mostrados en cada una de las anteriores técnicas son muy similares.

El siguiente paso consistirá en estudiar en qué medida el comportamiento del glaciar se ve afectado por la actividad volcánica.

2.3.3. Fotogrametría terrestre del frente del glaciar

Durante la campaña de campo del año 2004 se van a tomar fotografías del frente del glaciar con una cámara semimétrica Rollei 6008. De esta forma se pretende seguir dos técnicas de trabajo: por una parte, las tomas normales, que serán tratadas en restituidores analítico y digital, y, por otra parte, las tomas convergentes que serán analizadas con el programa CDW (Sanjosé, 2003).



Figura 11.- Cartografía a escala 1/5000 de junio de 1999 y junio de 2002 y la comparación de pérdida de masa helada del glaciar.

Debido a la inestabilidad del glaciar, se tratarán de señalar los puntos de apoyo en zonas circundantes menos peligrosas (figura 13). Las coordenadas de los puntos de apoyo se obtendrán mediante GPS.

Nuestro interés de cartografiar "con detalle" el frente del glaciar tiene como objetivo el determinar con precisión su avance y retroceso en años sucesivos. Así, a pesar de las condiciones extremas de trabajo, trataremos de obtener cartografía del frente a escala 1/2.000.

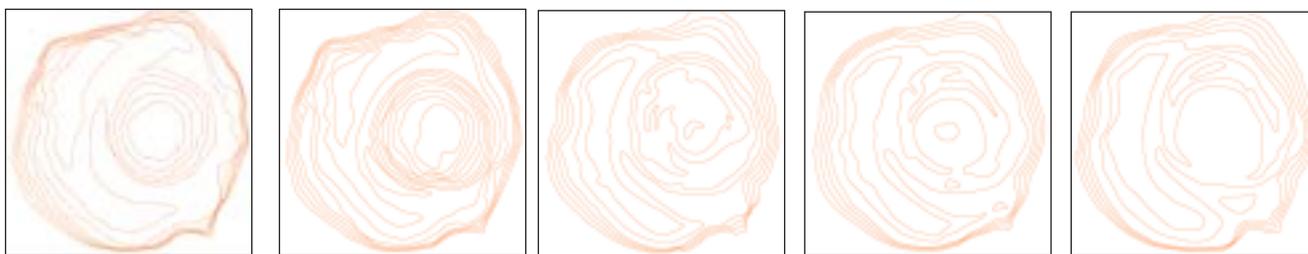


Figura 12.- Restituciones del domo del cráter (superior curva de nivel cerrada) en el periodo 1998 - 2003.

Cráter (m ³) +: Incremento -: Decremento	Mallado TCP	Triangulación TCP	Perfiles TCP	Triangulación INROADS	ARC-GIS
Diciembre 1998 - Junio 1999	No hay datos	No hay datos	-341.790	-347.230	-363.931
Junio 1999 - Junio 2002	5.725.819	No hay datos	5.559.114	5.538.371	5.501.503
Junio 2002 - Diciembre 2002	No hay datos	275.022	258.660	269.632	279.100
Diciembre 2002 - Febrero 2003	No hay datos	456.791	424.376	423.723	418.166

Tabla 1.- Variación del volumen del domo del cráter.

Cráter (m ³) +: Incremento -: Decremento	Mallado TCP	Triangulación TCP	Perfiles TCP	Triangulación INROADS	ARC-GIS
Diciembre 1998 - Junio 1999	1.106.743	-1.094.502	-886.212	-1.129.541	-1.019.229
Junio 1999 - Junio 2002	-1.241.005	-1.310.753	-1.149.306	1.261.909	-1.283.353
Junio 2002 - Diciembre 2002	229.547	-229.992	-172.667	-245.752	-118.289
Diciembre 2002 - Febrero 2003	No hay datos	No hay datos	No hay datos	No hay datos	No hay datos

Tabla 2.- Variación del volumen del glaciar Ventorrillo.

3. CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos en las primeras aplicaciones muestran una eficacia de las técnicas geomáticas en la obtención de datos sobre las variaciones geomorfológicas que un volcán desarrolla durante sus periodos eruptivos. El levantamiento topográfico de un sector de la barranca a escala 1/500 va a permitir calcular la cantidad de sedimentos transportados por los lahares y la capacidad erosiva de los flujos posteriores. Estos datos serán clave a la hora de desarrollar modelos numéricos que permitan simular matemáticamente los flujos máximos posibles y delimitar sus áreas de inundación. La obtención de las diferencias volumétricas del glaciar antes y después de un evento lahárico permitirá conocer la cantidad de agua aportada a la remoción de masas de sedimentos, dato clave también en la elaboración de simulaciones numéricas y modelizaciones analógicas en el laboratorio. El conocimiento del volumen de lavas emitidas en el interior del cráter permitirá evaluar el umbral de crecimiento máximo de los domos antes de su explosión. Los datos que previsiblemente se podrán obtener en la próxima campaña de campo com-

pletarán de forma eficiente la monitorización del volcán. El trabajo muestra, por tanto, la eficacia de las técnicas geomáticas en la prevención de riesgos volcánicos.

4. REFERENCIAS

- Capra, L., Poblete, M.A. y Alvarado, R. (2004): *The 1997 and 2001 lahars of Popocatepetl Volcano (Central México): textural and sedimentological constrains on their origin and hazards*. Jour. Volc. and Geother. Research. (In press).
- Julio, P. y Delgado, H. (2003): *Fast hazard evaluation employing digital photogrammetry: Popocatepetl glaciers, México*. Geofísica Internacional, 42(2): 275-283.
- INEGI (2000): Huejotzingo, Mapa 1:50.000. E14B42.
- Palacios, D., Zamorano, J.J. y Parrilla, G. (1998): *Proglacial debris flows in Popocatepetl North Face and their relation to 1995 eruption*. Zeitschrift fur Geomorphologie, 42 (3): 273-295.
- Palacios, D., Zamorano, J.J. y Gómez A. (2001): *The impact of present lahars on the geomorphologic evolution of proglacial gorges: Popocatepetl, Mexico*. Geomorphology, 37: 15-42.
- Sanjosé, J.J. y Serrano, E. (2002): *Determinación del movimiento superficial del glaciar rocoso de las Argualas (Huesca) mediante el empleo de técnicas fotogramétricas*. VII Reunión Nacional de Geomorfología. Valladolid, 263-273.
- Sanjosé, J.J. (2003): *Estimación de la dinámica de los glaciares rocosos mediante modelización ambiental y técnicas fotogramétricas automáticas*. Tesis doctoral. Valencia.
- Sanjosé, J.J., Atkinson, A.D.J. et al. (2004a): *Cuantificación geomática de la dinámica en estructuras geomorfológicas*. XI Congreso de Métodos Cuantitativos, Sistemas de Información Geográfica y Teledetección. Murcia.
- Sanjosé, J.J., Atkinson, A.D.J. et al. (2004b): *Lahar prevention by photogrammetry on Popocatepetl (México), crater and glacier*. EGU, General Assembly, Nice (Francia). ■



Figura 13.- Frente del glaciar y preseñalización de los “puntos de apoyo”.

Conozca la Estación Total TRIMBLE

S6

La última tecnología a su alcance. Póngase en contacto con su TopoCenter más cercano.

TopoCenter Galicia
Pablo Rodríguez
Tel. 618 303 238

TopoCenter Zona Norte
Yolanda López de Torre
Tel. 616 012 096

TopoCenter Madrid
Bartolomé Pérez
Tel. 629 590 874

TopoCenter Baleares
Gabriel Torrelló
Tel. 660 125 100

TopoCenter Levante
Julio del Río
Tel. 618 557 128

TopoCenter Barcelona
Isabel Chuecos
Tel. 655 559 111



TopoCenter® PUNTOS DE APOYO TOPOCENTER EN SU ZONA:
BARCELONA 93 340 05 73 | MADRID 91 371 82 98 - 629 590 874 | LEVANTE 618 557 128 - 618 557 128
BALEARNS 660 125 100 | GALICIA 986 772 111 - 618 303 238 | PAIS VASCO 945 13 10 24 - 616 012 096

Bofarull, 14, bajos 08027 Barcelona
Tel. 93 340 05 73 Fax 93 351 95 18
www.al-top.com al-top@al-top.com

al-top
TOPOGRAFIA

Medición con técnicas GPS y de Topografía clásica: Comparación de las observaciones

Dr. Ing. Benjamín Sánchez Fernández, Dr. Ing. Delfín Puente Rodríguez, Ing. Téc. Beatriz Muñiz Rubiera
 ÁREA DE ING. CARTOGRÁFICA, GEODÉSICA Y FOTOGAMETRÍA
 DEP. DE EXPLOTACIÓN Y PROSPECCIÓN DE MINAS (UNIV. DE OVIEDO)

M. Sc. Ing. Pablo Salcedo Mederos
 DEP. DE ING. VIAL, INSTITUTO SUPERIOR POLITÉCNICO J. A. E. (LA HABANA, CUBA)

Resumen

En el presente trabajo se exponen los conceptos necesarios para la utilización combinada de las observaciones realizadas con la técnica GPS (Δx , Δy , Δz) y las efectuadas mediante los métodos de la topografía clásica (D^G , H , V), permitiendo asimismo compararlas de forma adecuada. Para ello se da un ejemplo de aplicación práctica sobre mediciones realizadas a una distancia media comprendida entre 1.300 y 3.200 metros y se comentan las diferencias observadas

I. INTRODUCCIÓN

En la realización de trabajos topográficos es frecuente la utilización combinada de las mediciones GPS y las de Topografía clásica. Dado que los resultados de los mismos se obtienen en distintos sistemas de referencia, es necesario conocer la metodología que nos permita comparar las medidas realizadas con cada uno de los sistemas.

2. TRANSFORMACIÓN DE LAS OBSERVACIONES GPS A UN SISTEMA LOCAL NO GEOCÉNTRICO

Las coordenadas cartesianas tridimensionales (X , Y , Z) de un punto en el espacio se pueden transformar previamente en coordenadas elipsoidales (λ , φ , h) utilizando un elipsoide de revolución con el mismo origen, orientado de modo que su plano ecuatorial contenga a los ejes X e Y del sistema tridimensional, tal y como se muestra en la figura 1.

Las coordenadas cartesianas se obtienen a partir de las elipsoidales mediante las expresiones:

$$\begin{aligned} X &= (N + h) \cos \varphi \cos \lambda \\ Y &= (N + h) \cos \varphi \operatorname{sen} \lambda \\ Z &= \left(\frac{b^2}{a^2} N + h \right) \operatorname{sen} \varphi \end{aligned} \quad (1)$$

siendo N el radio de curvatura principal, que se determina a través de la expresión:

$$N = \frac{a^2}{\sqrt{a^2 \cos^2 \varphi + b^2 \operatorname{sen}^2 \varphi}} \quad (2)$$

Por su parte, para calcular las coordenadas elipsoidales a partir de las cartesianas se pueden utilizar las mismas ecuaciones, aunque, debido a que no se pueden despejar la latitud φ y la altura elipsoidal h , resulta

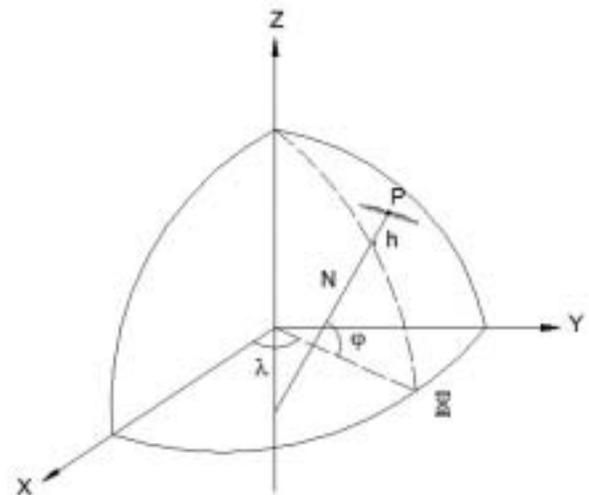


Fig. 1: Relación entre las coordenadas cartesianas y las elipsoidales

necesario efectuar un cálculo iterativo que, no obstante, puede ser evitado haciendo uso de las fórmulas aproximadas que se muestran seguidamente:

$$\begin{aligned}
 e^2 &= \frac{a^2 - b^2}{a^2} \\
 p &= \sqrt{X^2 + Y^2} \\
 \theta &= \arctan \frac{Z a}{p b} \\
 \varphi &= \arctan \frac{Z + e^2 b \operatorname{sen}^3 \theta}{p - e^2 a \operatorname{cos}^3 \theta} \\
 \lambda &= \arctan \frac{Y}{X} \\
 h &= \frac{P}{\operatorname{cos} \varphi} - N
 \end{aligned}
 \tag{3}$$

en donde θ representa un parámetro auxiliar y e^2 la segunda excentricidad del elipsoide, definida, como se sabe, por la relación:

$$e^2 = \frac{a^2 - b^2}{b^2}$$

Se denomina sistema de coordenadas locales horizontales en un punto P_i cualquiera, al definido por la normal al elipsoide (\bar{u}_i), la tangente al meridiano en la dirección del norte verdadero (\bar{n}_i) y la perpendicular a este eje (\bar{e}_i), contenida en el plano tangente al elipsoide, dirigida en la dirección Este, como se representa en la figura 2.

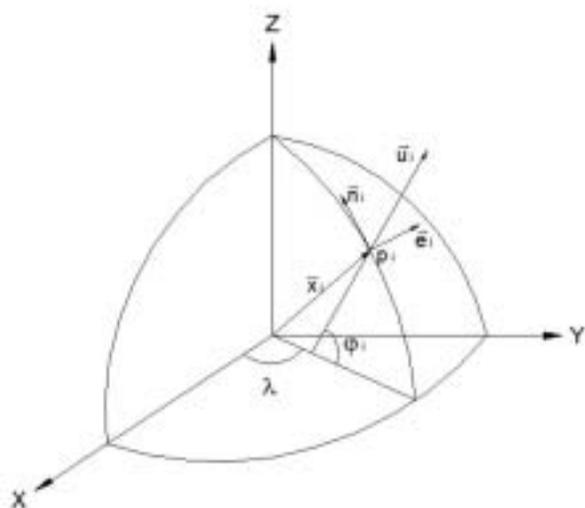


Fig. 2: Relación entre las coordenadas globales y las locales

Los ejes (\bar{e}_i), (\bar{n}_i), (\bar{u}_i) del sistema local de coordenadas en el punto P_i se relacionan con las coordenadas elipsoidales del sistema global mediante las expresiones:

$$\bar{e}_i = \begin{bmatrix} -\operatorname{sen} \lambda_i \\ \operatorname{cos} \lambda_i \\ 0 \end{bmatrix} \quad \bar{n}_i = \begin{bmatrix} -\operatorname{sen} \varphi_i \operatorname{cos} \lambda_i \\ -\operatorname{sen} \varphi_i \operatorname{sen} \lambda_i \\ \operatorname{cos} \varphi_i \end{bmatrix} \quad \bar{u}_i = \begin{bmatrix} \operatorname{cos} \varphi_i \operatorname{cos} \lambda_i \\ \operatorname{cos} \varphi_i \operatorname{sen} \lambda_i \\ \operatorname{sen} \varphi_i \end{bmatrix}
 \tag{4}$$

Las observaciones GPS que se pretende comparar con las correspondientes efectuadas por Topografía clásica, consisten en las diferencias de coordenadas entre dos puntos P_i y P_j (ΔX_{ij} , ΔY_{ij} , ΔZ_{ij}) en el sistema cartesiano global, que se denominan baselíneas.

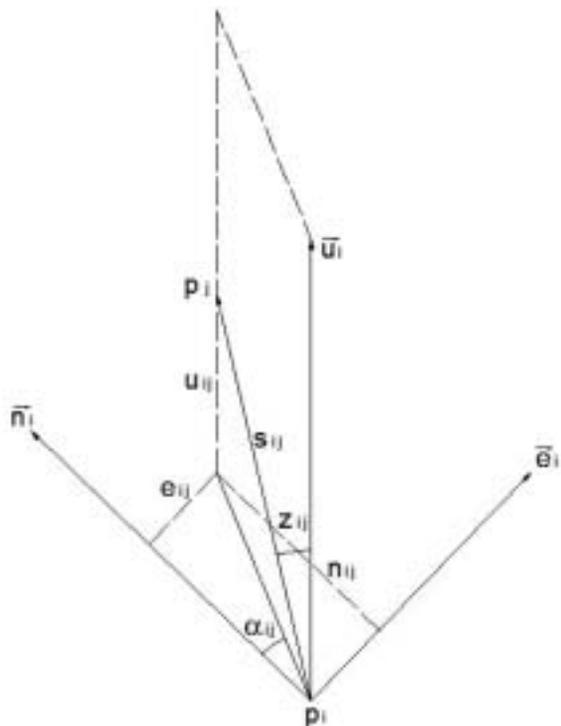


Fig. 3: Descomposición del vector \bar{X}_{ij} en componentes locales

De acuerdo con la figura 3, el vector $\bar{X}_{ij}(\Delta X_{ij}, \Delta Y_{ij}, \Delta Z_{ij})$, que va desde el punto P_i al P_j , se puede descomponer en sus proyecciones sobre los ejes del sistema local referido al punto P_i , sin más que multiplicarlo escalarmente por los vectores \bar{e}_i , \bar{n}_i , \bar{u}_i , es decir:

$$\begin{aligned}
 \bar{X}_{ij} &= \begin{bmatrix} e_{ij} \\ n_{ij} \\ u_{ij} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{e}_i \cdot \bar{X}_{ij} \\ \bar{n}_i \cdot \bar{X}_{ij} \\ \bar{u}_i \cdot \bar{X}_{ij} \end{bmatrix} = \\
 &= \begin{bmatrix} -\operatorname{sen} \lambda_i & \operatorname{cos} \lambda_i & 0 \\ -\operatorname{sen} \varphi_i \operatorname{cos} \lambda_i & -\operatorname{sen} \varphi_i \operatorname{sen} \lambda_i & \operatorname{cos} \varphi_i \\ \operatorname{cos} \varphi_i \operatorname{cos} \lambda_i & \operatorname{cos} \varphi_i \operatorname{sen} \lambda_i & \operatorname{sen} \varphi_i \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta X_{ij} \\ \Delta Y_{ij} \\ \Delta Z_{ij} \end{bmatrix}
 \end{aligned}
 \tag{5}$$

Estas componentes también se pueden expresar en función de la distancia espacial s_{ij} , el acimut α_{ij} y el ángulo cenital z_{ij} , adquiriendo la forma dada por:

$$\bar{X}_{ij} = \begin{bmatrix} e_{ij} \\ n_{ij} \\ u_{ij} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} s_{ij} \cdot \operatorname{sen} z_{ij} \cdot \operatorname{sen} \alpha_{ij} \\ s_{ij} \cdot \operatorname{sen} z_{ij} \cdot \operatorname{cos} \alpha_{ij} \\ s_{ij} \cdot \operatorname{cos} z_{ij} \end{bmatrix}
 \tag{6}$$

que una vez despejadas quedan como:

$$\begin{aligned}
 s_{ij} &= \sqrt{e_{ij}^2 + n_{ij}^2 + u_{ij}^2} \\
 \tan \alpha_{ij} &= \frac{e_{ij}}{n_{ij}} \\
 \operatorname{cos} z_{ij} &= \frac{u_{ij}}{\sqrt{e_{ij}^2 + n_{ij}^2 + u_{ij}^2}}
 \end{aligned}
 \tag{7}$$

3. CORRECCIONES A APLICAR A LAS OBSERVACIONES DE TOPOGRAFÍA CLÁSICA

Quando se realizan mediciones por Topografía clásica, es decir, haciendo uso de una estación total electrónica, las observaciones que se llevan a cabo entre dos puntos **A** y **B** son la distancia geométrica (D^G), el ángulo horizontal (**H**) entre una referencia y el punto y la distancia cenital (**V**), valores que se muestran en la figura 4.

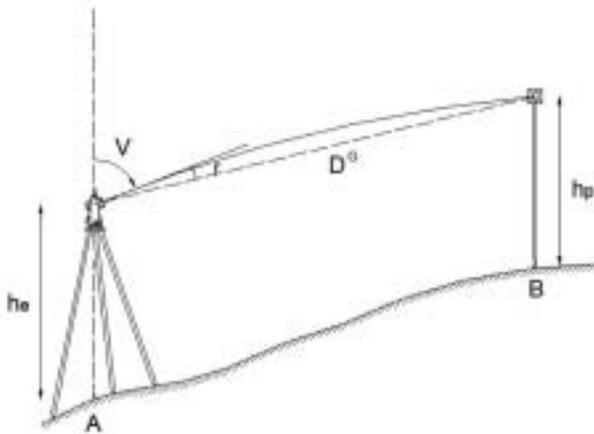


Fig. 4: Medición topográfica clásica con estación total

Dado que las alturas h_e del instrumento topográfico y h_p del prisma reflectante no suelen ser iguales y como en las observaciones GPS normalmente los resultados están referidos a la altura de los puntos, resulta necesario corregir las distancias D^G medidas, las cuales, a su vez, ya se supone que están corregidas de los efectos debidos a la presión y temperatura ambientales. Para llevar a cabo dicha corrección, es preciso aplicar el teorema del coseno en el triángulo $A'B'B''$ de la figura 5, en la que Δh representa la diferencia de alturas del instrumento y del prisma.

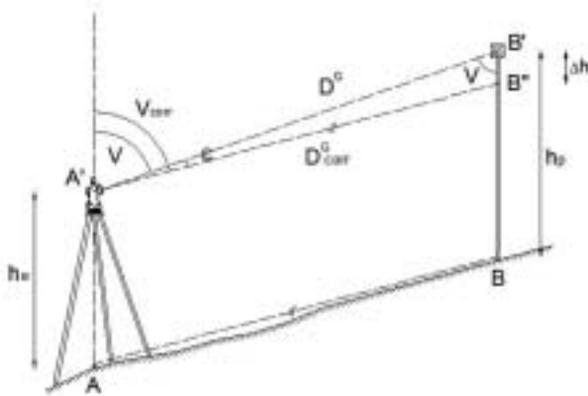


Fig. 5: Corrección de la distancia geométrica

$$(D_{corr}^G)^2 = \Delta h^2 + (D^G)^2 - 2 \Delta h D^G \cos V \quad (8)$$

en la que:

$$\Delta h = h_p - h_e$$

pero de la observación de la figura 5 también se deduce la necesidad de corregir la lectura del ángulo vertical **V**, puesto que la diferencia de alturas Δh entre el prisma y el instrumento topográfico provoca la existencia de un ángulo ϵ , que sumado a la distancia cenital **V** permite corregir éste de forma adecuada, esto es:

$$V_{corr} = V + \epsilon$$

El valor de la corrección se consigue aplicando el teorema del seno al triángulo $A'B'B''$ anteriormente citado, en el que se verifica la siguiente relación:

$$\frac{\Delta h}{\text{sen } \epsilon} = \frac{D_{corr}^G}{\text{sen } V}$$

Despejando se tiene:

$$\epsilon = \text{arc sen} \left(\frac{\Delta h}{D_{corr}^G} \text{sen } V \right) \quad (9)$$

Por otra parte, también hay que tener presente la corrección que hay que introducir al ángulo vertical **V** como consecuencia de la refracción atmosférica, tal y como se muestra en la figura 4, ya que la visual se curva en dirección al centro de la Tierra por efecto de las diferentes condiciones ambientales de las distintas capas que componen la atmósfera circundante donde se están llevando a cabo las mediciones topográficas. En semejantes circunstancias, resulta necesario determinar el valor del ángulo de refracción **r**, que aproximadamente se calcula mediante la expresión:

$$r = \frac{K D}{R} \quad (10)$$

en la que **K** es el coeficiente de refracción, que se puede tomar como 0,08, **D** es la distancia horizontal y **R** el radio de la esfera local, que se considera igual a 6.375.000 metros.

Finalmente, para poder comparar los ángulos verticales V_{ij} con los z_{ij} obtenidos a partir de las observaciones GPS, hay que introducir una nueva corrección a las distancias cenitales medidas por Topografía clásica, que es la debida a la desviación de la vertical al geode (vertical física, que es la usada como referencia de los ángulos verticales **V**) respecto de la vertical al elipsoide, que es la utilizada como referencia de los ángulos cenitales z_{ij} anteriormente citados.

Generalmente, las desviaciones de la vertical geodésica en cada punto se consideran descompuestas en las direcciones Norte y Este, de modo que, de acuerdo con la representación gráfica que se muestra en la figura 6, la desviación en una dirección cualquiera, definida por un acimut α , vendría dada por una expresión del tipo:

$$\zeta = \xi \cos \alpha + \eta \text{sen } \alpha \quad (11)$$

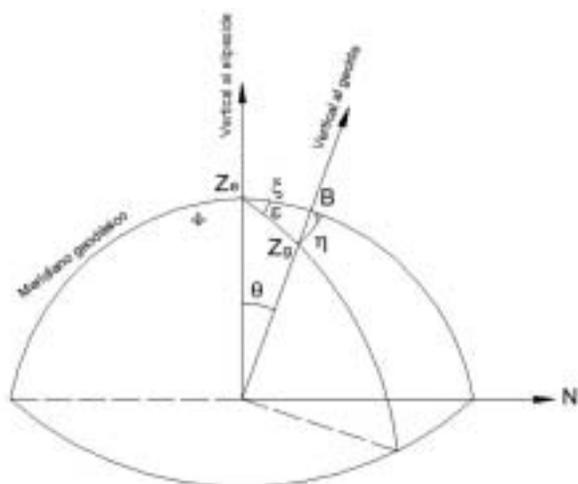


Fig. 6: Desviación de la vertical y su descomposición en las direcciones Este y Norte

En la figura anterior se puede observar un punto en el que, en la dirección definida por el acimut ϵ , la desviación de la vertical es máxima e igual a θ . El problema que puede plantearse es que las desviaciones de la vertical ξ y η que suelen darse en los modelos de geoides, no se adaptan muy bien a las ondulaciones locales y, por lo tanto, aparecen diferencias que pueden ser importantes.

En lo que se refiere a los ángulos horizontales medidos con la estación total, si se quieren comparar con los acimutes α_{ij} observados con la técnica GPS, es necesario transformarlos en acimutes referidos al Norte geográfico, para lo cual, desde la estación de coordenadas conocidas, hay que visar un punto del que también se conozcan sus coordenadas UTM. De este modo, según la representación gráfica de la figura 7, el acimut θ_{AB} se puede calcular de la forma que se indica seguidamente:

$$\theta_{AB} = H_B - H_R - (400^s - \theta_{AR}^{UTM}) + C_{AR} + \gamma_A \quad (12)$$

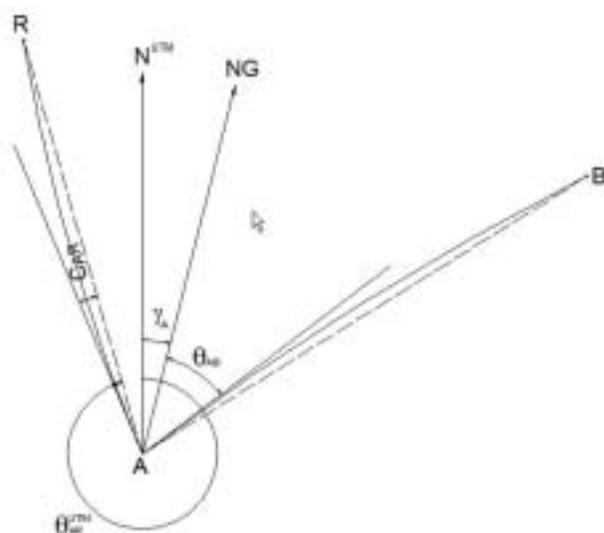


Fig. 7: Acimut θ_{AB}

donde:

- θ_{AR}^{UTM} = Orientación UTM de A a la referencia R.
- C_{AR} = Ángulo de reducción a la cuerda entre A y R.
- γ_A = Convergencia de meridianos en el punto A.
- H_B = Lectura del ángulo horizontal a B.
- H_R = Lectura del ángulo horizontal a R.

Estos valores se determinan a partir de las coordenadas UTM de los puntos A y R y haciendo uso de las tablas de la proyección UTM, o bien utilizando las fórmulas que permiten obtener C_{AR} y γ_A .

En el caso de no disponer de las coordenadas UTM del punto de estación o que no se conozcan las de la referencia R, se puede comparar la diferencia de acimutes $(\theta_{AC} - \theta_{AB})$ entre dos puntos B y C con la diferencia de acimutes $(\alpha_{AC} - \alpha_{AB})$ obtenidos con las observaciones GPS entre dichos puntos.

4. COMPARACIÓN ENTRE MEDIDAS GPS Y TOPOGRÁFICAS CLÁSICAS. CASO PRÁCTICO

Para mejor comprensión de lo anteriormente expuesto, seguidamente se procede a comentar un caso práctico de medición, realizado en una red topográfica de pequeñas dimensiones, compuesta de siete vértices, con uno central V_1 conocido y el vértice exterior Peña Menende, perteneciente al sistema geodésico RE-50, cuyas coordenadas UTM son conocidas.

Para el caso que se propone se van a considerar las medidas realizadas con GPS y por Topografía clásica entre el vértice V_1 y los otros seis vértices periféricos de la red topográfica diseñada.

Las observaciones realizadas con la técnica GPS se muestran en la tabla I y consisten en los incrementos de coordenadas existentes entre el vértice central V_1 y el resto. Dichas diferencias de coordenadas están referidas a la altura de la cabeza de los clavos que han sido utilizados para la señalización y materialización de la red.

Estación	Punto visado	ΔX	ΔY	ΔZ
V_1	V_2	-316,918	2.884,019	323,366
V_1	V_3	-1.375,384	2.557,424	1.424,507
V_1	V_4	-1.952,157	1.648,676	1.876,160
V_1	V_5	-1.104,535	-595,359	881,982
V_1	V_6	1.068,961	-1.175,439	-962,894
V_1	V_7	1.026,482	-34,557	-818,598

Tabla I: Mediciones GPS

De la misma forma, las medidas realizadas por los métodos de Topografía clásica, que han sido recogidos en la tabla II, consisten en las distancias geométricas (corregidas de presión y temperatura) y los ángulos

horizontales y verticales observados desde el vértice V_1 al resto de vértices de la red, incluyendo además la orientación al vértice geodésico *Peña Menende*.

Estación	Alt. Inst.	Punto	H	V	D ^G (m)	Alt. Pris.
V_1	1,461	P. Menende	0,0000 ^g	–	–	–
V_1	1,461	V_2	113,8943 ^g	104,8187 ^g	2.919,332	1,546
V_1	1,461	V_3	81,7934 ^g	104,0357 ^g	3.234,403	1,476
V_1	1,461	V_4	58,4498 ^g	104,9040 ^g	3.170,015	1,521
V_1	1,461	V_5	397,7563 ^g	106,1488 ^g	1.533,723	1,579
V_1	1,461	V_6	267,2329 ^g	93,1940 ^g	1.857,794	1,451
V_1	1,461	V_7	224,8686 ^g	91,1536 ^g	1.313,377	1,423

Tabla II: Medidas de topografía clásica

Como se ha comentado en el epígrafe 2, las medidas GPS es necesario transformarlas al sistema local (\vec{e} , \vec{n} , \vec{u}). En este sentido, dado que se dispone de las coordenadas cartesianas tridimensionales del vértice V_1 desde el que se llevaron a cabo las observaciones, cuyos valores son:

$$X_{V_1} = 4617637,0346 ; Y_{V_1} = -474380,2089 ; Z_{V_1} = 4360155,6871$$

aplicando las ecuaciones (3) se pueden obtener las coordenadas elipsoidales (λ , φ , z) del vértice V_1 , cuyos valores son:

$$\lambda_{V_1} = -5^{\circ}51'55,9687'' \quad \varphi_{V_1} = 43^{\circ}23'57,0480'' \quad h_{V_1} = 474,188$$

lo que permite obtener la matriz de giro que posibilita pasar los incrementos de coordenadas del sistema cartesiano geocéntrico al sistema local.

$$\bar{X}_{vij} = \begin{bmatrix} e_{vij} \\ n_{vij} \\ u_{vij} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\text{sen } \lambda_{v_1} & \cos \lambda_{v_1} & 0 \\ -\text{sen } \varphi_{v_1} \cos \lambda_{v_1} & -\text{sen } \varphi_{v_1} \text{sen } \lambda_{v_1} & \cos \varphi_{v_1} \\ \cos \varphi_{v_1} \cos \lambda_{v_1} & \cos \varphi_{v_1} \text{sen } \lambda_{v_1} & \text{sen } \varphi_{v_1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta X_{vij} \\ \Delta Y_{vij} \\ \Delta Z_{vij} \end{bmatrix} \quad (13)$$

La matriz de giro M resultante es la que se muestra seguidamente.

$$M = \begin{bmatrix} 0,1021943828 & 0,9947644449 & 0 \\ -0,6834798847 & 0,0702154214 & 0,7265845043 \\ 0,7227804337 & -0,0742528550 & 0,6870771122 \end{bmatrix}$$

que, aplicada convenientemente a cada una de las observaciones, permite obtener los incrementos de coordenadas en el sistema local, que se recogen en la tabla III siguiente.

Estación	Punto visado	e_{ij}	n_{ij}	u_{ij}
V_1	V_2	2.836,532	654,062	-221,031
V_1	V_3	2.403,478	2.154,643	-205,251
V_1	V_4	1.440,545	2.813,211	-244,333
V_1	V_5	-705,119	1.353,959	-148,140
V_1	V_6	-1.060,043	-1.512,771	198,321
V_1	V_7	70,525	-1.298,787	182,047

Tabla III: Observaciones GPS en coordenadas locales

Por otra parte, teniendo en cuenta las expresiones (7) se pueden determinar los acimutes α_{ij} , los ángulos verticales z_{ij} y las distancias geo-

métricas s_{ij} para cada una de las observaciones, cuyos valores son los que se han recogido en la tabla IV siguiente.

Estación	Punto visado	α_{ij}	z_{ij}	s_{ij}
V_1	V_2	85,5727 ^g	104,8246 ^g	2.919,343
V_1	V_3	53,4720 ^g	104,0426 ^g	3.234,397
V_1	V_4	30,1282 ^g	104,9117 ^g	3.170,018
V_1	V_5	369,4336 ^g	106,1586 ^g	1.533,735
V_1	V_6	238,9112 ^g	93,1912 ^g	1.857,821
V_1	V_7	196,5465 ^g	91,1473 ^g	1.313,378

Tabla IV: Observaciones GPS expresadas como acimut, ángulo vertical y distancia geométrica

En cuanto a las medidas de Topografía clásica dadas en la tabla II, es también necesario corregirlas, en consonancia con lo expuesto en el epígrafe 3, con el fin de poder compararlas con las observaciones GPS expuestas en la tabla IV precedente.

En primer lugar, conociendo las coordenadas UTM del vértice geodésico de referencia (*Peña Menende*) y las de la estación (vértice V_1), cuyos valores se muestran en la tabla V:

Vértice	X (UTM)	Y (UTM)
<i>Peña Menende</i>	265.107,371	4.816.111,793
V_1	268.055,287	4.809.338,203

Tabla V: Coordenadas UTM de la referencia y de la estación

es posible determinar el valor de la convergencia de meridianos (γ_{V_1}) en el punto de estación V_1 y el ángulo de reducción a la cuerda (C_{V_1-PM}) de la visual entre este punto y el vértice geodésico *Peña Menende*, cuyos valores son:

$$\gamma_{V_1} = -2,18754^g$$

$$C_{V_1-PM} = -0,00125^g$$

de modo que, sustituidos convenientemente en la expresión (12), se puedan obtener los acimutes respectivos desde la estación V_1 a los demás vértices periféricos que constituyen la red topográfica diseñada y observada:

$$\theta_{V_1-i} = H_i - H_{PM} - (400^g - \theta_{V_1-PM}^{UTM}) + C_{V_1-PM} + \gamma_{V_1}$$

donde el subíndice $i = V_2, V_3, \dots, V_7$, y la orientación UTM θ_{UTM} de V_1 a *Peña Menende* se calcula a partir de sus coordenadas.

En cuanto a los ángulos verticales se refiere, es preciso corregirlos para reducirlos a la altura de la estación, para lo cual se les suma el valor de ϵ , dado por la ecuación (9). Además, a estos ángulos se les introduce la corrección debida al efecto de la refracción atmosférica, a cuyos efectos hay que añadirles el valor del ángulo r calculado mediante la expresión (10).

Por su parte, la corrección de las distancias se lleva a cabo mediante la expresión (8). En la tabla VI, que se muestra a continuación, se recogen

Estación	Punto	θ	V	ϵ	r	V_{corr}	D^G	D_{corr}^G
V ₁	V ₂	85,5733 ^g	104,8187 ^g	0,0019 ^g	0,0023 ^g	104,8229 ^g	2.919,332	2.919,338
V ₁	V ₃	53,4724 ^g	104,0357 ^g	0,0003 ^g	0,0026 ^g	104,0386 ^g	3.234,403	3.234,404
V ₁	V ₄	30,1288 ^g	104,9040 ^g	0,0012 ^g	0,0025 ^g	104,9077 ^g	3.170,015	3.170,020
V ₁	V ₅	369,4353 ^g	106,1488 ^g	0,0049 ^g	0,0012 ^g	106,1549 ^g	1.533,723	1.533,734
V ₁	V ₆	238,9119 ^g	93,1940 ^g	-0,0003 ^g	0,0015 ^g	93,1952 ^g	1.857,794	1.857,822
V ₁	V ₇	196,5476 ^g	91,1536 ^g	0,0018 ^g	0,0010 ^g	91,1528 ^g	1.313,377	1.313,382

Tabla VI: Observaciones corregidas de topografía clásica

las correcciones y los valores corregidos de los acimutes, ángulos verticales y distancias geométricas desde el vértice V₁ a cada uno de los demás vértices de la red.

Si se comparan los resultados de la tabla IV con los de la tabla VI, se obtienen los valores de la tabla VII.

Estación	Punto	$\alpha - \theta$	z - V	S - D ^G _{corr}
V ₁	V ₂	-6 ^{cc}	17 ^{cc}	+5 mm
V ₁	V ₃	-4 ^{cc}	40 ^{cc}	-7 mm
V ₁	V ₄	-6 ^{cc}	40 ^{cc}	-2 mm
V ₁	V ₅	-17 ^{cc}	37 ^{cc}	+1 mm
V ₁	V ₆	-7 ^{cc}	-40 ^{cc}	-1 mm
V ₁	V ₇	-11 ^{cc}	-55 ^{cc}	-5 mm

Tabla VII: Diferencia entre las observaciones GPS y las de topografía clásica

La diferencia ($\alpha - \theta$) entre los acimutes presenta un error sistemático de unos 6^{cc}, debido probablemente al error que puedan tener las coordenadas UTM de los vértices V₁ y Peña Menende. La diferencia con esos 6^{cc} es el error en la medición que, además, se puede observar que es mayor en las distancias más cortas, es decir, en las alineaciones V₁-V₅ y V₁-V₇.

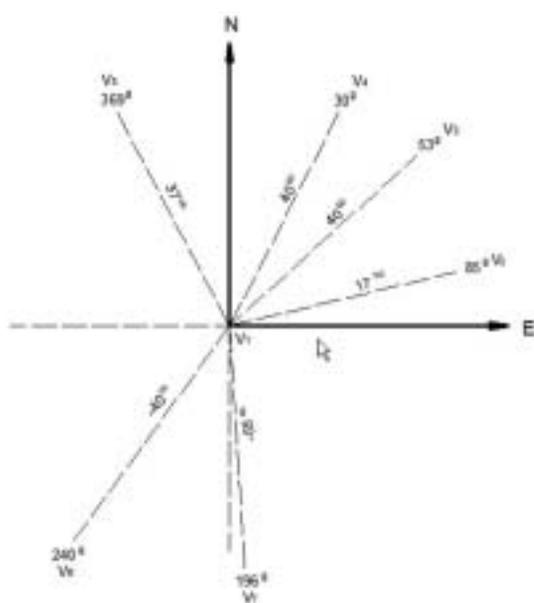


Fig. 8: Desviaciones de la vertical obtenidas en V1

Las distancias presentan diferencias de signo variable y carácter aleatorio, que se corresponden con la precisión de las medidas realizadas, influyendo en mayor grado el error que presentan las mediciones GPS, aunque fundamentalmente se debe a los errores de centrado de los instrumentos topográficos.

En cuanto a los ángulos verticales, aparte de los errores cometidos en las mediciones, las diferencias representan para cada una de las direcciones las desviaciones de la vertical al geoide respecto de la vertical al elipsoide. Representando en un gráfico estas diferencias en función del acimut, se obtiene el resultado que se muestra en la figura 8.

En dicho gráfico se observa que la dirección de máxima desviación es la de 40^g - 240^g, que coincide aproximadamente con la prevista para la zona, aunque los valores de la desviación son bastante mayores que los que se pueden deducir de estudios existentes de carácter más general. El valor de -55^{cc} que se obtiene en la dirección 196^g, debe ser algo erróneo; de todas formas, la distancia de V₁ a V₇ es muy pequeña y cualquier error en la medida de la altura de los aparatos introduce importantes diferencias al corregir la altura de la estación, ya sea en las observaciones GPS o en las de topografía clásica.

Bibliografía

- Balsega Moreno, S.; Chueca Pazos, M.; Berné Valero, J. L.: *Cálculo, compensación e interpretación de resultados en redes locales de alta precisión observadas por GPS y Topografía Clásica con aplicación de análisis estadístico multivariante y técnicas de estimación robustas*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, 2003.
- Chueca Pazos, M.; Herráez Boquera, J.; Berné Valero, J. L.: *Tratado de Topografía. Tomo II. Métodos Topográficos*. Ed. Paraninfo. Madrid, 1996.
- Crocetto, N.; Russo, P.: *Deflection of the vertical and refraction in three-dimensional adjustment of terrestrial networks*. Journal of Geodesy, 70: 681-695.
- Ferrer Torio, R.; Piña Patón, B.; Nuñez-García Del Pozo, A.; Valbuena Duran, J. L.; Martínez López, I.: *Distanciometría electrónica de alta precisión*. Universidad de Cantabria, 1991.
- Heiskanen, W.A. ; Moritz, H.: *Geodesia Física*. Instituto Geográfico Nacional. Madrid.
- Hofmann-Wellenhof, B.; Lichtenegger, H; Collins, J.: *Global Positioning System. Theory and Practice*. Springer-Verlag Wien. New York, 2001. ■

Soporte de formatos de Redes RTK en tiempo real: Solución de red Trimble GPSNet

Herbert Landau

DR. EN GEODESIA Y DIRECTOR GENERAL DE TRIMBLE-TERRASAT GmbH

Resumen

En el último año y medio se ha producido un auge en las redes RTK en España. La primera comunidad autónoma en comenzar con esta tecnología fue Cataluña a través del ICC, siendo actualmente la única red RTK completa y operativa, luego han seguido otras comunidades, realizándose actualmente los primeros pasos para su instalación en el País Vasco, Andalucía, Comunidad Valenciana, Principado de Asturias, etc. Sin embargo, este tipo de redes llevan en funcionamiento más de seis años en otros países, con larga experiencia, tradición y con un elevado número de estaciones y usuarios de los servicios que facilitan las mismas, mostrandon una tendencia de por dónde discurre la tecnología de redes RTK.

Debido a este auge en el mercado, han surgido artículos técnicos y publicidad de fabricantes del mundo de la topografía que han lanzado recientemente soluciones para este tipo de redes RTK, creando, quizás debido a la falta de experiencia en este tipo de tecnología, cierta confusión y desinformación en el mercado en cuanto a formatos estándares, compatibilidades, etc.

Es objetivo de este artículo el aclarar cual es la situación actual, el futuro y las ventajas e inconvenientes de los distintos formatos, compatibilidades, etc.

ESTADO ACTUAL

La solución para redes RTK GPSNet de Trimble fue introducida en 1999. Hoy, Trimble es el líder en soluciones para redes RTK, con más de seis años de experiencia instalando y gestionando redes RTK. Actualmente, más de 1800 estaciones de referencia en redes en más de 29 países utilizan la solución GPSNet de Trimble. La solución actual para redes RTK de Trimble se beneficia de la experiencia obtenida en estos años y hoy GPSNet es la solución más completa y fiable disponible para la gestión de redes RTK. La solución de Trimble ha demostrado un rendimiento y fiabilidad de forma continua, ofreciendo la estabilidad necesaria para nuestros clientes, propietarios de las redes RTK y sus clientes topógrafos, quienes confían en el servicio RTK. La modularidad de la solución GPSNet y la posibilidad de funcionar en sistemas multi-servidor permite un número ilimitado de estaciones de referencia y usuarios en el campo. Actualmente, nuestros clientes utilizan GPSNet para administrar desde redes pequeñas, de hasta cuatro estaciones, hasta redes de 400 estaciones.

GPSNet gestiona redes en diversos países y continentes a lo largo de todo el mundo, por ejemplo: Alemania, Suiza, USA (incluyendo Alaska), Canadá, Noruega, Suecia, Finlandia, Dinamarca, Bélgica, Francia, España, Italia, Reino Unido, Holanda, Polonia, República Checa, Eslovenia, Croa-

cia, Serbia, Sudáfrica, Nueva Zelanda, Australia, China, Malasia, Taiwán, Corea y Japón. El software GPSNet ofrece el soporte para receptores geodésicos GPS doble frecuencia de la mayoría de los fabricantes y soporta todos los estándares de la industria RTCM, CMR y NTRIP (para distribución de datos GNSS vía Internet).

PROCESADO DE DATOS EN GPSNET

Para el procesamiento de datos GPSNet utiliza el proceso matemático del filtro óptimo de Kalman para todas las estaciones de referencia de la red, modelando todas las fuentes de error relevantes, incluyendo efectos ionosféricas y troposféricas, *multipath* y ruido de los receptores de las estaciones de referencia. Este centro de proceso de datos de la red calcula el conjunto de vectores, describiendo las fuentes de error mencionadas anteriormente con una actualización de 1 Hz, y describe los efectos a través del filtro óptimo calculado matemáticamente (figura 3). El método hace uso de la metodología FAMCAR (Factorized Multi-Carrier Ambiguity Resolution) patentado por Trimble. Utilizando este método para establecer el filtro Kalman, GPSNet es capaz de procesar 50 estaciones de referencia en un PC simple. Las redes más grandes son gestionadas con soluciones de multi-servidores.

Los elementos del conjunto de vectores en la creación del filtro de Kalman describen todas las fuentes de error mencionadas anteriormente. La manera óptima de realizar GPS diferencial sería transferir este conjunto de vectores al equipo GPS móvil (*rover*) y tratar esta información en función de la posición del *rover* estimada. Sin embargo, es imposible para los receptores *rover* de hoy hacer uso de esta información directamente. Este es el motivo por el que la información debe ser traducida a un protocolo de datos que la mayoría de los receptores *rover* puedan entender (p.e. CMR, RTCM 2.x ó 3.0 para VRS, RTCM 2.3 para FK, explicado más adelante) o, en el futuro, la propuesta de mensajes de red en RTCM 3.0.

VIRTUAL REFERENCE STATION (VRS)

La técnica Trimble VRS (Virtual Reference Station) utiliza el conjunto del modelo del filtro complejo de la red completa para calcular el conjunto de datos de la estación de referencia virtual (figura 3) en una posición cerca del receptor *rover*. Hoy en día, más del 95% de las instalaciones de redes RTK utilizan la técnica VRS para enviar la cadena de correcciones en formatos estándar (RTCM 2.3, RTCM 3.0 o CMR) desde el servidor de cálculo al usuario en el campo. La mayoría de los fabricantes de receptores geodésicos soportan estos formatos.

Además de la compatibilidad con todos los tipos de módems de receptores *rover* geodésicos, la tecnología VRS tiene la ventaja de que en el servidor, utilizando el último modelo de todas las fuentes de error, se puede optimizar de forma continua el flujo de correcciones para cada posición de los receptores *rover* en el campo. Teniendo en cuenta que estos modelos de error son actualizados permanentemente cada segundo, cada receptor *rover* conectado al sistema se beneficia del modelo óptimo inmediatamente después de que la conexión con el servidor sea establecida. El método VRS requiere comunicaciones bidireccionales, las cuales pueden obtenerse vía GSM/GPRS y otros métodos de transmisión basados en telefonía móvil. Hoy en día, más del 99% de las redes RTK a lo largo del mundo están utilizando tecnologías de comunicación bidireccional. En GPSNet la comunicación bidireccional también permite el control y la autenticación de usuarios. Sin embargo, GPSNet no está limitado a comunicaciones bidireccionales; los usuarios también pueden recibir servicios por diversos métodos tipo radiodifusión.

PARÁMETROS LINEALES DE CORRECCIONES DE ÁREA (FKP)

Hace unos pocos años la comunidad SAPOS (Satellite Positioning) en Alemania introdujo un método para enviar correcciones de red mediante comunicaciones de radiodifusión llamado FKP. El acrónimo FKP, en alemán "Flächenkorrekturparameter", significa "parámetros de corrección de área".

Con SAPOS, el suministrador acordó estandarizar sobre RTCM 2.3 una extensión propietaria a través de un mensaje tipo 59. Este mensaje adicional describe la corrección ionosférica y troposférica lineal sobre una estación de referencia física. Las correcciones lineales están derivadas de un servidor de la red utilizando múltiples estaciones de referencia. Como se muestra en la figura 3, GPSNet obtiene aproximaciones lineales de un filtro complejo del conjunto de vectores para los efectos ionosféricos y troposféricos. Estos parámetros lineales describen los cambios de los efectos en las direcciones Norte-Sur y Este-Oeste. Haciendo uso del método de un simple modelo lineal, los parámetros FKP sólo pueden ser utilizados para un área muy limitada alrededor de una sola estación de referencia.

Hoy en día, menos de un 5% de las redes RTK de todo el mundo utilizan el método FKP. Incluso dentro de la comunidad SAPOS, el método elegido para trabajar por la mayoría de los usuarios es VRS. Mientras FKP fue diseñado para un uso de comunicaciones tipo radiodifusión, la mayoría de las inicializaciones se realizan utilizando comunicaciones bidireccionales con GSM/GPRS. Esto es debido principalmente a las ventajas que proporciona en grandes redes la tecnología VRS, eligiendo automáticamente la estación de referencia más cercana. Como se mencionó anteriormente, la tecnología VRS también añade otro beneficio sobre comunicaciones bidireccionales, que es la autenticación y control de usuarios.

COMPATIBILIDAD CON LOS ESTANDARES DE LA INDUSTRIA Y LOS ROVERS

Los mensajes VRS y FKP son utilizados sobre los formatos estándar de la industria, RTCM 2.3, RTCM 3.0 y CMR. Ambos métodos utilizan un mensaje especial para indicar al receptor *rover* que los datos provienen de un servidor de una red y suministrar información adicional sobre los componentes de los errores ionosféricos y troposféricos en el área cercana a la situación del *rover*. Estos mensajes, y su implementación en RTCM 2.3, fueron comunicados a todos los fabricantes de receptores GPS. Como resultado, la mayoría de los receptores geodésicos ofrecen soluciones de compatibilidad con los formatos VRS y FKP. Mientras este mensaje extra es definido en FKP solamente sobre RTCM 2.3, en la tecnología VRS en GPSNet los mensajes extra están disponibles en RTCM 2.3, RTCM 3.0 y CMR. Si se echa un vistazo al pasado, a los más de seis años de experiencia con el formato VRS, se puede afirmar que hoy todos los fabricantes ofrecen soluciones compatibles con el flujo de datos de Trimble VRS.

PROPUESTA DE RED RTCM

Mientras la tecnología VRS es la técnica más extendida en todo el mundo, el comité RTCM está actualmente discutiendo una propuesta de red para transmisiones de correcciones del tipo radiodifusión, la cual sería

útil con sistemas de comunicaciones tipo radio y a través de Internet. Trimble es un miembro activo en el grupo de trabajo de RTCM de red y ha contribuido de forma significativa a esta propuesta. El actual planteamiento es extender, con mensajes adicionales, para un máximo de 31 estaciones de referencia auxiliares. El comité RTCM no ha finalizado ni aprobado la propuesta de los formatos de los mensajes; se continúa debatiendo, así como las compañías participantes actualmente en el comité RTCM continúan realizando pruebas de compatibilidad con los rovers.

Debido a que el comité RTCM aun no ha finalizado y lanzado este nuevo formato (RTCM 3.0 Network), Trimble no ha lanzado ningún servidor de red o rover que soporten dicha propuesta de formato. La estrategia de Trimble es soportar formatos adicionales que hayan sido aprobados y lanzados oficialmente por el comité RTCM, lo que añade valor y fiabilidad a nuestros clientes mientras se mantiene la compatibilidad con otros fabricantes.

Aunque la propuesta de red sobre RTCM 3.0 sostiene la promesa de ofrecer y mejorar soluciones del tipo radiodifusión para redes RTK, también se podría aplicar a soluciones GSM y GPRS. Sin embargo, el ancho de banda requerido para la propuesta de correcciones de red sobre RTCM 3.0 es mucho mayor que la solución VRS. Sirva como ejemplo el que con 12 satélites la tecnología VRS sobre RTCM 3.0 necesita un ancho de banda de 2.742 bits por segundo, mientras la propuesta de red RTCM 3.0 precisa 9961 bytes por segundo para una red de 8 estaciones de referencia y 34.712 para una red de 32 estaciones de referencia. Para alcanzar un rendimiento comparable a VRS, estos anchos de banda son necesarios con una actualización de 1 Hz para la estación *master* y una actualización más baja para las correcciones de red. A pesar de que actualizaciones más bajas para las correcciones de red necesitarían menos ancho de banda, esto también comprometería la solución de las posiciones, debido a la introducción de otras influencias. La solución de GSM limitada a 9.600 baudios no es adecuada para una red de 8 estaciones de referencia si se desea la tasa de actualización de 1 Hz. GPRS no tiene esta restricción, pero incluso en el caso de GPRS es recomendable suministrar paquetes más pequeños, similares en tamaño a VRS, para incrementar la fiabilidad y la latencia de los paquetes a través de Internet/GPRS.

La anterior tabla muestra los anchos de banda máximos. Para el cálculo de RTCM 3.0 se han utilizado los mensajes 1004, 1005, 1007, 1014,

Formato de red	8 estaciones/ 12 satélites	32 estaciones/ 12 satélites
VRS RTCM 2.3	6845 bps	6845 bps
VRS RTCM 3.0	2742 bps	2742 bps
SAPOS FKP	6850 bps	6850 bps
RTCM Network Proposal	9961 bps	34712 bps

Tabla 1: Requerimientos de ancho de banda para los diferentes formatos de red.

1015 y 1016. En algunos mensajes no es estrictamente necesario su envío cada segundo, por tanto podría haber alguna pequeña variación sobre el ancho de banda máximo o medio.

En la propuesta para una solución de red en RTCM 3.0, si utilizamos un actualización de 1 Hz para todos los datos, deseable para alcanzar un rendimiento óptimo de los rovers (como en el caso utilizando VRS), se necesitarán subredes de no más de 7 estaciones de referencia para mantener una cantidad razonable de datos transmitidos a los rovers. En este caso se podría mantener un cantidad menor de 9.600 bits por segundo, pudiendo de esta forma trabajar con la mayoría de sistemas de radio y GSM.

Sin embargo, si se asume que la red completa son 50 estaciones de referencia, la cual en nuestra experiencia es un buen ejemplo de red de tamaño medio que operan nuestros clientes hoy en día, en este caso, utilizando la propuesta de red de RTCM, se necesitarían aproximadamente 16 cadenas de datos para cubrir la red completa. Este cálculo está realizado pensando que el administrador de la red tendrá que trabajar con estaciones de referencia solapadas. Por consiguiente, se ha de asumir que de 4 a 7 estaciones de referencia tendrán que ser solapadas con otra subred (figura 1). Si el administrador de la red elige comunicaciones GSM o comunicaciones de radiodifusión, será necesario encaminar al usuario al canal de datos adecuado para su posición dentro de la red. Para realizar esta tarea el administrador de la red puede ofrecer 16 números de teléfono diferentes o 16 puntos de montajes para GPRS o 16 frecuencias de radio diferentes y el usuario tendrá que saber cuál debe de seleccionar en función de su posición dentro de la red.

De forma alternativa, este proceso puede ser realizado automáticamente, pero entonces la comunicación debe ser bidireccional, para poder enviar la posición del rover al servidor de red.

Como en el caso de VRS, los usuarios en cinemático en una red de 50 estaciones de referencia recibiendo la propuesta RTCM 3.0 también observarán un cambio en el flujo de datos cuando ellos se estén moviendo de una subred a la siguiente.

La propuesta de trabajo en red RTCM 3.0 del filtro completo generado en el servidor de red, actualmente sólo hace uso de las ambigüedades obtenidas en el servidor y extraídas de las medidas de fase. En otras palabras, la propuesta de trabajo en red RTCM 3.0 está diseñada para transferir los datos de código y fase de la estación *master* y las medidas de fase de las estaciones auxiliares y calcular ambigüedades anticipadamente (figura 3). Los receptores rover reciben estos datos y pueden entonces:

- Hacer una simple interpolación de los efectos ionosféricas y troposféricos.
- Generar un modelo más complejo de todas las fuentes de error, similar a lo que el servidor de red ha hecho anteriormente a que la in-

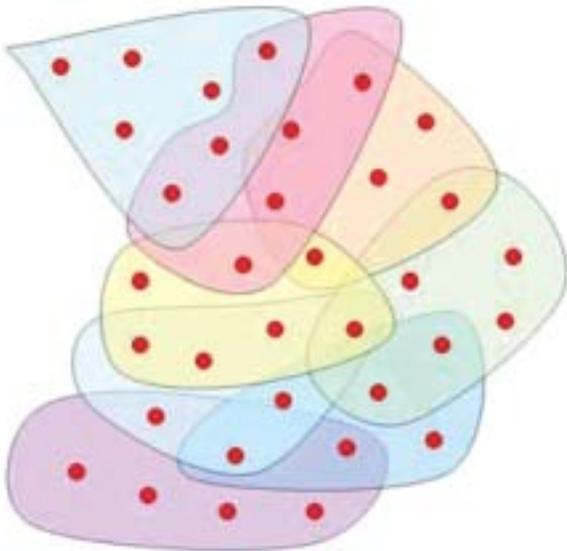


Figura 1: Ejemplo de red con 32 estaciones de referencia y 8 sub-redes para soportar la propuesta de trabajo en red RTCM 3.0 “network” con una actualización de 1 Hz.

formación de la red fuera traducida al formato de la propuesta de trabajo en red RTCM 3.0.

Una de las ideas básicas de la propuesta de formato para RTCM 3.0 es transferir los datos de medidas de una subred de una forma comprimida al rover y permitirle hacer los cálculos de red para diferentes fuentes de error. Sin embargo, un inconveniente de este sistema es que la propuesta de trabajo en red RTCM 3.0 normalmente sólo permitirá la transferencia de un subconjunto de la red. El otro inconveniente de la propuesta es que sólo ofrece una “imagen” de los errores ionosféricos y geométricos para un momento dado. Directamente, después de la conexión al servidor que envía el flujo de datos, el rover no posee un histórico de los efectos sistemáticos. Sin embargo, los modelos ionosféricos, y especialmente los modelos troposféricos, necesitan tiempo para calcular los parámetros y converger. Para verificar la buena precisión del modelo, se podría necesitar unos 15 minutos o más antes de que el modelo pueda predecir esos errores sistemáticos con una confianza aceptable. En el caso de VRS, el rover no tiene que trabajar en el cálculo de estos modelos. Los modelos son construidos continuamente en el servidor y, por consiguiente, el rover tiene acceso al modelo preciso directamente después de la conexión al servidor. Utilizando el método Trimble VRS el rover puede asegurarse de que los mejores modelos actualizados para todos los errores ionosféricos, geométricos y orbitales son utilizados en el flujo de datos para cada rover VRS.

Otros inconvenientes de la propuesta de trabajo en red RTCM 3.0 que puede influir en el rendimiento del rover son:

- La propuesta de trabajo en red RTCM 3.0 transmite sólo diferencias de observación y requiere que las ambigüedades en la red hayan sido resueltas. Si las ambigüedades no han sido resueltas y el servidor de trabajo en red RTCM 3.0 está en modo radiodifusión, el rover puede

encontrarse en situaciones en las que solamente tenga datos de la estación *master*, la cual puede encontrarse hasta a 300 km del rover. En un sistema unidireccional no hay mecanismo de emergencia, como en sistemas bidireccionales como el método VRS. En modo VRS, si existe un fallo en la resolución de ambigüedades, GPSNet siempre enviará los datos “no de red” de la estación de referencia más cercana a la posición de cada uno de los rover conectados. Sin embargo, la estación de referencia más cercana en la mayoría de los casos no estará a más de 30 km de distancia, mientras que en el caso de la propuesta de formato RTCM 3.0 cubriendo grandes áreas la estación *master* podría estar muy lejos de la posición del rover.

- Cuando trabajamos con frecuencias de actualización lentas (p.e. 10 segundos) para las correcciones de red, la solución propuesta de trabajo en red RTCM 3.0 se compromete en su latencia e influirá en el flujo de correcciones a los rover. Esta situación es especialmente delicada cuando el servidor está intentando distribuir carga de datos fuera de tiempo (extrapolando). Una frecuencia de actualización de 10 segundos dará latencias de 20 segundos para el rover.
- La propuesta de trabajo en red RTCM 3.0 necesita que la estación *master* reciba señal de los mismos satélites que el rover. Si la estación *master* se encuentra muy lejos, esta situación podría no ocurrir. En la configuración típica de red, con una extensión de 300 km, los ángulos de elevación serán diferentes por encima de 4°. Dependiendo de las órbitas de los satélites, esto podría ocurrir 30 minutos antes de que el satélite se haya elevado de 6° a 10°. Por tanto, el usuario con el rover encontrará situaciones en las cuales la estación *master* no siga todavía un satélite en particular y, por tanto, este satélite no podrá ser usado en la solución del rover. Solamente creando subredes más pequeñas se puede resolver este problema.

Debido a la constante actualización de todo el conjunto de errores y modelos, Trimble GPSNet es capaz de realizar una comprobación de la integridad y generar parámetros de integridad con una frecuencia de 1 Hz. Este monitor de integridad asegura un alto nivel de calidad en el servicio de la red de todos los suministradores de servicios de RTK uti-

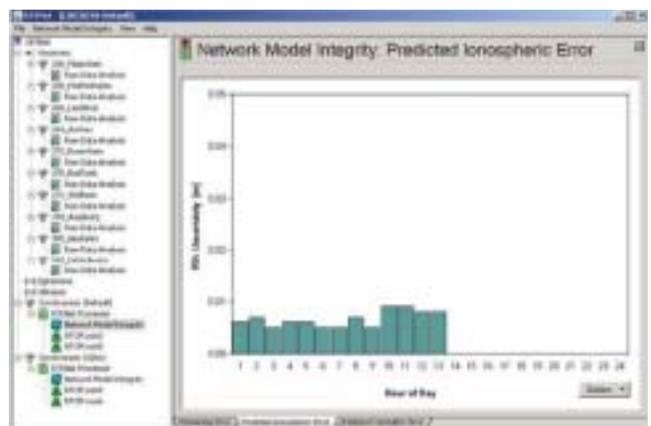


Figura 2: Ejemplo de monitorización de integridad en GPSNet – residuos de los modelos ionosféricos en el área de la red.

lizando GPSNet. Un usuario de RTK se beneficia directamente de este monitor de integridad directamente después de la conexión.

COSTES GSM/GPRS

Como se describió anteriormente, la propuesta de trabajo en red RTCM 3.0 incrementa el ancho de banda necesario para la transmisión de datos. En el caso de GPRS afecta al coste de la tarificación en países sin tarifa plana real, porque el uso de GPRS es cargado en función de la cantidad de bytes transferidos. En Alemania, el uso de comunicaciones GSM actualmente tiene un coste de 0,15 € por minuto y el GPRS tiene un coste de 1,84 €/MB. Si asumimos que el usuario está trabajando 8 horas por día y 20 días al mes, el montante del coste sería aproximadamente:

1. 1.440 € en el caso de GSM
2. 420 € en el caso de GPRS utilizando solución VRS con RTCM 3.0.
3. 1.270 € en el caso de GPRS en una red con 7 estaciones de referencia y la propuesta de trabajo en red RTCM 3.0 .
4. 4.636 € en el caso de GPRS en una red de 32 estaciones de referencia y la propuesta de trabajo en red RTCM 3.0.

En los cálculos 3 y 4 se asume que la frecuencia de actualización para todos los datos es de 1 Hz para poder realizar la comparación con el método de VRS.

Como se puede ver fácilmente, el método VRS utilizando RTCM 3.0 reduce en gran medida los costes, así como las necesidades de ancho de banda. El método de Trimble "RTK-on-demand", permite el control de

la transmisión de datos RTCM desde el rover de forma automática, que repercutirá en una reducción de costes. Este método patentado de Trimble reduce de una forma muy significativa los costes, transmitiendo datos sólo cuando es necesario para el rover. Por ejemplo, cuando se realizan observaciones estáticas no se transfieren datos desde el servidor; igualmente cuando el rover se mueve de un punto al siguiente. El servidor empezará a transmitir datos de nuevo una vez que el usuario haya colocado la antena sobre el nuevo punto.

RESUMEN

La propuesta de trabajo en red RTCM 3.0 es otro método para difundir RTK de red más que un significativo "paso adelante" en la tecnología de RTK de red. Una vez que el comité RTCM haga oficial el formato, Trimble está comprometido a soportarlo.

La propuesta de trabajo en red RTCM 3.0 promete soluciones para radiodifusión como radio o soluciones multidifusión tipo Internet. Podría incluso ser utilizado en conexiones "dial-in" bidireccionales como GSM o GPRS. Sin embargo, en nuestra opinión, el método preferido continúa siendo VRS con comunicaciones bidireccionales, debido a que es el método con menos necesidades de ancho de banda y el hecho de que Trimble VRS permita al servidor predecir los errores de la red en la posición del rover a partir de un complejo modelo físico, utilizando la información completa de todas las estaciones de referencia. Un método basado en la propuesta de trabajo en red RTCM 3.0 puede solamente hacer uso de los datos recibidos en el rover, los cuales estarán limitados respecto a la información antigua y con respecto al número de estaciones de referencia. ■



Talón o giro a:
MISIONES SALESIANAS
28008 Madrid - Ferraz, 81
Tel. 91 543 85 65

Leica Geosystems

Unete a nuestro equipo de profesionales



Leica Geosystems es la compañía líder mundial en soluciones para la **captura, medida, tratamiento y análisis de información Geoespacial**. Sus productos y soluciones, tecnológicamente punteras, son utilizadas por los principales clientes en el ámbito de la Topografía, Obra Civil, Edificación, etc.

El fuerte desarrollo que la Compañía está experimentando le lleva a ofrecer magníficas oportunidades de desarrollo profesional en las siguientes posiciones:

- **Director Regional** Madrid Ref. 120
Dependiendo de la Dirección General de Barcelona, será responsable de la gestión comercial del territorio asignado. Buscamos a un profesional buen conocedor del área, bien introducido en los clientes, con capacidad de liderazgo y gran orientación a los resultados.
- **Especialista de Producto (Láser - Scanner)** Madrid Ref. 124
Sólidos conocimientos en el área de la Topografía y en herramientas y aplicaciones de CAD. Clara orientación de servicio y potencial de desarrollo.
- **Comerciales Topografía** 2 Madrid, Ref.121 - 1 Sevilla, Ref. 122
Experiencia comercial y sólidos conocimientos técnicos en el área de Topografía y Sistemas relacionados. Habilidad comercial y actitud proactiva en la gestión de clientes.
- **Soporte Técnico a Ventas (Ingeniería)** Ref. 125
Se orientará a dar soporte especializado a la fuerza de ventas en relación a productos y servicios dentro del área. Se valorará la experiencia en funciones similares, así como acreditar un excelente potencial de desarrollo profesional.
- **Product Manager (Guiado de Maquinarias)** Madrid Ref. 123
Será responsable del lanzamiento y soporte técnico y de negocio a la red comercial en todo lo referente a la línea de producto. Será necesario acreditar sólidos conocimientos técnicos en maquinaria de construcción e idealmente, experiencia en sistemas de guiado de máquinas. Enfoque pragmático y resolutivo de los problemas.
- **Comercial (Construcción)** Barcelona Ref. 126
Introducido en el mundo de la construcción en el mercado catalán. Buen conocimiento de la distribución, almacenes, mayoristas, etc. Dinamismo y clara orientación a resultados. Experiencia en venta de niveles láser.

Para todas las posiciones se ofrece incorporación inmediata en Compañía Líder Mundial, con el portafolio de soluciones más avanzado y excelentes oportunidades de desarrollo profesional a medio plazo, así como paquete retributivo altamente competitivo.

Para mayor información respecto a cada puesto visitar la página web de Kaleida - www.kaleida-es.com

Los candidatos interesados pueden enviar urgentemente su C.V. a: anabarbero@kaleida-es.com o, por correo ordinario a KALEIDA, C/ Ferraz, 80 6º Izq. 28008 Madrid, indicando la referencia del puesto.

Novedades Técnicas

GRUPO INLAND Y TOPCON ESPAÑA SE UNEN



Grupo Inland, distribuidor de productos para la medición del terreno y de sistemas de posicionamiento en España, ha alcanzado un acuerdo con Topcon para adquirir su empresa filial Topcon España. Gracias a esta adquisición Grupo Inland, uno de los mayores distribuidores de control de maquinaria y construcción en Europa, añadirá a su dominio la distribución de productos GPS y topografía en el mercado español.

Grupo Inland surgió hace ya casi cinco años de la unión de cuatro empresas del sector: Intrac, ISSA, Geotrack y Láser Rent.

Carlos Monreal, Presidente del Grupo Inland, ante esta adquisición comentó: *"Hemos comenzado un nuevo capítulo en nuestro desarrollo. Tras analizar detalladamente la expectativa de nuestros clientes hemos observado que debíamos ofrecer una línea de productos completa de un único fabricante. Topcon ha demostrado al mercado que tienen los productos más avanzados tecnológicamente y el mejor capital humano, por lo tanto eran la elección lógica para llevar al Grupo Inland al más alto nivel de eficiencia en la respuesta a nuestros clientes."*

Por su parte, Ray O'Connor, Director Ejecutivo de Topcon Inc. y Presidente del Consejo de la filial europea, manifestó que este acuerdo formará una organización comercial sin precedentes en el mercado europeo. Para O'Connor, *"La combinación de Grupo Inland y Topcon España reúne a dos líderes de mercado y forma el mayor distribuidor de productos de posicionamiento del mundo. Nos sentimos orgullosos de tener esta poderosa organización representando nuestros productos en Espa-*

ña". "Estamos verdaderamente entusiasmados con este acuerdo y lo que representa para el crecimiento de Topcon en Europa" expuso Ewout Korpershoek, Director de Ventas para TEP, "Grupo Inland era el proveedor líder de productos de control de maquinaria de Trimble en Europa, y han cambiado a Topcon. Esto dice mucho sobre el producto y el liderazgo tecnológico que Topcon ofrece al mercado". Como parte del acuerdo, el Grupo Empresarial Inland deja también de representar los productos ópticos Sokkia y los productos GPS de Thales, sustituyéndolos por la cartera completa de productos Topcon.

Para celebrar este acontecimiento tan relevante, Grupo Inland preparó un original evento en Madrid. Todos los miembros de ambas organizaciones se juntaron por primera vez el día 3 de octubre, donde aprovecharon la ocasión para conocerse mejor y explicar la nueva organización. El que el día elegido coincidiese con el eclipse solar, el cual por supuesto no se perdieron, ayudó a transmitir el espíritu positivo y de buenos augurios que daban a esta señal en la antigüedad.



D. Fernando Sahuquillo, responsable de Topcon para España y Portugal, y D. Carlos Monreal, presidente del Grupo Inland

IBEREF ESPAÑA: UNA RED AL SERVICIO DE LOS USUARIOS DE LEICA GEOSYSTEMS

El 1 de julio de 2005 Iberref, la red independiente de estaciones de referencia permanentes en España, cumplió 2 años; la empresa fue creada y puesta en marcha por el equipo español de ingeniería y sistemas de Leica Geosystems y varias compañías e instituciones públicas del mundo de la topografía y la topografía. Iberref nació con la intención de cubrir un vacío existente en España: la falta de una plataforma común de estaciones GPS al servicio del usuario. Desde la creación de Iberref, y por primera vez en España, cualquier usuario puede recibir correcciones en tiempo real y descargar datos para todas las estaciones desde una única página web, www.Iberref-GPS.com.



El comienzo

¿Quién podía imaginar que en ese día del año 1997, cuando se instaló la primera estación de referencia en Guipúzcoa, que ese modelo System 300 se convertiría en la primera de las 18 que se han montado y que forman parte del proyecto Iberref? En esa época el usuario de topografía tenía que instalar su propia referencia GPS para obtener una corrección diferencial. Las conexiones a Internet todavía no eran habituales y disponer de estos datos en una página web era algo casi imposible de imaginar.

Con el propósito de facilitar a sus clientes un servicio adicional, Aticsa, distribuidor de Leica Geosystems en Extremadura, instaló una estación en Badajoz y, poco después, Lógica Equipamientos Integrales, distribuidor de Leica Geosystems en Galicia, también instaló en la Coruña otra estación, lo que supuso un paso adelante en este servicio. Lógica puso en marcha la primera estación GPS de España en transmitir correcciones diferenciales con radio-módem y GSM simultáneamente.

Siguiendo esta tendencia, en el 2003 ya se contaba con 6 instalaciones permanentes GPS distribuidas por toda España. En ese momento fue cuando el equipo de ingeniería y sistemas de Leica Geosystems sentó las bases para crear un nuevo servicio a la comunidad topográfica española y a sus clientes: Iberref, una plataforma común. Con esta idea empezaron los contactos con diferentes empresas y universidades de reconocido prestigio en España, destinados a promover este proyecto a escala nacional. La idea fue acogida con entusiasmo y apoyo mayoritarios. El 1 de julio de 2003 nace y entra en función la página web Iberref, que reúne

todas las estaciones y crea un objetivo común para todos los colaboradores del proyecto.

La Tecnología de Leica Geosystems

El siguiente objetivo consistió en integrar el mayor número de estaciones de referencia y densificar ciertas zonas de particular interés, para crear redes locales. Esto permitiría crear correcciones en tiempo real desde el punto de vista de la precisión y homogéneas en todas las zonas. Se planteó el problema de cómo conectar estas estaciones de manera remota, pues cada una de ellas estaría situada a cientos de kilómetros del centro de control. El núcleo se ubicó en las oficinas de Leica Geosystems de Madrid, en el que se instaló el software Spider, el cual permitió controlar cada receptor a través de Internet. Los técnicos de Leica Geosystems en España solucionaron de manera brillante todos los problemas de comunicación, ya que antes las comunicaciones del control remoto se realizaban mediante módem. Por primera vez se empezó a utilizar Internet para este propósito.

Este proyecto siempre ha querido proporcionar un servicio lo más innovador posible y con esta idea se ha conseguido que Leica Geosystems sea la primera en emitir correcciones diferenciales vía Internet en España. Se ha apostado por este medio de comunicación porque, sin lugar a dudas, representa el futuro también en la topografía. El usuario español, gracias a los equipos del Sistema I200, se podrá conectar con su propio teléfono móvil mediante cable o tecnología inalámbrica *bluetooth*.

En concreto, el proyecto se compone de tres fases:

- 1) Búsqueda de colaboradores e implantación de estaciones de referencia permanentes en zonas donde sea necesario, para proporcionar un servicio local o global en una determinada zona.
- 2) Envío de correcciones diferenciales de cada estación de referencia mediante Internet.
- 3) Creación de redes locales RTK para el envío de correcciones mediante la tecnología RTCM 3.0.





Hasta al momento las fases uno y dos se están realizando simultáneamente y cada estación que se incorpora al proyecto es gestionada mediante el protocolo IP y envía sus correcciones mediante la misma vía.

En la única zona donde se ha comenzado la creación de redes locales RTK es en Madrid, gracias al número de estaciones y a la ubicación. De hecho, desde septiembre de 2005 ya se están enviando correcciones de red en Madrid y alrededores. Esto supone que el usuario que trabaja con un GPS en esta zona es capaz de obtener correcciones diferenciales de alta precisión en su equipo móvil sin tener que preocuparse de su ubicación dentro de la red. Desde cualquier sitio dentro de la red puede garantizar al GPS máxima precisión. La primera red local de Madrid se denomina Iberef-net.

El apoyo de los Patrocinadores y colaboradores

Desde el principio el objetivo era encontrar y contactar con empresas o instituciones, a ser posible universidades, por su preparación técnica y los recursos que este tipo de entidades podrían prestar al proyecto. Estos organismos liderarían localmente el proyecto y, al mismo tiempo, podrían convertirse en los futuros gestores de las redes locales. La Universidad Politécnica de Madrid fue la primera institución a la que se le propuso participar en Iberef. La propuesta fue acogida de manera satisfactoria, por lo que la misma institución se ha convertido en la líder del proyecto en Madrid, gestionando los datos del resto de componentes de la red GPS de la capital. Similares acuerdos se han alcanzado posteriormente con la Universidad de Jaén, la Universidad Pública de Navarra, la Universidad Politécnica de Barcelona, la Universidad Politécnica de Huesca y la Universidad de Extremadura. Las instituciones encontraron a través de este proyecto nuevas líneas de investigación sobre las aplicaciones diferenciales GPS. Por otra parte, el proyecto también concedía la posibilidad a las escuelas de aplicar estos estudios, con el fin de poner a disposición un servicio público para todos los usuarios de Topografía y Cartografía.

Las empresas colaboradoras encuentran en el proyecto un incremento en su productividad, ya que al tener que utilizar sólo un equipo móvil y evitar el posicionamiento de su estación de referencia, el ahorro de costes de trabajo es importante. Según José Manuel García, gerente de la empresa Alcor Topógrafos y colaborador de Iberef, *“dado que el 90% de los trabajos de nuestra empresa se realiza en Madrid, donde ya hay una red local, podemos obtener precisión de pocos centímetros en esta zona y esto justifica directamente tanto la inversión que se puede hacer en una estación de referencia de Leica Geosystems como la participación en este innovador proyecto”*.

Según Andrés Seco, profesor de Topografía de la Universidad Pública de Navarra e ingeniero proyectista, trabajar con el apoyo de Iberef es fundamental para todos los usuarios GPS que necesitan alta precisión: *“Este proyecto ha hecho posible que nuestra labor sea más fácil de llevar a cabo, reduciendo costes y tiempo, además de ganar en seguridad. Cuando dejas en un sitio el GPS de referencia mientras trabajas, siempre cabe la posibilidad de que no lo encuentres a la vuelta. Lo más divertido es cuando voy a una obra y trabajo con mi GPS Leica, ya que otros usuarios que no utilizan esta plataforma me preguntan dónde he colocado mi referencia fija. Mi respuesta es a 50 km. Obviamente, no me creen y piensan que estoy de broma; lo que no saben es que Iberef es mi referencia fija. Hasta que les digo que busquen el GPS fijo, no se lo creen”*.

El profesor Seco está convencido que el ahorro de tiempo es otra gran ventaja. En una autovía de 15 km los profesionales tienen que ir montando y desmontando la referencia fija a lo largo de toda la carretera. Cuando uno se conecta a la red, ese esfuerzo ya no es necesario.

El proyecto y su futuro

Es interesante leer las estadísticas de la página web Iberef. Desde su debut en la red se han registrado 14.000 accesos y más de 20.000 páginas visitadas. Semanalmente hay una media de entre 160 y 200 contactos de usuarios y la estimación para los próximos meses es al alza; podrían visitarse 1.431 páginas con una media de 780 accesos. Las cifras hablan de un éxito más que probado de este proyecto.

Además, las correcciones en tiempo real de cada estación de referencia se encuentran en Internet a disposición del usuario. Simplemente una conexión GRPS puede permitir recibir estas correcciones.



Gracias a este tipo de iniciativa, se ha alcanzado un alto grado de colaboración entre Leica Geosystems y sus clientes. De esta manera, IBEREF se está convirtiendo en un modelo en esta novedosa tecnología, por un lado a disposición de las distintas administraciones y, por otro, actuando como ejemplo para promover redes locales.

La esperanza del equipo IBEREF es que se convierta gradualmente en una potente herramienta para los usuarios de GPS, capaz de revolucio-

nar el modo de trabajo actual. El proyecto no habría sido posible sin el apoyo de todas las instituciones públicas que han participado, como la Universidad Politécnica de Madrid, la Universidad Politécnica de Huesca, la Universidad Politécnica de Extremadura, el Departamento de Urbanismo de la Diputación Foral de Guipúzcoa, la Universidad Pública de Navarra, la Universidad de Jaén, La Universidad Politécnica de Barcelona, y empresas privadas, como Alcor Topógrafos, La Técnica, ACRE, Grafos, ATICSA, INSTOP.

TOPCON PRESENTA EL RECEPTOR NET-G3

Topcon acaba de lanzar al mercado su último receptor de posicionamiento por satélite, el NET-G3. Este avanzado producto proporciona seguimiento de los satélites de las tres constelaciones de posicionamiento global: GPS, Glonass y Galileo. El NET-G3 proporciona compatibilidad total con todas las señales de los sistemas de navegación por satélite actuales y previstos.

El receptor NET-G3 se basa en el chip de Topcon Paradigm-G3, que ofrece tecnología de triple constelación. El avanzado diseño de este chip proporciona seguimiento universal de satélites de 72 canales, bajísimo consumo de energía y un perfil compacto. El NET-G3 dispone de un sistema completo de conexión con USB, Ethernet y cuatro puertos serie. Si cambian las señales o frecuencias o aparecen otras nuevas, el receptor NET-G3 se puede adaptar fácilmente a ellas mediante un simple cambio del firmware. El usuario permanece actualizado sin necesidad de sustituir el costoso hardware.

La antena choke ring de Topcon, GR-G3, se puede combinar con el receptor NET-G3 para instalación de estaciones de referencia, que proporcionarán acceso completo a los sistemas de navegación por satélite actuales y previstos. El receptor NET-G3 será distribuido a través de la red de distribuidores de productos GPS y Topografía Topcon. Se puede encontrar información detallada de este producto, así como especificaciones técnicas, en la página web de Topcon: www.topconeurope.com.



SOKKIA SE INSTALA EN ESPAÑA

SOKKIA, compañía japonesa líder mundial en fabricación de instrumentos topográficos, ha decidido instalar una sede oficial en España. Con esta decisión, SOKKIA da solución y respuesta a los más de 8.000 clientes que actualmente tiene en nuestro país, los cuales han quedado seriamente afectados por la decisión del Grupo Inland de rescindir su actual contrato de distribución con SOKKIA y así obtener los derechos de distribución de otra compañía.

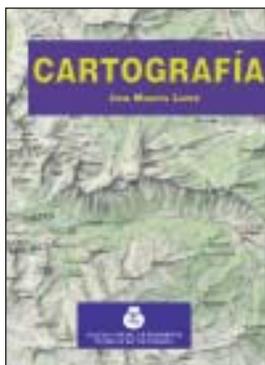
Para garantizar la satisfacción de los Clientes y su asistencia técnica, SOKKIA realizará una gran inversión en el mercado español. Dicha inversión irá dirigida a crear una sólida red de distribución y talleres certificados de asistencia técnica. Por otro lado, la aparición de SOKKIA en nuestro país permitirá a nuestros clientes obtener un mejor servicio así como precios más competitivos, sin olvidar la calidad de los productos, aspecto que siempre ha caracterizado a SOKKIA.

SOKKIA espera con esta medida corresponder a todos aquellos clientes que nos han demostrado fidelidad y confianza durante tantos años. *“Es lo menos que podíamos hacer por todos ellos. Pueden estar seguros que daremos todo para garantizar su seguridad y asistencia. Los Clientes no tienen porqué sufrir de los problemas de otros. Ellos nos han llamado y SOKKIA está aquí según su expreso deseo”* según palabras del nuevo director general de SOKKIA España, Juan Carlos Bermejo.

La sede social de SOKKIA estará ubicada en Madrid y quedará establecida antes de final de año. Los integrantes son miembros de reconocido prestigio en el sector y próximamente se realizarán los correspondientes comunicados oficiales a Clientes y Distribuidores.

Para más información, dirigirse a infospain@sokkia.net

Libros Técnicos



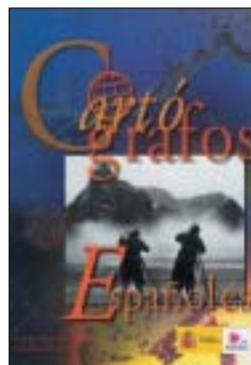
Título: Cartografía
Autor: José Martín López

33,10 € Ref. 701
(24,10 € colegiados y alumnos E.U.I.T.T.)



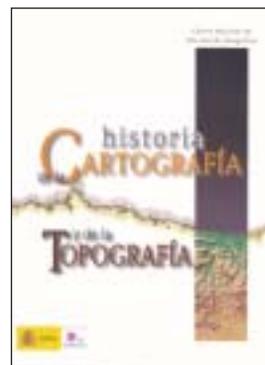
Título: Las series del mapa topográfico de España a Escala 1:50.000
Autores: Luis Urteaga y Francesc Nadal

21,03 € Ref.: 038



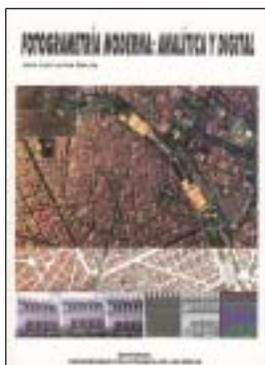
Título: Cartógrafos Españoles
Autor: José Martín López

27,10 € Ref.: 021



Título: Historia de la Cartografía y de la Topografía
Autor: José Martín López

41,60 € Ref. 039



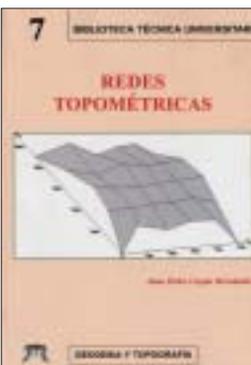
Título: Fotogrametría Moderna: Analítica y Digital
Autor: José Luis Lerma García

43,34 € Ref. 5006



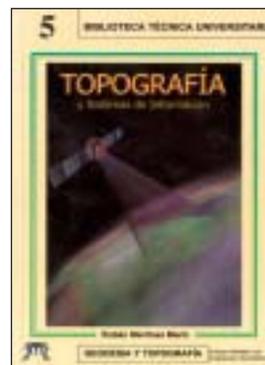
Título: Fotogrametría analítica
Autores: Felipe Buill - Amparo Núñez - Juan José Rodríguez

11,54 € Ref.: 804



Título: Redes Topométricas
Autor: Juan Pedro Carpio Hernández

22,83 € Ref. 6008



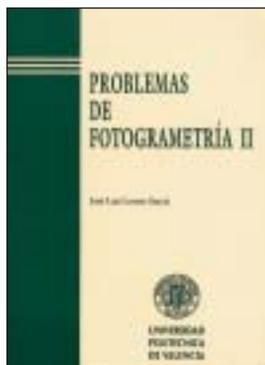
Título: Topografía y Sistemas de Información
Autor: Rubén Martínez Marín

18,10 € Ref.: 6006



Título: Problemas de Fotogrametría I
Autor: José Lerma García

10,20 € Ref.: 5001



Título: Problemas de Fotogrametría II
Autor: José Lerma García

11,75 € Ref.: 5003



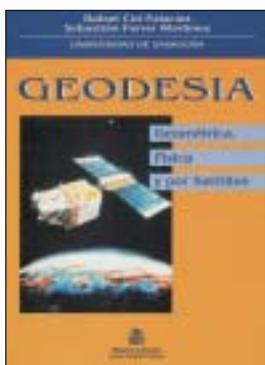
Título: Problemas de Fotogrametría III
Autor: José Lerma García

8,70 € Ref.: 5002



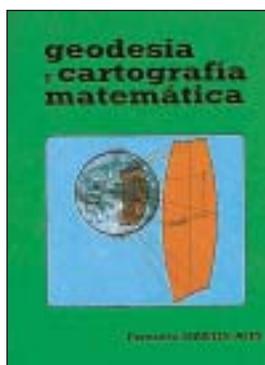
Título: Aerotriangulación: Cálculo y Compensación de un bloque fotogramétrico
Autor: José Lerma García

18,54 € Ref.: 5004



Título: Geodesia (Geométrica, Física y por Satélites)
Autores: R. Cid Palacios y S. Ferrer Mtnez.

24,10 € Ref.: 030



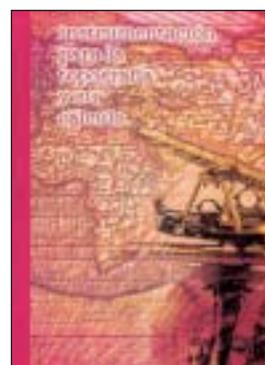
Título: Geodesia y Cartografía Matemática
Autor: Fernando Martín Asin

32 € Ref. 205



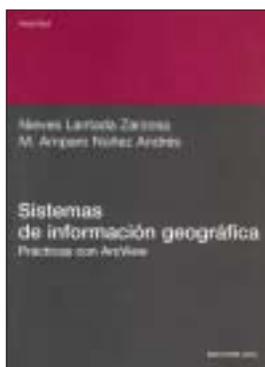
Título: Transformaciones de coordenadas
Autores: J. A. Pérez y J. A. Ballell

18 € Ref.: 6007



Título: Instrumentación para la Topografía y su cálculo.
Autor: Ignacio de Paz

26,75 € (+CD por 33,70 €)
Ref. 7001



Título: **Sistemas de Información Geográfica Prácticas con ArcView**
 Autores: N. Lantada Zarzosa y M. A. Nuñez Andrés
19,00 € Ref. 803



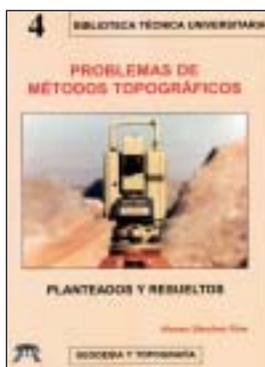
Título: **Topografía de obras**
 Autor: Ignacio de Corral Manuel de Villena
25,00 € Ref. 802



Título: **Topografía subterránea para minería y obras**
 Autores: Miquel Estruch Serra y Ana Tapia Gómez
30,00 € Ref. 804



Título: **Fundamentos Teóricos de los Métodos Topográficos**
 Autor: Alonso Sánchez Ríos
15,70 € Ref. 6002



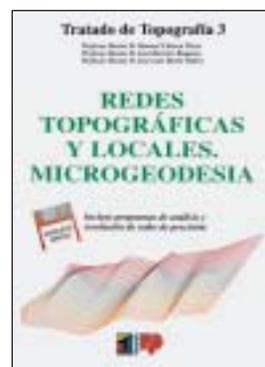
Título: **Problemas de Métodos Topográficos (Planteados y Resueltos)**
 Autor: Alonso Sánchez Ríos
15,70 € Ref. 6003



Título: **Tratado de Topografía 1**
 Autores: M. Chueca, J. Herráez, J. L. Berné
42,10 € (36,10 € coleg.) Ref. 2001

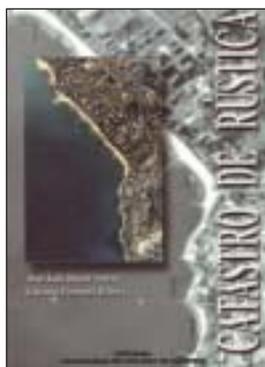


Título: **Tratado de Topografía 2**
 Autores: M. Chueca, J. Herráez, J. L. Berné
51,10 € (42,10 € coleg.) Ref. 2002

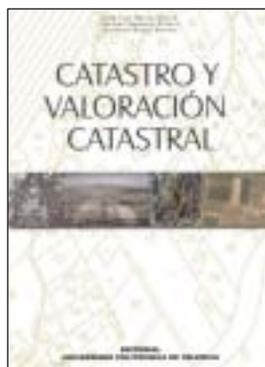


Título: **Tratado de Topografía 3**
 Autores: M. Chueca, J. Herráez, J. L. Berné
36,10 € (30,10 € coleg.) Ref. 2003

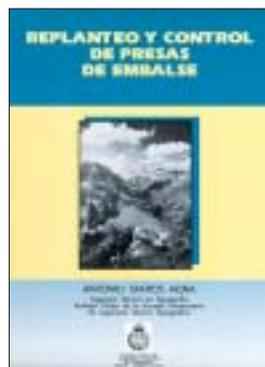
Los tres volúmenes: 129,22 € (90,15 € colegiados)



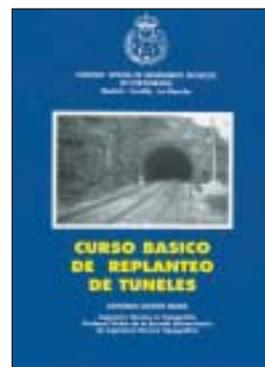
Título: **Catastro de Rústica**
 Autores: José Luis Berné Valero y Carmen Femenia Ribera
31,68 € Ref. 5005



Título: **Catastro y Valoración Catastral**
 Autores: José Luis Berné Valero, Carmen Femenia Ribera y Jerónimo Aznar Bellver
40,25 € Ref. 5007



Título: **Replanteo y control de presas de embalse**
 Autor: Antonio Santos Mora
12,10 € Ref. 302



Título: **Curso básico de replanteo de túneles**
 Autor: Antonio Santos Mora
9,10 € Ref. 303

Boletín de Pedido a la Revista TOPOGRAFIA y CARTOGRAFIA Avda. de la Reina Victoria, 66, 2.º C - 28003 Madrid
 Teléfono: 91 533 89 65 - Fax: 91 533 46 32

N.º Ref.	Cantidad	Título	Precio unitario	Total

Gastos de envío (3 € Europa, para otros países consultar)

Nombre

Dirección Tel.

Ciudad..... Provincia C.P.

Forma de pago: talón nominativo giro transferencia C/C: 2032-0037-50-3300010988
 Remitir justificante de giro o transferencia. **NOTA: Estos precios son con IVA incluido.**

Vida Profesional

ENTREGA DE DIPLOMAS EN LA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS EN TOPOGRAFÍA, GEODESIA Y CARTOGRAFÍA DE MADRID

El pasado 30 de septiembre tuvo lugar, en el salón de actos de la E.T.S. de Ingenieros en Topografía, Geodesia y Cartografía de Madrid, el tradicional acto de entrega de diplomas a la XLVIII promoción de Ingenieros Técnicos en Topografía y a la IX promoción de Ingenieros en Geodesia y Cartografía.

El acto, que fue presidido por el Excmo. Sr. Rector Magnífico de la Universidad Politécnica de Madrid, comenzó con la lección final del curso, titulada *El eclipse anular de Sol del 3 de octubre próximo*, que impartió el Profesor D. Fernando Martín Asín.

A continuación, se procedió a la entrega de diplomas a los miembros de la XLVIII promoción de Ingenieros Técnicos en Topografía y de la IX promoción de Ingenieros en Geode-



D. Fernando Martín Asín impartiendo la lección final del curso.



Entrega de Diplomas.

sia y Cartografía. Seguidamente, D. José Miguel Rubio Iglesias y D. Cándido Saiz Marcilla, números uno y dos respectivamente de la XLVIII promoción de Ingenieros Técnicos en Topografía, recibieron una insignia como reconocimiento, haciendo a su vez entrega el Excmo. Sr. General de División del Ejército del Aire, D. Esteban Granero Pérez, Jefe de Servicios Técnicos y Sistemas de Información y Telecomunicaciones, de un obsequio a D. Álvaro Santamaría Gómez, número uno de la IX promoción de Ingenieros en Geodesia y Cartografía, y a D. José Miguel Rubio Iglesias, número uno de la XLVIII promoción de Ingenieros Técnicos en Topografía.

Acto seguido, se procedió a la entrega de una placa conmemorativa al personal al servicio del centro que ha cumplido este curso veinte años de servicio, así como al personal jubilado, entre los que se encontraban los profesores D. Fernando Martín Asín y D. Manuel Martínez Fernández.

A continuación tomó la palabra el Ilmo. Sr. Decano del Colegio Oficial de Ingenieros Técnicos en Topografía, D. Pedro J. Cavero Abad, quien



V Premio «San Isidoro» a Proyectos Fin de Carrera de Ingeniería Técnica Topográfica

El Colegio Oficial de Ingenieros Técnicos en Topografía convoca el Quinto Premio «San Isidoro» para Proyectos Fin de Carrera de Ingeniería Técnica Topográfica con la finalidad de reconocer y estimular el ingenio y la creación técnica entre los alumnos, premiando los mejores proyectos del curso académico que se presenten de acuerdo a las siguientes bases:

1. Aspirantes

Podrán concurrir todos los Ingenieros Técnicos en Topografía que hayan presentado el Proyecto Fin de Carrera durante el año 2005 en cualquier Escuela de Ingeniería Técnica Topográfica de España.

2. Documentación, plazo y lugar de presentación

Para participar, los alumnos deberán presentar en la sede del Colegio Oficial de Ingenieros Técnicos en Topografía (Avenida de Reina Victoria 66, 2.º C, 28003 Madrid), antes del 13 de febrero de 2006, la siguiente documentación:

- Una copia del Proyecto Fin de Carrera en soporte papel, copia fiel del presentado en su defensa en la Escuela
- Un resumen-artículo del Proyecto
- Hoja de Solicitud debidamente cumplimentada.

Una vez finalizado el proceso de valoración y fallado el Premio, los solicitantes podrán retirar del Colegio las copias de los proyectos presentados a concurso, exceptuando los premiados, que quedarán depositados en la biblioteca del Colegio.

3. Jurado

El jurado estará compuesto por:

- Presidente: El Decano del Colegio Oficial de Ingenieros Técnicos en Topografía.
- Secretario: El Secretario del Colegio Oficial de Ingenieros Técnicos en Topografía.
- Vocales: Cinco vocales designados por la Junta de Gobierno del Colegio, representantes de los ámbitos de la Universidad, Empresa Privada e Instituciones Oficiales.

El fallo del jurado se dará a conocer antes del 15 de abril de 2006.

4. Valoración

El premio estará sujeto a un baremo de 1 a 10 puntos según el cual se fijarán los criterios de valoración en los siguientes apartados:

- Creatividad y Originalidad del Proyecto
- Innovación tecnológica
- Rigor Técnico y Científico
- Viabilidad Técnica y Económica del Proyecto con la documentación aportada
- Presentación (memoria, modelos, programas informáticos...)
- Resultados obtenidos y aplicabilidad práctica o interés industrial en el área.

5. Premios

Se establecen tres premios para los ganadores, dotados económicamente con las siguientes cantidades:

Primer Premio:	1.500 €
Segundo Premio:	900 €
Tercer Premio:	450 €

Asimismo, a los profesores o tutores que hayan dirigido el Proyecto ganador se les hará entrega de una Placa Acreditativa.

La entrega de los Premios será pública y coincidirá con la celebración de la Fiesta de San Isidoro 2006 en Madrid.

6. Normas Complementarias

La participación en el Premio supone la plena aceptación de estas bases. El fallo del Jurado será inapelable, pudiendo declarar desierto cualesquiera de los tres premios que se otorgan, si así lo estima conveniente en función de la calidad de los Proyectos presentados. Cualquier incidencia no prevista en las presentes bases será resuelta por la Junta de Gobierno del Colegio Oficial de Ingenieros Técnicos en Topografía.

El jurado o el Colegio podrán requerir a los participantes, en cualquier momento del proceso, la documentación acreditativa que se expresa en las bases.

Los trabajos premiados serán publicados en la Revista del Colegio Oficial de Ingenieros Técnicos en Topografía, *Topografía* y *Cartografía*, pudiéndose requerir de los autores la realización de las modificaciones en el artículo-resumen presentado que sean necesarias para dicho fin.



El Ilmo. Sr. Decano del COITT, D. Pedro J. Cavero Abad, dirigiéndose a los asistentes.



El Excmo. Sr. Rector Magnífico de la Universidad Politécnica de Madrid, D. Javier Uceda Antolín, dirigiéndose a los asistentes.

tras felicitar a los recién titulados les recordó que a partir de este momento tienen en la institución que él representa su casa, como centro aglutinador de todos los I.T. en Topografía de España que es. A continuación tomó la palabra el Ilmo. Sr. Director de la Escuela de Ingenieros en Topografía, Geodesia y Cartografía, D. Alfredo Llanos Viña, quien, tras felicitar a los recién titulados y desearles lo mejor en su futura vida profesional, se congratuló de la celebración de este acto, que representa de forma protocolaria la unión de los dos títulos en una sola Escuela que se produjo al principio del curso que hoy se clausu-

ra. Seguidamente, tomó la palabra el Coordinador de la Titulación de Ingenieros en Geodesia y Cartografía, D. Roberto Rodríguez Solano, quien abundó en lo ya dicho por el Director. Por último, se dirigió a los asistentes el Excmo. Sr. Rector Magnífico de la Universidad Politécnica de Madrid, D. Javier Uceda Antolín, quien, tras felicitar a los recién titulados y a sus familias, clausuró el acto.

Por último, los asistentes se trasladaron al vestíbulo de la Escuela, donde fueron agasajados con un muy bien servido cóctel.

PREMIOS NACIONALES FIN DE CARRERA DE EDUCACIÓN UNIVERSITARIA CORRESPONDIENTES AL CURSO 2003-2004

En el B.O.E. número 162, de 8 de julio de 2005, se han publicado los Premios Nacionales Fin de Carrera de Educación Universitaria correspondientes al curso 2003-2004, habiendo sido los ganadores en la titulación de Ingeniero Técnico en Topografía:

Primero: D. Pablo Rodríguez González, de la E.U. de Ingenierías Técnicas de Mieres (Universidad de Oviedo).

Segundo: D. José Miguel Rubio Iglesias, de la E.U. de I.T. Topográfica de Madrid (UPM).

Tercero: D. Jaime Almonacid Caballer, de la E.U. de I.T. Topográfica de Madrid (UPM).

Felicitemos a los ganadores de tan prestigiosos premios.

NECROLÓGICA

El pasado 22 de agosto falleció en Madrid, a los 73 años de edad, el Ingeniero Técnico en Topografía D. Carlos Álvarez y Carrillo de Albornoz.

Miembro fundador del Colegio Oficial de Ingenieros Técnicos en Topografía, desempeño en la Junta de Gobierno del mismo, durante varios años, el cargo de Tesorero.

Desde estas páginas queremos transmitir a sus familiares nuestro más sentido pésame.

Geo center

VENTA

ESTACIONES - NIVELES OPTICOS
NIVELES LASER - ACCESORIOS

Nuevo programa **POCKET DATA** sobre
WINDOWS CE (adaptable a cualquier PDA)



SERVICIO TECNICO

NUEVOS SERVICIOS

Calibraciones 24 horas
Calibración cita previa
Contratos de mantenimiento a medida

ALQUILER

GPS - ESTACIONES - NIVELES OPTICOS
NIVELES LASER

¡¡LLAMENOS!!

siempre tenemos
estaciones disponibles



TOPOGRAFIA y CARTOGRAFIA



TOPCART REVISTA DEL COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS TECNICOS EN TOPOGRAFIA

SI DESEA ESTAR AL DÍA Y TENER INFORMACIÓN MUNDIAL SOBRE TOPOGRAFÍA, CARTOGRAFÍA, CATASTRO, GEODESIA, FOTOGRAMETRÍA, GPS, etc., suscríbese

El precio de la suscripción para el año 2005 es de:

	Correo ordinario	Correo certificado
España	33 € <input type="checkbox"/>	45 € <input type="checkbox"/>
Países C.E.E.....	46 € <input type="checkbox"/>	67 € <input type="checkbox"/>
América	46 € <input type="checkbox"/>	74 € <input type="checkbox"/> (con suplemento aéreo)
Otros países	48 € <input type="checkbox"/>	75 € <input type="checkbox"/> (con suplemento aéreo)

Estudiantes (remitir justificante de estar matriculado en el curso 2004-2005) 27 €

NOMBRE Y APELLIDOS.....

DIRECCIÓN, POBLACIÓN

PROVINCIA, CÓDIGO POSTAL, PAÍS, TEL. CONTACTO

Adjunto cheque o justificante de giro transferencia para la suscripción del año 2005.

c/c n.º 1098-8.- CAJA DE AHORROS PROVINCIAL DE GUADALAJARA-Alcalá, 27 - 28014 MADRID

Remítase este Boletín a **Topografía y Cartografía**. Avenida Reina Victoria, 66, 2.º C - 28003 MADRID - Tel. 91 553 89 65 - Fax 91 533 46 32 - E-mail: topografiaycartografia@top-cart.com

Indice Comercial de Firmas



Alquiler y venta de instrumentos topográficos

C/ Bofarull, 14, Bajos 08027 BARCELONA
Tel. 93 340 05 73 Fax 93 351 95 18
www.al-top.com e-mail: al-top@al-top.com



SERVICIO TÉCNICO OFICIAL

BATIMETRÍAS

- Levantamientos hidrográficos: marítimos o fluviales. Perfiles. Control obra marítima.
- Posicionamiento de dragados o vertidos.
- Toma de muestras georreferenciadas.

Embarcación propia, con GPS dif., Sonda y soft. de navegación

CB-TOP Casanovas-Berge Asoc.

C/ Trullols, 10 Ent. 2ª Barcelona (08035)
Tel./Fax: 93 418 66 02
Móviles: 629 34 16 26 / 630 02 47 01
E-mail: rb@cb-top.net



BERDALA
INSTRUMENTOS TOPOGRÁFICOS
Y GEODÉSICOS
SERVICIO TÉCNICO

Balmes, 6 08007 BARCELONA
Tel. 93 301 80 49 Fax 93 302 57 89
e-mail: berdala@berdala.com
www.berdala.com



Trimble Ibérica, S.L.
Vía de las Dos Castillas, nº 33
ATICA. Edif. 6, Planta 3ª
28224 Pozuelo de Alarcón
Madrid - Spain
Tel 91 351 01 00 • Fax 91 351 34 43
E-mail: ana_santos@trimble.com
<http://www.trimble.com>

LEICA GEOSYSTEMS, S.L.
**Geodesia, Topografía,
Fotogrametría y Sistemas**

Oficina y Asistencia Técnica
Edificio Trébol
C/. Doctor Zamenhof, 22
28027 MADRID
Tel. 91 744 07 40 - Fax 91 744 07 41
C/. Nicaragua, 46, 5ª planta - 08029 BARCELONA
Tel. 93 494 94 40 - Fax 93 494 94 42



CENTRAL 902 19 01 22
ANDALUCÍA 958 45 14 03
LEVANTE 963 58 14 94
GUIPÚZCOA 943 37 61 16

<http://www.geocenter.es>



DISTRIBUIDOR OFICIAL
VENTA Y ALQUILER

EDEF
Estudio de Fotogrametría

Marqués de Lema, 7
Tel. 91 554 42 67
28003 MADRID



TOPCON ESPAÑA, S.A.
Instrumentos Topográficos

Frederic Mompou, 5 - Ed. EURO-3
08860 S. JUST DESVERN (Barcelona)
Tel. 93 473 40 57 - Fax 93 473 39 32

Avenida de Burgos, 16 E, 1.º
28036 MADRID
Tel. 91 302 41 29 - Fax 91 383 38 90

ATICSA
Distribuidor Oficial



Venta y Alquiler de Material Topográfico

C/ Servando González Becerra, Local 25 (Plaza de las Américas)
Tel. 924 23 13 11 - Fax 924 24 90 02 - www.aticsa.net 06011 BADAJOZ



Grafinta
SOCIEDAD ANÓNIMA
Distribuidor en España

PENTAX•ASHTech•THALES•ROLLEI
Topografía, GPS, Fotogrametría, Hidrografía
Avda. Filipinas, 46 - 28003 MADRID
Tel. 91 553 72 07 - Fax 91 533 62 82
E-mail: grafinta@grafinta.com
<http://www.grafinta.com>

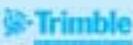
ACRE

**Alquiler y venta G.P.S.
Instrumentos Topográficos**

Autovía Madrid-Toledo
925-490839 617 326454
www.acre-sl.com




S&C
Distribuidor



Santiago & Cintra Ibérica, S.A.
C/ José Echegaray, 4 - P.A.E. Casablanca B5
28100 Alcobendas (Madrid)
Tel. 902 120 870 - Fax 902 120 871
e-mail: info@santiageocintra.es

Alvaro Molina Topografía-G.P.S.
Alquiler y Servicios Topográficos

Sistemas G.P.S. 

Centimétrico, Decimétrico, Submétrico, Métrico

Tel. 670 248 852 • 670 243 059
e-mail: almolina@infonegocio.com

Ningún equipo
está completo, sin un
buen

GUÍA

Mapas Guía, Series Turísticas
y Espacios Naturales del...

cnig

CENTRO NACIONAL
DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA



Y además...

Mapa Topográfico Nacional a escalas 1:25.000 y 1:50.000,
Mapas Provinciales a escala 1:200.000, Cartografía Digital,
Mapas Autonómicos, Mapas Serie World, Teledetección,
Fotografía Aérea, Atlas Nacional de España, Mapas en Relieve,
Cartografía Histórica, Libros, etc.

Oficina central: Monte Esquinza, 41 - 28010 MADRID
Comercialización: General Ibáñez de Ibero, 3 • 28003 MADRID
Teléfono: +34 91 597 94 53 • Fax: +34 91 553 29 13
e-mail: consulta@cnig.es • webmaster@cnig.es
<http://www.cnig.es>