

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA**  
**FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FÍSICAS Y NATURALES**  
**ESCUELA DE AGRIMENSURA**  
**Cátedra de Trabajo Final**

**SISTEMA GEODÉSICO Y GEOFÍSICO DE APOYO PRINCIPAL**  
**“Aprovechamientos hidroeléctricos del Rio Santa Cruz**  
**Presas Néstor KIRCHNER y Jorge CEPERNIC”**

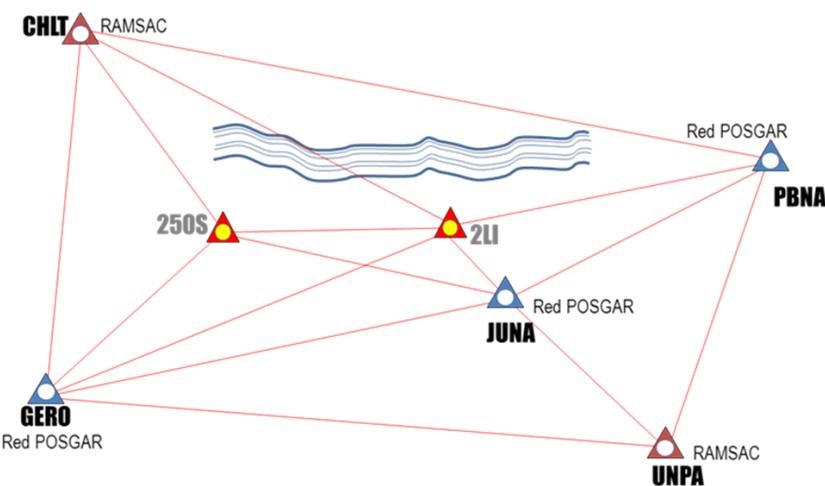


Imagen 1. Red de Vinculación. Armando Del Bianco. Córdoba, 2015.

**Equipo docente:**

**Profesor Titular: Ingeniero Luis Bosch**

**Profesor Adjunto: Ingeniero Miguel Díaz Saravia (†)**

**Profesor Asistente: Agrimensor Mario Piumetto**

**Profesional Tutor: Ingeniero Armando Del Bianco**

**Docente Colaboradora: Ingeniera Soledad Souto**

**ESTUDIANTE: JORGE GUILLERMO O'CONNOR**

**AÑO 2015**

# RESÚMEN

El tema de Trabajo Final Integrador es ***Sistema Geodésico y Geofísico de Apoyo Principal para Presas Presidente Néstor Kirchner y Gobernador Jorge Cepernic***.

El Río Santa Cruz es uno de los cursos hídricos más importantes de la República Argentina, y sobre él se construyen 2 presas que constituyen los **Aprovechamientos Hidroeléctricos del Río Santa Cruz**. Uno es el cierre Presidente Néstor C. Kirchner (en adelante NK), anteriormente denominada Cóndor Cliff, el otro, es el cierre Gobernador Jorge Cepernic (en adelante JC), llamado inicialmente La Barrancosa. La presa NK se encuentra a 110 km del Lago Argentino y a 250km del océano Atlántico, y la presa JC, aguas abajo de la anterior, se encuentra a 170km del Lago Argentino y 190km del océano Atlántico. La obra fue licitada por el Estado Nacional y la contratista es una unión transitoria de empresas. Conformada por Electroingeniería SA-China Gezouba Group Company-Hidrocuyo S.A., compromiso UTE (en adelante UTE). Dicha UTE encomendó a la empresa Del Bianco y Asociados S.A. la definición, monumentación, medición, vinculación, cálculo y compensación del Sistema Geodésico y Geofísico de Apoyo Principal (en adelante SAP) para las obras de las presas. Además, en función de lo acordado con el Instituto Geográfico Nacional, la definición de los sistemas de proyección para la totalidad de las obras.

Es importante estudiar las metodológicas, técnicas, instrumentales y todos los conceptos necesarios. Tanto desde el punto de vista teórico, como desde el punto de vista ejecutivo. Este SAP debe permitir:

- Replanteo para control y ayuste del Proyecto;
- Vinculación del proyecto al marco de referencia POSGAR 2007 y a la red Altimétrica del Instituto Geográfico Nacional (IGN);
- Generar un sistema de proyección acorde para tareas topográficas y una proyección para la totalidad de la zona de obra;
- Materializar los puntos de apoyo principal para el replanteo e inspección de obra.
- En caso de ser necesario, materializar otros puntos útiles fuera de la obra, en las zonas de Lago Argentino (origen del Rio Santa Cruz) y Punta Quilla (desembocadura del Rio Santa Cruz).

Los Sistemas de Apoyo son, elementos geométricos mediante los cuales se hacen las vinculaciones, relevamientos, replanteos y controles de obras. De suma importancia en cualquier obra del hombre. Desde la agricultura, pasando por la navegación y hasta la construcción. Sepa el lector que, a lo largo del tiempo han cambiado las técnicas, metodologías y los instrumentales pero, el concepto geométrico sigue siendo el mismo.

Por la característica de la obra, participaron diversas instituciones. Desde la supervisión que fija necesidades, las condiciones, metodologías y tolerancias. Hasta el IGN que es el organismo encargado de densificar los Sistemas de Primer Orden. Tanto POSGAR como la Red de Nivelación de Primer Orden. El trabajo en obra, fue todo un desafío. Donde se puso en práctica los conocimientos adquiridos por la institución educativa. Pero también la responsabilidad y seriedad laboral. Una experiencia única, una aventura para recomendar a todo estudiante de Agrimensura que guste de la obra y el campo.

# ÍNDICE GENERAL

Resumen.....	2
Índice general .....	3
indice de imágenes .....	8
Índice de tablas.....	11
Introducción .....	13
Objetivos .....	14
Objetivo general.....	14
Objetivos particulares .....	14
Metas.....	14
Etapas.....	14
Composición del presente informe.....	15
Siglas y acrónimos.....	16
Capítulo I. Sistemas de Apoyo .....	17
I.I. Introducción.....	17
Breve reseña histórica.....	17
Unidades de medida. ....	18
I.II. Sistemas de referencia .....	19
Tipos de sistemas de referencia terrestres .....	19
Sistemas de referencia local .....	19
Sistemas de referencia global.....	20
Ubicación de un punto sobre la Tierra .....	22
Relación entre coordenadas en distintos sistemas.....	23
Elipsoides de referencia notables .....	23
I.III. El Datum .....	24
Datum local.....	25
Datum global.....	25
I.IV. Marcos de Referencia .....	25
POSGAR 2007.....	26
RAMSAC .....	27
ITRF.....	28
SIRGAS .....	29
Marco de Referencia I.G.S.....	30
I.V Clasificación de los sistemas y marcos de referencia .....	30
I.VI. Cambios de coordenadas .....	31
Conversión de coordenadas .....	32
Transformación entre marcos de referencia .....	35

I.VII. Sobre Sistemas de Apoyo .....	38
I.VIII. Definiciones del capítulo .....	39
<b>Capítulo II. Altimetría.....</b>	<b>40</b>
<b>II.I. Introducción.....</b>	<b>40</b>
Algunas definiciones .....	40
<b>II.II. El geoide .....</b>	<b>41</b>
Utilidad del geoide .....	42
Consideraciones sobre el geoide .....	42
Falta de paralelismo de las superficies de nivel.....	44
Determinación del datum vertical .....	44
Modelo de geoide .....	45
Modelo de geoide local.....	46
Gravedad normal .....	46
<b>II.III. Tipos de Alturas.....</b>	<b>47</b>
Alturas de tipo geométrico.....	47
Alturas de tipo físico.....	48
Alturas a utilizar en el SAP .....	51
Superficie de referencia .....	51
Realización del marco de referencia vertical.....	51
Conclusiones y recomendaciones.....	52
<b>II.IV. Marco geofísico del IGN .....</b>	<b>53</b>
Red gravimétrica Argentina.....	53
<b>II.V. Nivelaciones.....</b>	<b>55</b>
Nivelación geométrica de precisión .....	55
Nivelación trigonométrica .....	57
<b>II.VI. Importancia de la altimetría en las presas .....</b>	<b>59</b>
<b>II.VII. Resumen del capítulo .....</b>	<b>61</b>
<b>Capítulo III. Proyecciones.....</b>	<b>63</b>
<b>III.I. Introducción.....</b>	<b>63</b>
<b>III.II. Clasificación de las proyecciones .....</b>	<b>63</b>
<b>III.III. Proyecciones para la obra.....</b>	<b>65</b>
Introducción.....	65
Proyecciones definidas por el I.G.N .....	65
Represa Néstor Kirchner .....	66
Represa Jorge Cepernic .....	66
Proyección para el área total .....	67
<b>III.IV. Resumen del capítulo .....</b>	<b>70</b>
<b>Capítulo IV. Redes Geodésicas .....</b>	<b>72</b>

IV.I. Introducción.....	72
IV.II. Sistemas de Posicionamiento Satelital.....	72
Principio geométrico de las técnicas satelitales .....	72
Algunas definiciones y unidades.....	73
Constitución de los Sistemas de Posicionamiento Satelital. ....	73
Errores en las mediciones mediante técnicas satelitales .....	74
Técnicas de observación.....	76
El posicionamiento diferencial.....	76
Método elegido para las mediciones en el SAP.....	77
IV.III. Ajuste de redes .....	78
Introducción.....	78
Método de mínimos cuadrados .....	78
Diseño de la red de vinculación del SAP.....	80
Capítulo V. La obra y la zona .....	82
V.I. El Rio Santa Cruz .....	82
V.II. Poblaciones más cercanas .....	83
V.III. Vías de transporte terrestre .....	84
Rutas nacionales .....	84
Rutas Provinciales .....	84
V.IV. Vias de Transporte .....	85
Vías de Transporte aéreas .....	85
Vías de transporte marítimas .....	86
V.V. Tareas productivas de la zona .....	86
V.VI. Equipos y datos técnicas .....	86
Equipos de trabajo .....	86
Organización de los datos.....	89
V.VII. Tareas de campo solicitadas.....	89
V.VIII. Puntos Fundamentales.....	90
V.IX. Conclusiones del capítulo.....	91
Capítulo VI. Consideraciones previas.....	92
VI.I. Introducción.....	92
VI.II. Tareas a realizar .....	92
Tareas de campaña .....	93
Definiciones de las tareas a realizar.....	93
VI.III. Plazos.....	94
Tiempos proyectados .....	94
Tiempos de ejecución resultantes .....	95
VI.IV. Logística.....	95

Personal afectado .....	95
Equipamientos .....	96
Movilidad.....	96
Alojamiento y viáticos .....	97
VI.V. Mojones o benchmark .....	97
Mojones del Sistema de Apoyo Principal .....	97
Mojones Auxiliares DBA .....	98
VI.VII. Puntos fijos a utilizar.....	98
VI.VIII. Puntos fundamentales .....	99
Capítulo VII. Ejecución en campaña.....	100
VII.I. Tareas previas a las mediciones del SAP .....	100
VII.II. Comisiones de campaña.....	100
VII.III. La comisión especial de gravimetría .....	100
VII.IV. Frente de trabajo Lago Argentino.....	102
VII.V. Frente de trabajo NK.....	103
VII.VI. Frente de trabajo JC .....	105
VII.VII. Frente de trabajo Zona completa .....	108
VII. VIII. Instrumentales y mediciones.....	109
Nivelaciones geométricas.....	109
Nivelaciones trigonométricas .....	111
Mediciones GNSS .....	111
Mediciones con gravímetros relativos .....	112
Capítulo VIII. Procesamiento .....	113
VIII.I. Introducción.....	113
VIII.II. Correcciones gravimétricas .....	113
Metodología para cálculo de correcciones.....	113
VIII.III. Red de Vinculación.....	114
Procedimiento para los vectores .....	114
Procedimiento de ajuste .....	115
Coordenadas de los puntos fundamentales .....	116
VIII.IV. Procesamiento de los puntos SAP .....	116
SAP Néstor Kirchner .....	116
Villa Néstor Kirchner .....	116
SAP Jorge Cepernic.....	116
Villa Jorge Cepernic .....	117
Errores en planimetría.....	117
VIII.V. Procesamiento de las nivelaciones .....	117
VIII. V. SAP en proyección por presa .....	119

SAP con Proyección Local Néstor Kirchner .....	120
SAP con Proyección Local Villa Néstor Kirchner .....	120
SAP con Proyección Local Jorge Cepernic .....	120
SAP con Proyección Local Villa Jorge Cepernic .....	120
Capítulo IX. Conclusiones .....	121
IX.I. Introducción.....	121
IX.II. instrumentales utilizados.....	121
Niveles Digitales y miras de Invar/aluminio .....	121
Estaciones totales en nivelaciones trigonométricas .....	123
Receptores GNSS.....	124
Gravímetros relativos.....	124
IX.III. Conclusiones conceptuales.....	124
Redes Geodésicas.....	124
Nivelaciones geométricas.....	127
IX. IV. Análisis de resultados.....	129
IX. V. Sistemas de Apoyo Principal.....	129
IX. VI. formacion del futuro ingeniero.....	129
Capítulo X. Bibliografía.....	130

# INDICE DE IMÁGENES

Imagen 1. Red de Vinculación. Armando Del Bianco. Córdoba, 2015.	1
Imagen 2. Unidades en el SI y el sistema Anglosajón de Unidades. Fuente: desconocida.	18
Imagen 3. Múltiplos y submúltiplos del SI. Fuente: Desconocida.	18
Imagen 4. Coordenadas de un sistema local. Fuente: desconocida.	20
Imagen 5. Sistemas Cartesianos ortogonales geocéntricos. Fuente: Desconocida.	21
Imagen 6. Elipsoide de revolución. Fuente: desconocida.	21
Imagen 7. Coordenadas geodésicas. Fuente: desconocida.	22
Imagen 8. Coordenadas de puntos sobre el elipsoide. Fuente: desconocida.	23
Imagen 9. Datum local. Fuente: desconocida.	25
Imagen 10. Campo Inchauspe. Fuente: Página del IGN.	27
Imagen 11. Red RAMSAC de la zona. Fuente: Página del IGN.	28
Imagen 12. SIRGAS 1995 y 2000. Fuente:	30
Imagen 13. Sistemas de referencia. Fuente: desconocida.	35
Imagen 14 y 15. Modelo de transformación de 3 parámetros. Sebastián Orihuela.	36
Imagen 16. Modelo de transformación de Bursa-Wolf o Helmert 3D.	36
Imagen 17 y 18. Transformación de Molodenski- Badekas. Fuente: Sebastián Orihuela.	37
Imagen 19. Alturas y su relación. Dra. Cristina Pacino. Rosario, 2014.	41
Imagen 20. Representación del geoide. Fuente: Curso de Alturas, Dra. Pacino, Rosario 2015.	42
Imagen 21. Representación del Geoide. Fuente: Curso de Alturas, Dra. Pacino, Rosario 2015.	43
Imagen 22. Diferencias de nivel entre mareógrafos. Dra. Pacino. Rosario, 2014.	43
Imagen 23. Falta de Paralelismo de las superficies de nivel. Dra. Pacino. Rosario 2014.	44
Imagen 24. Cota GPS mediante modelo de geoide. Dra. Pacino. Rosario, 2014.	45
Imagen 25. Alturas niveladas. Grupo de Trabajo III. Argentina, 1999.	47
Imagen 26. Alturas elipsoidales. Grupo de Trabajo III. Argentina, 1999.	48
Imagen 27. Alturas normales. Grupo de Trabajo III. Argentina, 1999.	50
Imagen 28. Alturas ortométricas. Grupo de Trabajo III. Argentina, 1999.	50
Imagen 29. Red Gravimétrica de Primer Orden. Fuente: página del IGN.	54
Imagen 30. Red de nivelación de Alta precisión. IGN. Argentina, 2014.	54
Imagen 31. Trigonométrica Reciproca y Simultanea. Desconocida. Córdoba, 2015.	58

Imagen 32. Perfil longitudinal esquemático del Río Santa Cruz. Fuente: desconocida. Argentina, 2014.	60
Imagen 33. Curva de remanso entre Lago Argentino y NK. Fuente: desconocida. Argentina, 2014.	62
Imagen 34. Proyección Cilíndrica. Fuente: Proyecciones Cartográficas para NK y JC. IGN. Argentina, 2015.	63
Imagen 35. Proyección Cónica. Fuente: Proyecciones Cartográficas para NK y JC. IGN. Argentina, 2015	63
Imagen 36. Proyección polar. Fuente: Proyecciones Cartográficas para NK y JC. IGN. Argentina, 2015	64
Imagen 37. Proyecciones Cartográficas y su desarrollo. Fuente: Desconocida.	64
Imagen 38. Zona total de obra. IGN. Buenos Aires, 2015.	67
Imagen 39. Zona total de obra (verde) y zona con proyección cónica (amarillo). IGN. Buenos Aires, 2015.	68
Imagen 40. SAP NK con el punto de origen de Proyección para topografía. Del autor. Córdoba, 2015	70
Imagen 41. SAP JC con el punto de origen de Proyección para topografía. Del autor. Córdoba, 2015	71
Imagen 42. Unidades de medida. GPS – Posicionamiento Satelital UNR, Rosario 2005	73
Imagen 43. Segmento control GPS. Curso de Georreferenciación. Mendoza, 2013.	74
Imagen 44. Error en los observables. GPS Posicionamiento Satelital, UNR 2005.	75
Imagen 45. Errores en el posicionamiento diferencial. UNR. Rosario, 2005.	77
Imagen 46. Polígono de ejemplo para ajuste de redes. Julio Manuale. Córdoba, 2012.	79
Imagen 47. Modelo de redes planteado. Informe de resultados. DBA, 2015.	80
Imagen 48 y 49. Esquema de los Sistemas NK y JC. - Vector 250S-2LI	81
Imagen 50. Río Santa Cruz desde su naciente hasta su desembocadura. Del Autor. Santa Cruz, 2015.	82
Imagen 51. Imagen de la zona sur del Territorio Argentino. Del Autor. Santa Cruz, 2015.	82
Imagen 52. Rutas nacionales (amarillo), provinciales (verde) y poblaciones. Del Autor. Santa Cruz, 2015.	83
Imagen 53. Rutas Nacionales N° 3,40 y 288. Del Autor. Santa Cruz, 2015.	84
Imagen 54. Rutas Provinciales N° 2, 4, 5, 9, 11, 17,65 y 67. Del Autor. Santa Cruz, 2015.	85
Imagen 55. Fajas GK 1 y 2 en la zona de presas. Del Autor. El Calafate, 2015	87
Imagen 56. Puntos según pliego de NK en zona ampliada. Del Autor. Santa Cruz, 2015.	88
Imagen 57. Puntos según pliego de JC en zona ampliada. Del Autor. Santa Cruz, 2015.	88
Imagen 58. Carpeta raíz de la obra de campaña. Del Autor. Santa Cruz, 2015.	89
Imagen 59 y 60. Mojón SAP vista completa y placa. Del autor. Santa Cruz, 2015.	97
Imagen 61. Mojón auxiliar RPS (Ricardo Philip Sur). Santa Cruz, 2015.	98
Imagen 62. Punto Fundamental 2LI de JC. Del Autor. Santa Cruz, 2015.	99
Imagen 63. Punto Fundamental 250S de NK con su corralito. Del Autor. Santa Cruz, 2015.	99

Imagen 64. Planilla de gravedad oficial. Dra. Pacino. Rosario, 2015.	100
Imagen 65 y 66. Medición de gravedad Nodal 8 de El Calafate. Armado Del Bianco. Santa Cruz, 2015.	102
Imagen 67 y 68. Medición de gravedad Nodal 8 de El Calafate. Armado Del Bianco. Santa Cruz, 2015.	103
Imagen 69. Zona de Lago Argentino y desembocadura. Del Autor. Córdoba, 2015.	103
Imagen 70 y 71. Punto EJ y RPS. Del Autor. Santa Cruz, 2015.	104
Imagen 72. Puntos SAP NK y puntos de paso (círculo rojo). Del Autor. Córdoba, 2105.	105
Imagen 73 y 74. SAP NK y Villa NK. Del Autor. Córdoba, 2015.	105
Imagen 75. Punto JA del SAP JC. Del autor. Santa Cruz, 2015.	106
Imagen 76 y 77. Puntos JR de y LES- Del Autor. Santa Cruz, 2015.	107
Imagen 78. Zona JC con los SAP, líneas de nivelación y puntos de paso (rojo). Del Autor. Santa Cruz, 2015.	107
Imagen 79 y 80. SAP JC y puntos Villa JC. Del Autor. Córdoba, 2015.	107
Imagen 81. Esquema de la Red de Vinculación. Armando Del Bianco. Córdoba, 2015.	108
Imagen 82. Puntos POSGAR JUNA, GERO, PBNA. Del autor. Santa Cruz, 2015.	108
Imagen 83 y 84. Nivel TRIMBLE DiNi. Miras de invar o aluminio con Código de barras	110
Imagen 85. Nivelación geométrica en NK y JC. Del autor. Santa Cruz, 2015.	110
Imagen 86. Nivelación Trigonométrica con ET Trimble S3. Del autor. Santa Cruz, 2015.	111
Imagen 87. Receptor Trimble 5700	112
Imagen 88. Receptor Trimble R5	112
Imagen 89. Receptor Trimble R6	112
Imagen 90. Gravimetría Nodal 8. Del autor. El Calafate, 2015.	112
Imagen 91. Jorge O'Connor y Gustavo Noguera en la UNR. Del Autor. Rosario, 2015	113
Imagen 92. Corrección gravimétricas Escala Lago Argentino. Pacino. Rosario, 2015.	114
Imagen 93. Red de Vinculación en escala. Gustavo Noguera. Rosario, 2015.	115
Imagen 94. Precisión y exactitud. Fuente: desconocida.	122
Imagen 95. Esquema inicial de Red de Vinculación. Noguera. Rosario, 2015	126
Imagen 96. Esquema final de Red de Vinculación. Noguera. Rosario, 2015	126

# ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Parámetros del elipsoide Hayford.	23
Tabla 2. Parámetros del elipsoide WGS84 (G1150).	24
Tabla 3. Parámetros del ITRS. Del autor.	24
Tabla 4. Resumen sistemas de referencia. Del Autor, 2015.	25
Tabla 5. Resumen de sistemas y marcos de interés.	31
Tabla 6. Parámetros del Elipsoide WGS84 (G1150). Del Autor. Córdoba, 2014.	39
Tabla 7. POSGAR07 de la zona. Del Autor. Santa Cruz, 2015.	39
Tabla 8. RAMSAC de la zona. Del Autor. Santa Cruz, 2015.	39
Tabla 9. Parámetros de Proyección Plana para NK. IGN. Buenos Aires, 2015.	66
Tabla 10. Parámetros de Proyección Plana para JC. IGN. Buenos Aires, 2015.	66
Tabla 11. Parámetros Proyección Cónica. IGN. Buenos Aires, 2015.	68
Tabla 12. Análisis de deformaciones 2 Km. IGN. Buenos Aires, 2015.	69
Tabla 13. Análisis de deformaciones para 10 Km. IGN. Buenos Aires. 2015.	69
Tabla 14. Parámetros de Proyección Plana para NK. IGN. Buenos Aires, 2015.	70
Tabla 15. Parámetros de Proyección Plana para JC. IGN. Buenos Aires, 2015.	70
Tabla 16. Proyección cónica conforme de Lambert. IGN. Buenos Aires, 2015.	71
Tabla 17. Características GPS y GLONASS. Fuente: Desconocida. Córdoba, 2015.	74
Tabla 18. Puntos Pliego. Del Autor. Santa Cruz, 2015.	87
Tabla 19. Puntos de Apoyo densificados para NK.	90
Tabla 20. Puntos de Apoyo densificados en JC.	91
Tabla 21. Puntos Fundamentales. Armando Del Bianco. Córdoba, 2015.	116
Tabla 22. Puntos SAP de NK. Armando Del Bianco. Córdoba, 2015.	116
Tabla 23. Puntos Villa NK. Armando Del Bianco. Córdoba, 2015.	116
Tabla 24. Puntos SAP JC. Armando Del Bianco. Córdoba, 2015.	116
Tabla 25. Puntos Villa JC. Armando Del Bianco. Córdoba, 2015.	117
Tabla 26. Errores del SAP en planimétrica. Del autor. Córdoba, 2015.	117
Tabla 27. Calculo estadístico nivelación a 250S. Del autor. Córdoba, 2015.	119
Tabla 28. Calculo estadístico nivelación a 250S. Del autor. Córdoba, 2015.	119
Tabla 29. SAP NK en proyección local. Del autor. Córdoba, 2015.	120

Tabla 30. SAP Villa NK en proyección local. Del autor. Córdoba, 2015.	120
Tabla 31. SAP JC en proyección local. Del autor. Córdoba, 2015.	120
Tabla 32. SAP Villa JC en proyección local. Del autor. Córdoba, 2015.	120
Tabla 33. Errores del SAP en planimétrica. Del autor. Córdoba, 2015.	127
Tabla 34. Errores del SAP en sí mismo y EMC. Del autor. Córdoba, 2015.	127
Tabla 35. Errores de nivelación al 250S. Del autor. Córdoba, 2015.	128
Tabla 36. Errores de nivelación al 2LI. Del autor. Córdoba, 2015.	128

# INTRODUCCIÓN

Un **sistema de apoyo** se constituye de un sistema de referencia y un marco de referencia. Es **Principal** porque abarca toda la obra. Además, sobre él se vinculan sistemas de orden inferior (segundo orden, tercer orden, etc...). Su carácter es **Geodésico** porque las mediciones, precisiones, forma, orientación, escala, sistemas de referencia globales y todas las consideraciones necesarias lo dejan fuera del campo de la topografía clásica. Debido a esto, se obliga a entrar en el campo de la Geodesia práctica. Con todos los recaudos teóricos, técnicos y procedimentales necesarios para lograr las precisiones requeridas. El **Geofísico** porque la determinación de alturas es de tipo físico y no geométrico. Puntualmente se determinan cotas ortométricas. Para esto, se miden desniveles geométricos con tolerancias de alta precisión a la par de mediciones de gravedad. Luego, se aplican las correcciones necesarias a las cotas geométricas. Para finalmente obtener, cotas ortométricas.

Es importante aclarar que las materializaciones del SAP, es decir los mojones, deben cumplir con la condición de intervisibilidad entre sí. Por si fuera necesario mediciones con Estaciones Totales para algún tipo de control. Las mismas no deben interrumpir el normal tránsito de vehículos, para no afectar las tareas que se desarrollan. Además de, asegurar su permanencia en el tiempo, evitando riesgos de choques, daños o vibraciones. Debiendo hacer consideraciones:

- **Geométricas:** forma de los triángulos, elipses de error, geometrías de las constelaciones satelitales, etc;
- **Geofísicas:** determinación de cotas ortométricas, posibles variaciones del geoide;
- **Topográficas:** intervisibilidad, estacionamiento, señalización, arrumbamientos, instrumentales y metodologías de medición;
- **Constructivas:** tipo de represa, materiales, voladuras(o no), zonas y vehículos de trabajo;
- **Auscultación:** controles de deformación;
- **Proyectivas** (sistema de proyección de la obra y por lo tanto, del SAP).

## Referencias para el Sistema de Apoyo

A lo largo de los párrafos del informe se pueden encontrar distintos nombres para una misma entidad. Estos son:

- ❖ Sistema de Apoyo Principal para Presas Néstor Kirchner y Jorge Cepernic
- ❖ Sistema Geodésico y Geofísico de Apoyo Principal
- ❖ Sistema Geodésico y Geofísico
- ❖ Sistema de Apoyo Principal
- ❖ SAP.

# **OBJETIVOS**

## **Objetivo general**

Se define como:

*“Generar un informe técnico académico con los conceptos, metodologías y consideraciones necesarias para elaborar Un Sistema de Apoyo Principal para las Presas Presidente Kirchner y Gobernador Cepernic”.*

## **Objetivos particulares**

Se definen los siguientes objetivos particulares:

1. Investigación y base teórica
2. Redacción de lo ejecutado
3. Análisis de conclusiones
4. Informe final.

## **Metas**

1. Estudiar la zona y características de la obra
2. Investigar Sistemas de Apoyo para obras hídricas de estas características
3. Generar una base teórica de sustento a lo ejecutado en obra
4. Describir las metodologías y procesamiento llevado a cabo para generar el SAP
5. Exponer las conclusiones arribadas
6. Elaborar un informe técnico académico
7. Correcciones
8. Informe final

## **ETAPAS**

Las etapas son la diagramación y ejecución de las tareas a realizar para la concreción de las metas y finalmente de los objetivos. Para realizar el presente TF, se consideran las siguientes etapas:

- Etapa 1. Definición de objetivos
- Etapa 2. Consulta a docentes y profesionales sobre conceptos y bibliografía
- Etapa 3. Investigación, ordenamiento, selección y estudio de la bibliografía
- Etapa 3. Elaboración de la base teórica
- Etapa 4. Redacción de tareas ejecutadas en campaña y procesamiento
- Etapa 5. Análisis de resultados
- Etapa 6. Redacción de conclusiones
- Etapa 7. Análisis y corrección del informe
- Etapa 8. Elaboración de la presentación.
- Etapa 9. Informe final

Se estiman 3 meses para las tareas de medición, materialización y cálculo. Para la investigación, redacción, análisis, informe final y presentación se estipulan 3 meses. Un mes para presentación y correcciones. Sumando un mes para la revisión y corrección del informe final. Estimando la finalización del presente TFI en 8 meses. Empezando en el mes de mayo, por lo tanto, finalizaría a principios de diciembre de 2015.

# COMPOSICIÓN DEL PRESENTE INFORME

El presente informe consta de 10 Capítulos. Cada uno creado con la finalidad de separar un concepto particular del trabajo. Los primeros 4 capítulos conforman el marco teórico, estos capítulos son:

- Sistemas de apoyo
- Altimetría
- Proyecciones
- Redes Geodésicas

NOTA: Es necesario aclarar que el Marco Teórico es una base para comprender y fundamentar lo implementado para elaborar el SAP. Si el lector desea profundizar los conceptos, puede buscar los autores sugeridos en la bibliografía, de los cuales se detalla el artículo, autor, fecha y lugar de publicación.

Continúa con el capítulo V, que describe la obra, zona de trabajo y tareas iniciales. Considerando las especificaciones de los datos según pliego y una futura vinculación a todas las tareas iniciales a un SAP.

Sigue el capítulo VI, dedicado a las consideraciones previas. Donde se estudian las consideraciones técnicas y logísticas para la ejecución de tareas. Mientras que, el capítulo siguiente describe las tareas ejecutadas en campaña.

El capítulo VIII desarrolla el procesamiento de datos y la presentación de los informes de resultados. El capítulo IX aborda las conclusiones instrumentales, conceptuales y resultado. Para finalizar, se nomina la Bibliografía de base y referencia, que describe los artículos y publicaciones utilizados para el presente trabajo e informe.

# SIGLAS Y ACRÓNIMOS

- TF: Trabajo Final;
- SAP: Sistema de Apoyo Principal;
- UTE: Unión Transitoria de Empresas. Conformada por Electroingeniería S.A., Hidrocuyo S.A. y China Gezouba Group Company;
- DBA: Del Bianco y Asociados S.A;
- IGN: Instituto Geográfico Nacional;
- POSGAR: Posiciones Geodésicas Argentinas;
- RAMSAC: Red Argentina de Monitoreo Satelital Continuo;
- SIRGAS: Sistema Referencia Geodésico para las Américas;
- GNSS: Global Navigation Satellite System. Sistema Satelital de Navegación Global;
- GPS: Global Positioning System. Sistema de Posicionamiento Satelital;
- GLONASS: Global Orbiting Navigation Satellite System. Sistema Orbital Mundial de Navegación por Satélite;
- WGS: Word Geodetic System. Sistema Geodésico Mundial;
- GRS: Geodetic Reference System. Sistema Geodésico de Referencia;
- IERS: International Earth Rotation and Reference Systems Service. Servicio Internacional de Rotación de la Tierra y Sistemas de Referencia;
- ITRS: International Terrestrial Reference System. Sistema Internacional de Referencia Terrestre;
- ITRF: International Terrestrial Reference Frame. Marco Internacional de Referencia Terrestre;
- I.G.S.: Internacional GNSS Service. Servicio Internacional GNSS,
- IAG: International Association of Geodesy. Asociación Internacional de Geodesia;
- IUGG: International Union of Geodesy and Geophysics. Unión Internacional de Geodesia y Geofísica;
- RAGA: Red Argentina de Gravedad Absoluta,
- AyE: Agua y Energía.

# CAPÍTULO I. SISTEMAS DE APOYO

## I.I. INTRODUCCIÓN

Toda obra de ingeniería requiere de parámetros geométricos que permitan vincular y ubicar las tareas que se realizan, obligando a contar con un marco geométrico que ordene espacialmente los objetos, es decir, se necesita de un sistema de apoyo. El siguiente capítulo aborda los conceptos teóricos necesarios para definir un Sistema de Apoyo, esto obliga a introducirnos en los conceptos de:

- Sistema de referencia
- Datum
- Marco de referencia
- Cambios de coordenadas

Se van a estudiar los conceptos en general pero, aplicados a nuestro país. Luego, se va a definir los valores particulares a utilizar en el SAP de las presas.

Sepa el lector que los puntos de un SAP deben contar con coordenadas planimétricas y altimétricas. En este capítulo se va a estudiar la parte planimétrica, estando el capítulo II especialmente dedicado a altimetría.

## Breve reseña histórica

Desde el momento en que el ser humano cambio su estilo de vida nómada a sedentario, se vio obligado a delimitar las porciones de territorio para cada individuo, ciudad o estado. A fin de evitar conflictos entre las partes. Pero también, para ubicar y orientarse en cualquier parte que se encontrase. Motivo por el cual, se vio obligado a definir parámetros y convenciones para poder cartografiar la superficie terrestre. Pitágoras (550 a.C.) fue el primero en describir a la Tierra como esférica y Eratóstenes (250 a.C.) el que midió y calculó su radio aproximado. Es decir, desde tiempo antiguo la humanidad fue consciente de la forma esférica (luego veremos que es elipsoidal) de la Tierra. Esto llevó a los geómetras, cartógrafos y navegantes a pensar cómo definir sistemas geométricos que permitan medir, ubicar y representar el territorio.

Pero no todo quedó en determinar y ubicar las porciones de territorio. Otro problema que fue tarea de los agrimensores consistió en la determinación de las alturas. Para ser más preciso, de las cotas. Esto fue y sigue siendo necesario para todo tipo de obras civiles, como canales de riego, presas, rutas, puentes, edificios, túneles, puertos, aeropuertos, etc.

En resumidas cuentas, podríamos descomponer la necesidad de un Sistema Geodésico y Geofísico de Apoyo en 2 partes:

Geodésico: ubicación espacial de los puntos que conforman el SAP. En un marco de referencia nacional, actualizado y aceptable para la obra.

Geofísico: determinación de cotas ortométricas de los puntos que conforman el SAP. Vinculadas a la red altimétrica nacional.

Como vemos, siempre estamos obligados a atarnos a sistemas de orden superior, tanto en las coordenadas geográficas, como en las altimétricas.

# Unidades de medida.

Un punto a tener en cuenta es el sistema de unidades que utilizamos en la Argentina, nuestro país adhiere a la Asociación Internacional de Pesas y Medidas. Por lo tanto, adopta el **Sistema Internacional de Unidades**, sucesor del antiguo Sistema Métrico Decimal.

Este sistema es el utilizado por casi todos los países del mundo, con excepción de Estados Unidos de América y el Reino Unido e Irlanda del Norte. Ya que, estos últimos utilizan el sistema anglosajón de unidades.

Magnitud	FPS	SI
Longitud	pie (f)	metro (m)
Masa	libra (lb)	kilogramo (kg)
Tiempo	segundo (s)	segundo (s)
Área o superficie	pie <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>
Volumen	pie <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
Velocidad	pie/s	m/s
Aceleración	pie/s <sup>2</sup>	m/s <sup>2</sup>
Fuerza	lb f/s <sup>2</sup> = poundal	newton (N)
Trabajo y energía	poundal pie	joule (J)
Presión	poundal/pie <sup>2</sup>	pascal (Pa)

Imagen 2. Unidades en el SI y el sistema Anglosajón de Unidades. Fuente: desconocida.

Múltiplos y submúltiplos	Prefijos	Símbolos
$1\ 000\ 000\ 000\ 000 = 10^{12}$	tera	T
$1\ 000\ 000\ 000 = 10^9$	giga	G
$1\ 000\ 000 = 10^6$	mega	M
$1\ 000 = 10^3$	kilo	k
$100 = 10^2$	hecto	h
$10 = 10^1$	deca	da
$1 = 10^0$		
$0.1 = 10^{-1}$	deci	d
$0.01 = 10^{-2}$	centi	c
$0.001 = 10^{-3}$	milí	m
$0.000\ 001 = 10^{-6}$	micro	μ
$0.000\ 000\ 001 = 10^{-9}$	nano	n
$0.000\ 000\ 000\ 001 = 10^{-12}$	pico	p
$0.000\ 000\ 000\ 000\ 001 = 10^{-15}$	femto	f
$0.000\ 000\ 000\ 000\ 000\ 001 = 10^{-18}$	atto	a

Imagen 3. Múltiplos y submúltiplos del SI. Fuente: Desconocida.

## I.II. SISTEMAS DE REFERENCIA

Un **sistema de referencia** es una **definición de parámetros** matemáticos que permiten determinar la ubicación relativa entre puntos mediante coordenadas respecto a un punto de origen. Otras definiciones similares son:

“Un sistema de Referencia es un **conjunto de parámetros** (ideales-abstractos) fijados a priori, que van a marcar la pautas para referir o vincular otros sub-conjuntos o puntos”.<sup>1</sup>

“Es un soporte matemático para asignar coordenadas a puntos medidos sobre una superficie terrestre. Parte de definiciones teóricas y **convencionales** basadas en mediciones”.<sup>2</sup>

La gran diferencia entre sistemas de referencia radica en la amplitud de la zona de trabajo, y sus nombres son muy orientativos.

**Sistemas de Referencia Celestes:** son sistemas de coordenadas que se utilizan en Astronomía. Se utilizan para ubicar puntos en la bóveda celeste.

**Sistemas de Referencia Terrestres:** son sistemas de coordenadas que se utilizan en Geodesia, topografía, navegación, aeronáutica, etc. Se utilizan para ubicar puntos en el planeta Tierra. Estos, son los que vamos a estudiar en el presente informe.

## Tipos de sistemas de referencia terrestres

Vimos que existen sistemas celestes y terrestres. Sin embargo, el objeto de estudio del presente trabajo es sobre los terrestres. Por este motivo, en adelante se usara el término sistemas de referencia haciendo alusión a los sistemas de referencia terrestres.

Los sistemas de referencia pueden ser de tipo:

- **Locales**
- **Globales.**

La Catedra de Mediciones Especiales de la F.C.E.F.yN.<sup>3</sup> Hace una clasificación en 3 tipos:

- **Sistema de Referencia Local**
- **Sistema de Referencia General**
- **Sistema de Referencia global**

El autor del presente considera útil la segunda, porque nuestro país utilizo sistemas de tipo General. Como es el caso de Campo Inchauspe que paso a forma parte de POSGAR94, otros son Castelli, PASMA, etc.

## Sistemas de referencia local

Un sistema de referencia local es arbitrario, es decir, el usuario define los parámetros del mismo. Se utiliza en pequeñas extensiones y en general son sistemas planos. Su finalidad es relevar o replantear pequeñas zonas de trabajo y, puede o no vincularse a un sistema global, según la necesidad del trabajo a realizar. Esto se hace, mediante la medición en ambos sistemas de puntos en común. Luego se asigna a los puntos en común del sistema local, sus coordenadas en el sistema global, de esta manera, transformamos todos los restantes puntos a coordenadas globales. Este procedimiento es llamado, georreferenciación.

---

<sup>1</sup>Armando Del Bianco. **Topometría y Microgeodesia, Apuntes de Clases.** Córdoba. 2000.

<sup>2</sup> IGN. **Sistemas y Marcos de Referencia Geodésicos.** Jornadas de Capacitación Regional en Georreferenciación. Mendoza, 2013

<sup>3</sup> Luis Bosch. **Notas de Catedra.** Córdoba, 2014.

Un ejemplo sencillo para orientar al lector. Es una terna de ejes ortogonales ( $x$ ,  $y$ ,  $z$ ) con un origen definido "0" en un punto determinado. Cuyos puntos 0, A y B tendrán coordenadas genéricas:

$$0 = (0, 0, 0); \quad A = (Ax, Ay, Az); \quad B = (Bx, By, Bz)$$

Con coordenadas particulares para puntos cualesquiera sean:

$$0 = (0, 0, 0); \quad A = (2, 8, 345); \quad B = (-67, 0, 49).$$

Estos sistemas son los que generalmente se utilizan cuando se trabaja con Estaciones Totales. Se crea un sistema plano, con Datum en el punto de estacionamiento, es decir, en el punto de estacionamiento hay coincidencia entre la vertical del lugar y el sistema de referencia cartesiano. La imagen 4, nos da una idea de un sistema cartesiano local. Con los vectores N, E, Z como sistema cartesiano local cuyo Datum es el origen del sistema. Que a su vez, puede tener valores de coordenadas para un sistema global, como se puede apreciar en la imagen.

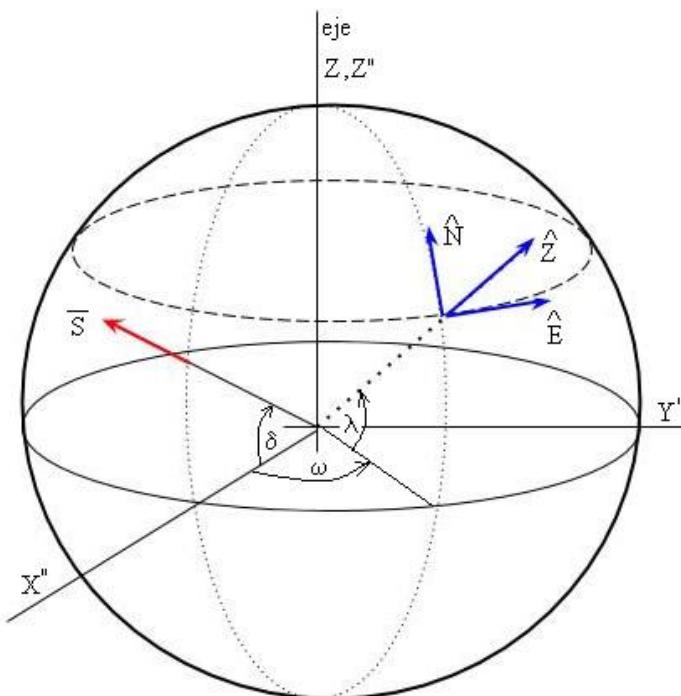


Imagen 4. Coordenadas de un sistema local. Fuente: desconocida.

## Sistemas de referencia global

Los sistemas de referencia globales permiten ubicar puntos mediante coordenadas en cualquier lugar del mundo. Se caracterizan por los parámetros que definen el sistema en sí mismo y un datum. Sus parámetros son definidos por convención de las instituciones correspondientes. Hay 2 diferenciaciones importantísimas a tener en cuenta para los sistemas de referencia globales:

- Sistemas cartesianos ortogonales geocéntricos;
- Sistemas de referencias elipsoidales (pueden o no ser geocéntricos).

### *Sistemas cartesianos ortogonales geocéntricos*

Se caracteriza por tres ejes ortogonales con un punto de origen coincidente con el centro de masas teórico de la Tierra. Cada punto en el espacio se ubica mediante tres valores de coordenada ( $X$ ,  $Y$ ,  $Z$ ). Los valores se los escribe con mayúscula para diferenciar este tipo de sistemas con, un sistema de referencia local donde las coordenadas son ( $x$ ,  $y$ ,  $z$ ). Es una convención utilizada para no confundir los cartesianos globales de los cartesianos locales.

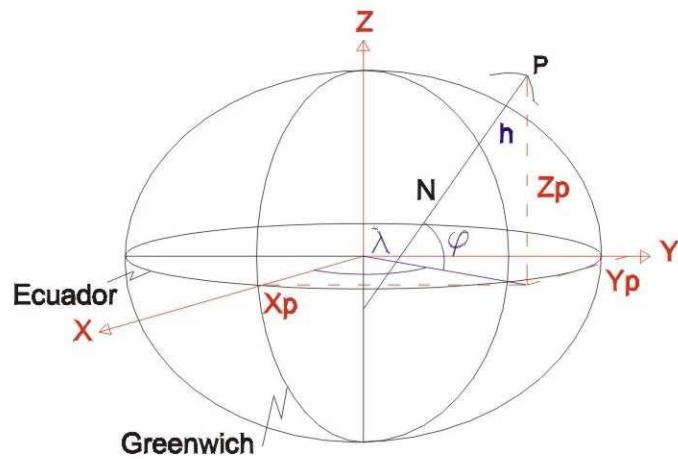


Imagen 5. Sistemas Cartesianos ortogonales geocéntricos. Fuente: Desconocida.

Como se puede observar en la imagen 5, el origen de coordenadas es el centro de masas teórico de la Tierra. Al eje de rotación de la Tierra se lo hace coincidir con el eje “Z”. El eje “X” coincide con el plano del meridiano de Greenwich. Por último, el eje “Y” es el perpendicular a los dos anteriores. Un punto “P” queda definido con su coordenada ( $X_p$ ,  $Y_p$ ,  $Z_p$ ). En este sistema miden las coordenadas los sistemas de posicionamiento global, luego convierten dichas coordenadas en los sistemas más convenientes para el usuario.

## **Sistemas de referencias elipsoidales**

Como su nombre lo indica, se asocia con un elipsoide. Consiste de una elipse con un semieje mayor(a) y uno menor (b). Para desarrollar el elipsoide se hace girar la elipse (generatriz) sobre su semieje menor “b” (directriz).



Imagen 6. Elipsoide de revolución. Fuente: desconocida.

La imagen anterior gráfica como se forma el elipsoide de revolución. Los parámetros que definen un elipsoide son siempre 2 como mínimo. Por ejemplo:

- Definición de los semiejes mayor “a” y menor “b”.
- Definición de un semieje “a” o “b” y el aplastamiento “f”.

Siendo  $f = \text{achatamiento} = (a-b)/a$

La ubicación de un punto se determina mediante tres valores de coordenadas ( $\varphi$ ,  $\lambda$ ,  $h$ ). Llamadas latitud, longitud y altura elipsoidal.

## **Latitud, Longitud y Altura Elipsoidal**

En la figura se grafica una parte del elipsoide de Revolución, con sus semiejes mayor “a” y menor “b” y un punto Q ubicado sobre la superficie topográfica cuyas coordenadas se van a referir al elipsoide de revolución. El punto A sobre mediante la normal al elipsoide que pasa por el punto Q.

- **Latitud Geodésica ( $\phi$ ):** Es el ángulo que forman la normal al elipsoide en el punto A, con el plano del ecuador XY. Se mide de 0 a 90°, desde el ecuador hacia los polos, positiva en Hemisferio Norte y negativa en el Hemisferio Sur.
- **Longitud Geodésica ( $\lambda$ ):** Es el ángulo diedro que forman el plano del meridiano de origen (Greenwich), con el plano del meridiano que pasa por el punto A. Midiéndose de 0° a -180° hacia el oeste y de 0° a +180° hacia el Este.
- **Altura elipsoidal ( $h$ ):** Es la distancia entre el punto Q, medida en dirección normal al elipsoide hasta su intersección en el Punto A.

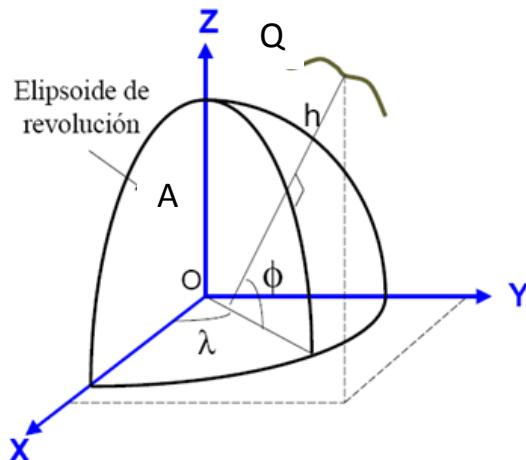


Imagen 7. Coordenadas geodésicas. Fuente: desconocida.

## Ubicación de un punto sobre la Tierra

Siempre es necesario contar con 3 valores de coordenadas, para determinar la ubicación de un punto en el espacio, pero esto es parcialmente cierto, porque entra en juego una cuarta coordenada que es el tiempo. En el desarrollo sobre marcos de referencias se profundizara en el tema.

### Sistema tridimensional cartesiano.

Tal como se definieron las coordenadas (**X, Y, Z**) en un sistema de coordenadas cartesianas ortogonal geocéntrico, podemos hacer lo mismo sobre el elipsoide. Para poder hacer esto definimos un punto de origen de coordenadas (0, 0,0) y 3 ejes perpendiculares (ortogonales) entre sí.

Situando el origen (0, 0,0) en el centro teórico de la Tierra. Haciendo coincidir el eje **Z** con el eje de rotación de la Tierra, al eje **X** con el Meridiano de Greenwich y, el eje **Y** perpendicular a los anteriores. De esta manera, la ubicación de un punto P en el espacio, se determina mediante 3 coordenadas (**X<sub>p</sub>, Y<sub>p</sub>, Z<sub>p</sub>**).

### Coordenadas de un punto respecto al elipsoide.

Si ahora hacemos coincidir el centro del elipsoide con el centro teórico de la tierra. Y, el eje de rotación del elipsoide (semieje menor “**b**”) con el eje de rotación de la Tierra (eje cartesiano **Z**). El **Plano del Ecuador** va a coincidir con el plano **XY**. El **meridiano de Greenwich** contendrá al eje **X**. El origen de coordenadas elipsoidales en el meridiano de Greenwich va a ser coincidente con el “0” del eje X. Mientras que el Plano del Ecuador es “0” para el eje **Z** y también para el eje **Y**.

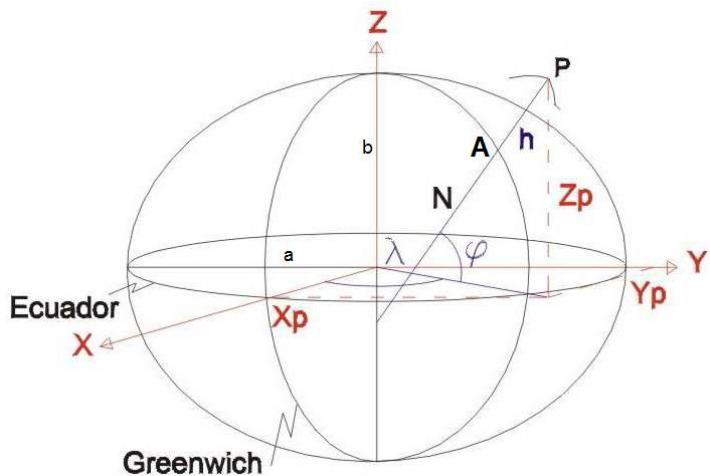


Imagen 8. Coordenadas de puntos sobre el elipsoide. Fuente: desconocida.

De esta manera se obtiene la ubicación de un punto sobre la superficie terrestre, con un elipsoide de referencia cuyo datum es el centro teórico de masas de la Tierra.

## Relación entre coordenadas en distintos sistemas

Supongamos el mismo punto P, antes ubicado mediante  $(X_p, Y_p, Z_p)$ . Sus coordenadas respecto al elipsoide serán  $(\varphi_p, \lambda_p, h_p)$ . Se puede establecer una relación entre ambas coordenadas. Esto se llama conversión de coordenadas cartesianas a geográficas.

## Elipsoides de referencia notables

Los tres elipsoides que a continuación se describen son los que cobran relevancia para nuestro país. Porque con estos se desarrollaron los marcos de referencia para el Territorio Argentino.

### *Elipsoide de Hayford de 1909*

Fue adoptado por la IAG como elipsoide internacional en su reunión de 1924. En la Argentina fue utilizado como sistema de Referencia para el marco de referencia Campo Inchauspe 69. El cual consta de 18.000 puntos distribuidos en todo el territorio continental argentino. Sus parámetros son:

SISTEMA DE REFERENCIA		Hayford
Elipsoide		Hayford
Semieje mayor	<b>a</b>	6378388
Aplanamiento	<b>1/f</b>	297.000000000

Tabla 1. Parámetros del elipsoide Hayford.

## **Elipsoide WGS 84 de 1984**

Este elipsoide fue una evolución del sistema de referencia GRS 80 con una modificación del *aplanamiento “f”*. Significa World Geodetic System 1984 y es el utilizado en el sistema de posicionamiento Global GPS. En la Argentina fue utilizado para crear, la red POSGAR 94. Los parámetros son:

SISTEMA DE REFERENCIA		WGS84
Elipsoide		WGS 84(G1150)
Semieje mayor	a	6378137
Aplanamiento	1/f	298.257223563

Tabla 2. Parámetros del elipsoide WGS84 (G1150).

### **El sistema de referencia WGS84 <sup>4</sup>**

El **WGS 84** no es sólo un sistema geocéntrico fijado a la tierra (**ECEF**) de ejes **X, Y, Z** sino además un sistema de referencia para la forma de la tierra (elipsoide) y un modelo gravitacional. Se ha popularizado por el uso intensivo de GPS y se han determinado parámetros de transformación para convertir coordenadas a todos los sistemas geodésicos locales y otros sistemas geocéntricos.

*El elipsoide WGS84 ha sido modificado en el transcurso del tiempo. Siendo la última versión el WGS84 (G1150), el cual es a los fines prácticos igual y coincidente con el GRS80.*

## **Elipsoide GRS80**

El **elipsoide GRS80** es el que utiliza el **ITRS/ITRF** y por lo tanto la red **SIRGAS**. Su datum es global y determinado respecto al ICRS/ICRF, es decir, International Celestial Reference System e International Celestial Reference Frame. Sistema Internacional de Referencia Celeste y Marco Internacional de Referencia Celeste. Es lo que podríamos considerar el sistema y marco más absoluto a la actualidad, puesto que no se determina respecto a la Tierra en sí misma, sino que se determina respecto a objetos celestes, es decir, puntos externos al ITRS y consecuentemente el ITRF.

SISTEMA DE REFERENCIA		ITRS
Elipsoide		GRS80
Semieje mayor	a	6378137
Aplanamiento	1/f	298,257222101

Tabla 3. Parámetros del ITRS. Del autor.

## **I.III. EL DATUM**

El datum es un punto que vincula un sistema de referencias ideal con la realidad física, ósea, la Tierra. Estos pueden ser:

- Datum locales.
- Datum globales.

<sup>4</sup>Comité Nacional de la Unión Geodésica y Geofísica Internacional (IGN). **Sistemas Geodésicos**. Argentina 1999.

## Datum local

Un punto particular sobre la superficie del planeta que, se hace coincidir con un punto sobre la superficie elipsoidal teórica. Se utiliza para generar la mayor coincidencia posible en un área o región particular. Es un sistema de tipo global, con datum local. El que la catedra de Mediciones Especiales llama “**Sistemas Generales**”. Un ejemplo es el Datum Campo Inchauspe, que genera coincidencia entre la normal y la vertical del punto ubicado en la provincia de Buenos Aires.

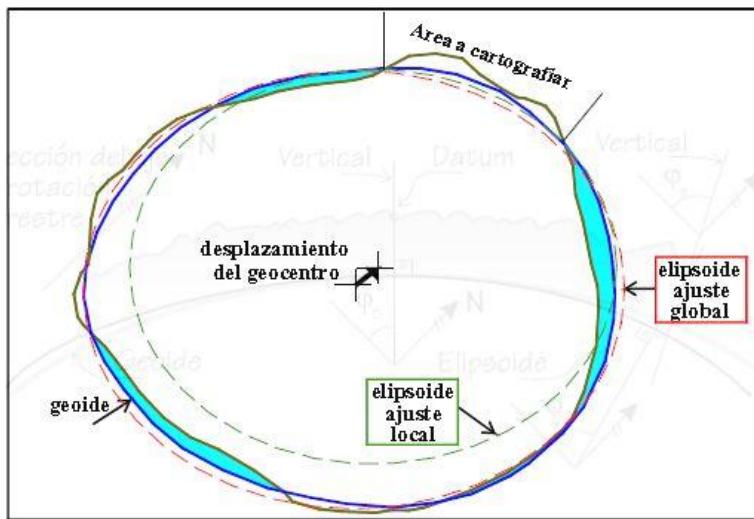


Imagen 9. Datum local. Fuente: desconocida.

## Datum global

Un datum global vincula un sistema de referencia con el centro de masas teórico de la Tierra. Se utiliza para que la coincidencia entre el sistema y la realidad sea uniforme para la totalidad de la superficie del planeta Tierra. Este sería el caso de un “**Sistema de Referencia Global**”. Los datum globales que se utilizan son:

- **WGS84 (G1150)**
- **DRS80**

Sistema de Referencia				
Tipo	Geometría	Datum	Coordenadas	Ejemplo
Local	Cartesiano	Local	(x, y, z)	Topográfico
General	Elipsoide	Local	(latitud, longitud, altura elipsoidal)	Inchauspe, Castelli y otros
Global	Cartesiano	Global	(X, Y, Z)	ITRS
Global	Elipsoide	Global	(latitud, longitud, altura elipsoidal)	WGS84 o GRS80

Tabla 4. Resumen sistemas de referencia. Del Autor, 2015.

## I.IV. MARCOS DE REFERENCIA

Los marcos de referencia son la materialización de un sistema de referencia, constan de monolitos o mojones, con coordenadas para una época determinada. Se asigna el tiempo como cuarta coordenada. Debido a la dinámica de la superficie terrestre por distintos fenómenos físicos y geológicos. Al igual que en los sistemas de referencia, los marcos de referencias pueden ser globales o locales.

*"Los marcos de referencia están constituidos por puntos materializados en el terreno y ubicados con gran exactitud y precisión según alguno de los sistemas de referencia".<sup>5</sup>*

Continuamos con los marcos de referencia que se utilizaron y/o se utilizan en la Argentina. Se los ordena en forma cronológica para una fácil compresión. Es notable que el desarrollo y mejora de los marcos de referencia esté estrechamente ligado al desarrollo de la tecnología, sobre todo al avance de la informática y los sistemas satelitales artificiales.

## POSGAR 2007<sup>6</sup>

**POSGAR 07** ha sido adoptado por disposición del Director del **Instituto Geográfico Nacional** el 15 de mayo de 2009 como el nuevo "**Marco de Referencia Geodésico Nacional**", reemplazando al hasta entonces vigente **POSGAR 94**. Basado en **ITRF 05 Época 2006.632** constituye la materialización sobre el territorio nacional del más moderno sistema de referencia a nivel mundial **compatible** con el **marco regional SIRGAS** (Sistema de Referencia Geocéntrico para las Américas) y responde a los más estrictos estándares de precisión y ajuste en vigencia. POSGAR 07 incorpora las más importantes redes geodésicas en uso, con sus respectivos parámetros de transformación, a fin de facilitar una georreferenciación unívoca en toda la República Argentina.

**Utilizando como red de Orden cero al conjunto de estaciones permanentes GNSS de la Red RAMSAC** (Red Argentina de Monitoreo Satelital Continuo) permite aprovechar íntegramente los datos de las mismas aplicados a la nueva realización y define simultáneamente la **Red Oficial GNSS** (Global Navigation Satellite System).

**POSGAR 07** fue medido sobre los puntos de la **red POSGAR 94**, incorporando más de **50 nuevos que mejoran la geometría espacial** de la red y optimizan los resultados del ajuste. Considerando la incorporación de las demás redes para su integración al nuevo marco, el **Instituto Geográfico Nacional** midió, desde el año 2005 un total de 436 puntos en una significativa tarea que contó con la colaboración de organismos estatales y provinciales, debiendo destacarse especialmente la activa participación del Consejo Federal de Catastro.

**El nuevo Marco fue calculado con el software científico de procesamiento y ajuste de redes geodésicas GAMIT-GLOBK.**

A través de la adopción del nuevo Marco de Referencia Geodésico, el **Instituto Geográfico Nacional** satisface recomendaciones internacionales y espera responder a los requerimientos de todos los usuarios estableciendo un Marco único y definitivo que satisface la totalidad de las necesidades de la geodesia en particular y de todas aquellas disciplinas que se valen de su información para el desarrollo de sus tareas y aplicaciones científicas, prácticas y legales.

---

<sup>5</sup>Comité Nacional de la Unión Geodésica y Geofísica Internacional (IGN). **Sistemas Geodésicos**. Argentina 1999.

<sup>6</sup>Página del IGN. **POSGAR2007**. Argentina 2015.

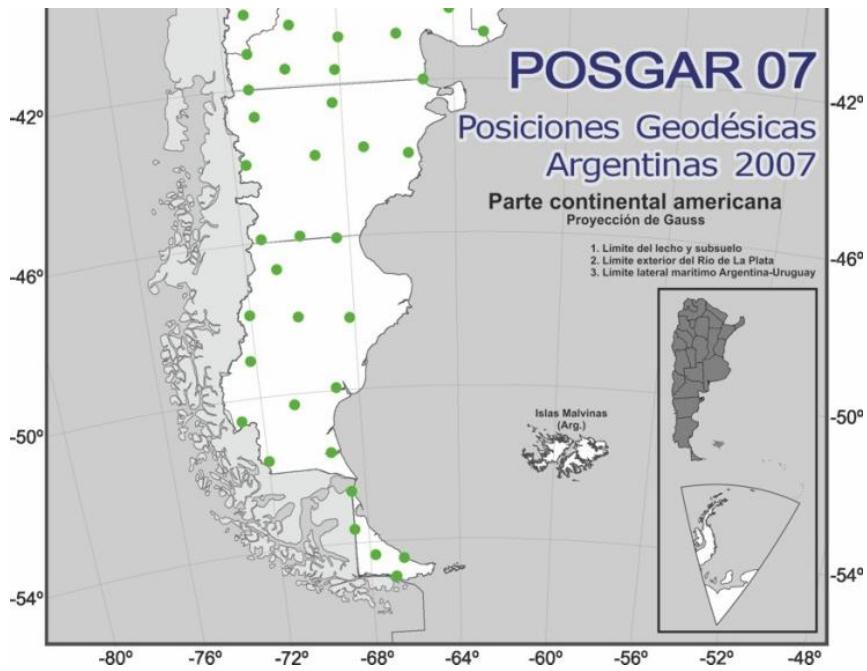


Imagen 10. Campo Inchauspe. Fuente: Página del IGN.

En la zona de Obra se cuenta con algunos monolitos POSGAR07 que, se eligen para hacer las mediciones GPS y son los puntos:

- GERO;
- JUNA;
- PBNA.

## RAMSAC<sup>7</sup>

El Marco de Referencia Geodésico Nacional constituye la base fundamental sobre la que se apoya toda la cartografía del País, sin marco de referencia no hay cartografía posible.

Sobre este marco de referencia desarrollan sus tareas las **Provincias, Municipios, Catastros, empresas públicas, privadas y usuarios particulares**.

Los marcos de referencia en la actualidad están siendo definidos con mucha precisión a través de las **estaciones permanentes instaladas por todo el planeta**, las que reciben en forma continua datos provenientes de las constelaciones de satélites **NAVSTAR** y **GLONASS**. El Sistema se lo denomina por sus siglas en inglés **GNSS** (Global Navigation Satellite System), y las estaciones son las que materializan los marcos de referencia a nivel mundial.

Siguiendo con la tendencia internacional, Argentina generó un Proyecto que se basa en la instalación de estaciones GNSS permanentes que permitan contribuir a materializar el Marco de Referencia Geodésico Nacional. El Proyecto se lo denominó RAMSAC, y entre sus objetivos fundamentales se pueden enumerar los siguientes:

- ✓ Contribuir al perfeccionamiento y mantenimiento del Marco de Referencia Geodésico Nacional (responsabilidad del Instituto Geográfico Nacional);
- ✓ Contribuir con estaciones GNSS permanentes al mantenimiento del Marco de Referencia Terrestre Internacional (ITRF en sus siglas en inglés);
- ✓ Satisfacer requerimientos de orden técnico por parte de los usuarios de las modernas técnicas de posicionamiento satelital;

<sup>7</sup> Página del IGN. La Red RAMSAC. Argentina 2015.

- ✓ Asesorar y colaborar en la instalación de nuevas estaciones GPS permanentes a todas las Instituciones que deseen incorporarse a la Red RAMSAC, para que los datos sean publicados en Internet y puedan ser accesibles en forma libre y gratuita.

Tres son los factores que generan un vertiginoso crecimiento de la iniciativa:

- ✓ El creciente y cada vez más accesible empleo de la moderna técnica de medición satelital por parte de los usuarios;
- ✓ El interés de las organizaciones estatales y privadas, organismos e instituciones científicas por participar del proyecto;
- ✓ La definida tendencia mundial a un nuevo concepto en el establecimiento de los modernos marcos de referencia geodésicos: Los definidos por las redes de estaciones GNSS permanentes

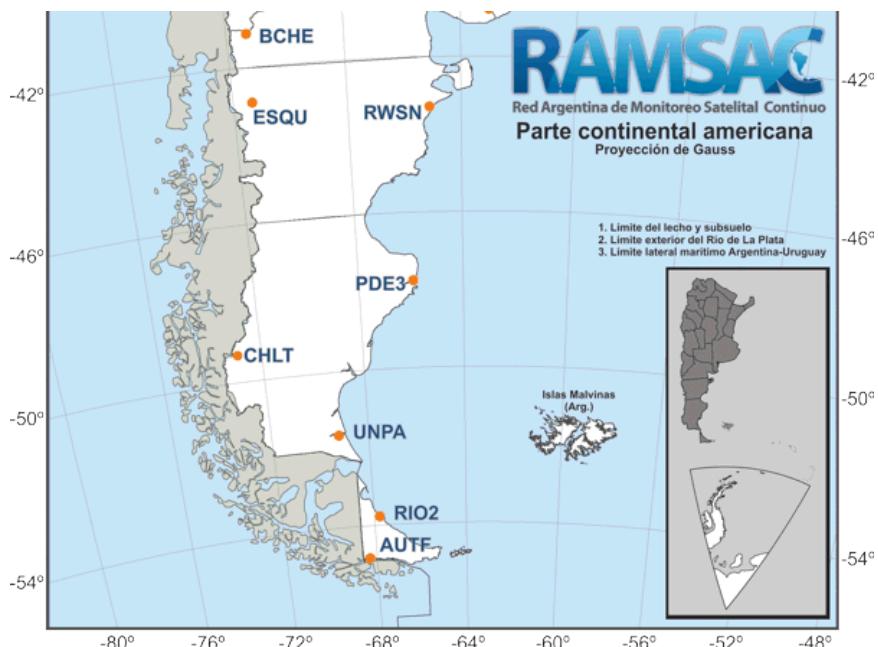


Imagen 11. Red RAMSAC de la zona. Fuente: Página del IGN.

Los puntos RAMSAC cercanos a la zona de obra y útiles para vincular el SAP son:

- CHLT: ubicado en la ciudad de El Chaltén, en la zona cordillerana;
- UNPA: ubicado en la ciudad de Rio Gallegos, en la zona costera.

## ITRF

Se traduce como Sistema Internacional de Referencia Terrestre. Es el marco que podríamos considerar más “absoluto”. Aunque el lector sabe que la definición de absoluto y relativo depende del punto de referencia. En 1998 empieza a funcionar el Servicio Internacional de Rotación Terrestre, entre sus objetivos esta, generar un sistema de referencia, el cual contemple las variaciones geofísicas a las que está sujeto el planeta Tierra. Las técnicas observacionales que contribuyen a la materialización de sus productos son las siguientes:

- VLBI: medición de radiofuentes extra galácticas por medio de radiotelescopios.
- SLR: medición de distancias láser a satélites específicos desde telescopios especiales.
- LLR: medición de distancias láser a la Luna desde telescopios especiales.
- GPS: medición de distancias a satélites GPS con receptores específicos.
- DORIS: medición de variación de distancias desde satélites específicos a balizas orbitográficas.

Todas ellas aportan diferentes elementos para la solución de distintos problemas, que son combinados por el IERS para la producción de resultados aplicables a distintas disciplinas.

<sup>8</sup>La definición actual del sistema de referencia terrestre (ITRS) es consistente con la anterior en cuanto procura que el eje polar medio de la Tierra este orientado en la misma dirección que el Origen Convencional Internacional (O.C.I.) recomendado por la U.G.G.I. en 1967 y el origen de las longitudes sea común con el usado tradicionalmente (próximo al meridiano de Greenwich). Con esta definición, los parámetros de la rotación terrestre que se determinan actualmente están referidos al mismo sistema que los que se observaban desde hace un siglo aproximadamente.

Esta definición permite establecer una terna de ejes tales que el eje Z está dirigido al polo medio, el eje X, sobre el plano ecuatorial (perpendicular a Z) y dirigido al punto origen de las longitudes, y el eje Y sobre el mismo plano y perpendicular a los anteriores de forma tal que formen una terna derecha. El origen de este sistema es el baricentro de la Tierra, incluyendo a la atmósfera y la unidad de longitud es el metro.

La materialización de este sistema es un marco de referencia internacional (ITRF) constituido por un conjunto de coordenadas y velocidades geocéntricas de unas 180 estaciones con **precisión de 1 a 3 cm en coordenadas** y de 2 a 5 mm/año en velocidades.

El campo de velocidades es tal que la suma de las velocidades horizontales de todos los puntos que lo materializan es nula. Esto hace que, si bien cada punto está animado de una velocidad con respecto a los demás, el conjunto tiene velocidad cero. Lo contrario significaría aceptar que todo el marco de referencia está animado de una velocidad no nula.

## SIRGAS

Abarca el continente americano y utiliza el **sistema de referencia ITRS**. Las coordenadas SIRGAS están asociadas a una época específica de referencia y su variación con el tiempo es tomada en cuenta ya sea por las velocidades individuales de las estaciones SIRGAS o mediante un modelo continuo de velocidades que cubre todo el continente.

Las **realizaciones o densificaciones de SIRGAS asociadas a diferentes épocas y referidas a diferentes soluciones del ITRF materializan el mismo sistema de referencia y sus coordenadas, reducidas a la misma época y al mismo marco de referencia (ITRF)**, son compatibles en el nivel milimétrico. Los **errores en las coordenadas geocéntricas de los puntos SIRGAS son del orden de 1 centímetro**. El **sistema de referencia elegido para la solución definitiva fue el ITRF 94**.<sup>9</sup>

El proyecto SIRGAS (Sistema de Referencia Geocéntrico para las Américas) constituye una de las iniciativas más ambiciosas desarrolladas en el ámbito de la Geodesia, no sólo por la calidad de sus resultados, sino también por mancomunar los esfuerzos de muchas instituciones en casi todos los países sudamericanos. Entre ellos el de la Argentina, desde sus inicios en 1993 hasta la actualidad.<sup>10</sup>

---

<sup>8</sup>Comité Nacional de la Unión Geodésica y Geofísica Internacional (IGN). **Sistemas Geodésicos**. Argentina 1999.

<sup>9</sup>Página de SIRGAS. La red SIRGAS. Sudamérica 2015

<sup>10</sup>Página del IGN. Contribución a la Red SIRGAS. Argentina 2015.

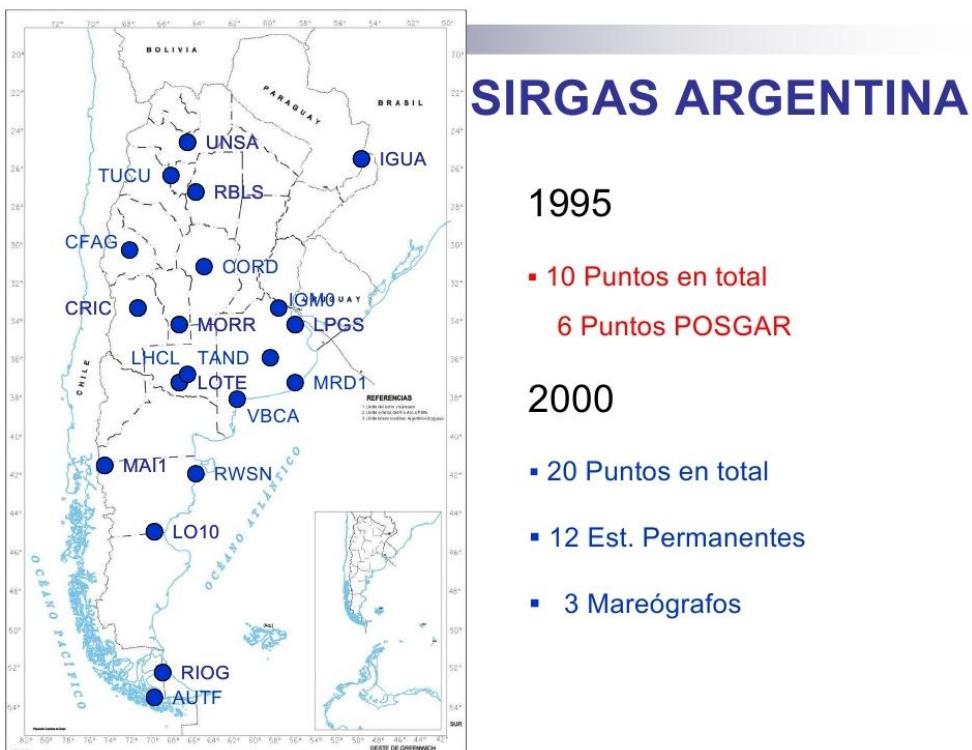


Imagen 12. SIRGAS 1995 y 2000. Fuente:<sup>11</sup>

## Marco de Referencia I.G.S.<sup>12</sup>

Otra realización del ITRS es el marco I.G.S. (Internacional GNSS Service), Ray et al. (2004), Benciolini et al. (2008). IGS es un organismo compuesto por más de 200 agencias de todo el mundo que comparten recursos y datos de estaciones GPS o GLONASS permanentes de todo el mundo con el fin de generar productos GNSS de alta precisión (órbitas de los satélites de las constelaciones GNSS, estado de los relojes de los satélites, parámetros de rotación terrestres, etc.). Este marco está compuesto por cerca de 400 estaciones. Que cuentan únicamente con la técnica espacial GPS o GLONASS, es por esto que si se utilizan únicamente las observaciones de estas estaciones se puede formar un marco (el marco IGS) de referencia que será más consistente que el ITRF ya que no utiliza ni mezcla observaciones de otras técnicas espaciales, con esto no se quiere decir que sea un marco más preciso que el marco ITRF. **Para preservar el datum (origen, escala y orientación) de la solución ITRF en la solución IGS, el marco IGS se alinea al marco ITRF mediante una transformación Helmert** utilizando estaciones de alta calidad (90 para el marco IGSb00 y 132 para el IGS05), por lo que podemos encontrar coordenadas para una misma estación en los dos marcos de referencia, **IGS e ITRF, que pueden llegar a variar algunos milímetros.**

## I.V CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS Y MARCOS DE REFERENCIA

Como ya dijimos anteriormente, los marcos de referencia materializan los sistemas de referencia. Estos nos permiten ubicar un punto en el espacio mediante coordenadas. Sabemos además que, hay distintos tipos. Estos son:

### SEGÚN SU GEOMETRÍA.

<sup>11</sup> IGN. Curso de Georreferenciación del IGN. Mendoza, 2013.

<sup>12</sup> Ángel Martín Furones. **SISTEMA Y MARCO DE REFERENCIA TERRESTRE. SISTEMAS DE COORDENADAS.** Valencia, Enero de 2011

- Sistemas cartesianos
- Sistemas elipsoidales.

#### **SEGÚN SU ÁMBITO.**

- Sistemas locales
- Sistemas generales
- Sistemas Globales.

#### **SEGÚN SU ESTADO.**

- Pasivo.
- Activo.

#### **SEGÚN SU VERSIÓN (CASO POSGAR).**

- POSGAR94
- POSGAR07.

#### **SEGÚN SU VERSIÓN (CASO ITRF).**

- ITRF2005.
- ITRF2000.

#### **SEGÚN SU ÉPOCA.**

- 2006.632(Época de base de POSGAR2007)
- 2007.360

Sistema	Tipo	Datum	Elipsoide	Marco	Regional	Nacional
Internacional	General	Campo Inchauspe	Hayford	Inchauspe	-----	Inchauspe
WGS84	Global	WGS84(G1150)	WGS84	IGS(GNSS)	-----	POSGAR94
ITRS	Global	DRS80	GRS80	ITRF05(2006.632)	SIRGAS	POSGAR07 y RAMSAC

Tabla 5. Resumen de sistemas y marcos de interés.

## **I.VI. CAMBIOS DE COORDENADAS**

Existen 2 tipos de operaciones de cambios de coordenadas. A saber:

Vamos a adoptar la siguiente convención:<sup>13</sup>

- Al cálculo para pasar las coordenadas de un sistema de Referencia a otro se denomina Transformación de Coordenadas. (Ej.: transformar de WGS84 a Campo Inchauspe '69 y de Campo Inchauspe '69 a un sistema local y arbitrario)
- Al cálculo para pasar de un sistema de coordenadas a otro se denomina Conversión de Coordenadas. (Ej.: Convertir coordenadas polares en rectangulares y luego a Geográficas).

Como se describió en párrafos anteriores, el sistema de referencia RAMSAC y POSGAR07 es ITRS y su marco de referencia es ITRF2005. El elipsoide de referencia asociado es el GRS80. Sin embargo el elipsoide en que expresan sus coordenadas de latitud, longitud y altura elipsoidal es en WGS84 (G1150), con 1150 que es la

---

<sup>13</sup>Rubén Rodríguez: "Las Coordenadas"

semana GPS y por lo tanto su versión. Las diferencias entre WGS84 (G1150) e ITRF2000 como ya se enunció anteriormente, indican que se trata de marcos virtualmente idénticos.

Por otro lado, los equipos GNSS utilizan 2 constelaciones satelitales, la GPS y la GLONASS. Estos utilizan los elipsoides WGS84 (G1150) y el PZ90, respectivamente. Siendo equipos de tipo GNSS los utilizados para la presente Obra del SAP que utilizan las constelaciones GPS+GLONASS. Internamente el receptor hace una transformación desde el PZ90 a WGS84 (G1150). Arrojando directamente valores en I.G.S. y como se vio anteriormente, I.G.S. e ITRF2005. Esto quiere decir que, a los fines prácticos midiendo con la tecnología GNSS y vinculando a un punto POSGAR07 o RAMSAC, estamos midiendo en un mismo sistema y marco. Es decir, en ITRF2005 con coordenadas elipsoidales en WGS84 (G1150).

Nota: los procesos de transformación de PZ90 a WSG84 (G1150). Conversión de cartesianas geocéntricas I.G.S al elipsoide WGS84 son procedimientos que hace el mismo equipo de mediciones.

## Conversión de coordenadas<sup>14</sup>

El siguiente esquema nos da una idea muy clara de conversión de coordenadas.

CARTESIANAS  $\longleftrightarrow$  GEODÉSICAS (elipsoidales)  $\longleftrightarrow$  PLANAS (Gauss – Krüger)

Las operaciones que se pueden realizar son:

- Cartesiana a geodésicas.
- Geodésicas a cartesianas.
- Geodesias a planas.
- Planas a geodésicas.

A continuación se expresan las fórmulas de conversión para cada una de las citadas.

**De coordenadas cartesianas a geodésicas.**

$$1 \quad \varphi = \arctg \left[ \frac{z}{\sqrt{x^2 + y^2}} \left( 1 - e^2 \frac{N}{N+h} \right)^{-1} \right]$$

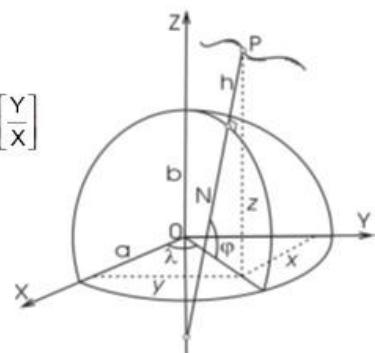
$$2 \quad N = \frac{a}{\sqrt{1 - e^2 \sin^2 \varphi}}$$

$$3 \quad h = \frac{\sqrt{(x^2 + y^2)}}{\cos \varphi} - N$$

$$4 \quad \varphi = \arctg \left[ \frac{z}{\sqrt{x^2 + y^2}} \left( 1 - e^2 \frac{N}{N+h} \right)^{-1} \right]$$

5 Calcular iterativamente  $\varphi$  y  $h$ .

$$6 \quad \lambda = \arctan \left[ \frac{y}{x} \right]$$

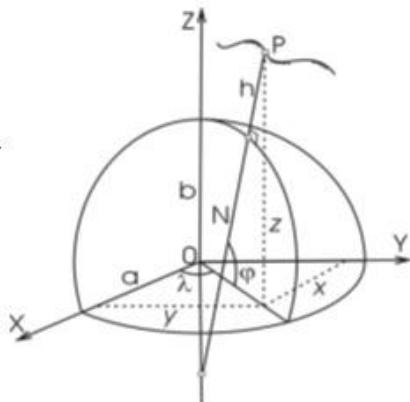


<sup>14</sup> Conversión de Coordenadas. **Apuntes de Geodesia II.** de Soledad Souto. Córdoba, 2014.

## De coordenadas geodésicas a coordenadas cartesianas.

$$\begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} (N+h) \cos \varphi \cos \lambda \\ (N+h) \cos \varphi \sin \lambda \\ [(1-e^2)N+h] \sin \varphi \end{bmatrix}$$

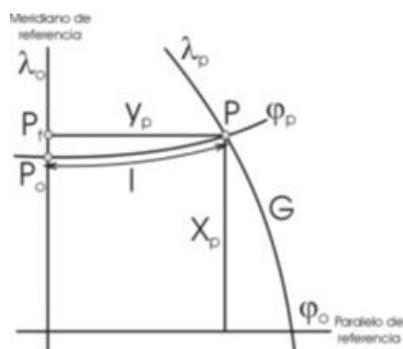
$$N = \frac{a}{\sqrt{1-e^2 \sin^2 \varphi}}$$



## De coordenadas Geodésicas a planas (Gauss Krüger)

Coordenada Norte:

$$x = G(\varphi_p) + \frac{t}{2} N l^2 \cos^2 \varphi_p + \frac{t}{24} N \cos^4 \varphi_p (5 - t^2 + 9 \eta^2 + 4 \eta^4) l^4 \\ + \frac{t}{720} N \cos^6 \varphi_p (61 - 58 t^2 + t^4 + 270 \eta^2 - 330 t^2 \eta^2) l^6 \\ + \frac{t}{40320} N \cos^8 \varphi_p (1385 - 3111 t^2 + 543 t^4 - t^6) l^8 + \dots$$



$(\varphi_o, \lambda_o)$ : Coordenadas geodésicas del origen  
(meridiano y paralelo de referencia)

$P_g$ : Punto guía (sobre el meridiano de referencia con la misma coordenada x del punto de cálculo)

$(\varphi_p, \lambda_p)$ : Coordenadas geodésicas del punto de cálculo

G: Arco de meridiano del punto de cálculo

$(y_p, x_p)$ : Coordenadas planas del punto de cálculo

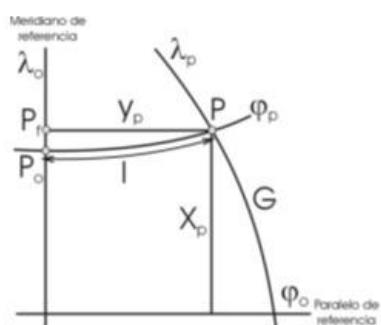
$l = \lambda_p - \lambda_o$ : Diferencia de longitud entre el punto de cálculo y el meridiano de referencia

$P_o$ : Punto sobre el meridiano de referencia con la misma latitud del punto de cálculo

Coordenada Este:

$$y = N \cos \varphi_p + \frac{1}{6} N \cos^3 \varphi_p (1 - t^2 + \eta^2) l^3$$

$$+ \frac{1}{120} N \cos^5 \varphi_p (5 - 18 t^2 + t^4 + 14 \eta^2 - 58 t^2 \eta^2) l^5 \\ + \frac{1}{5040} N \cos^7 \varphi_p (61 - 479 t^2 + 179 t^4 - t^6) l^7 + \dots$$



$(\varphi_o, \lambda_o)$ : Coordenadas geodésicas del origen  
(meridiano y paralelo de referencia)

$P_g$ : Punto guía (sobre el meridiano de referencia con la misma coordenada x del punto de cálculo)

$(\varphi_p, \lambda_p)$ : Coordenadas geodésicas del punto de cálculo

G: Arco de meridiano del punto de cálculo

$(y_p, x_p)$ : Coordenadas planas del punto de cálculo

$l = \lambda_p - \lambda_o$ : Diferencia de longitud entre el punto de cálculo y el meridiano de referencia

$P_o$ : Punto sobre el meridiano de referencia con la misma latitud del punto de cálculo

Siendo:

Arco de meridiano del punto de cálculo  $G(\varphi_p)$ :

$$l = \lambda_p - \lambda_o \quad ; \quad t = \tan \varphi_p$$

$$G(\varphi_p) = \alpha [\varphi + \beta \sin 2\varphi + \gamma \sin 4\varphi + \delta \sin 6\varphi + \varepsilon \sin 8\varphi + \dots]$$

$$\alpha = \frac{a+b}{2} \left( 1 + \frac{1}{4} n^2 + \frac{1}{64} n^4 + \dots \right)$$

$$\beta = -\frac{3}{2} n + \frac{9}{16} n^3 - \frac{3}{32} n^5 + \dots$$

$$\gamma = \frac{15}{16} n^2 - \frac{15}{32} n^4 + \dots$$

$$\delta = -\frac{35}{48} n^3 + \frac{105}{256} n^5 - \dots$$

$$\varepsilon = \frac{315}{512} n^4 + \dots$$

$$n = \frac{a-b}{a+b}$$

$$\eta^2 = e^2 \cos^2 \varphi_p \quad ; \quad N = \frac{a}{\sqrt{1-e^2 \sin^2 \varphi_p}}$$

### De coordenadas planas a geodesias.

$$\begin{aligned} \varphi &= \varphi_f + \frac{t_f}{2N_f^2} (-1 - \eta_f^2) y^2 \\ &+ \frac{t_f}{24 N_f^4} (5 + 3t_f^2 + 6\eta_f^2 - 6t_f^2 \eta_f^2 - 3\eta_f^4 - 9t_f^2 \eta_f^4) y^4 \\ &+ \frac{t_f}{720 N_f^6} (-61 - 90t_f^2 - 45t_f^4 - 107\eta_f^2 + 162t_f^2 \eta_f^2 + 45t_f^4 \eta_f^2) y^6 \\ &+ \frac{t_f}{40320 N_f^8} (1385 + 3633t_f^2 + 4096t_f^4 + 1575t_f^6) y^8 + \dots \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda &= \lambda_o + \frac{1}{N_f \cos \varphi_f} y + \frac{1}{6N_f^3 \cos \varphi_f} (-1 - 2t_f^2 - \eta_f^2) y^3 \\ &+ \frac{1}{120 N_f^5 \cos \varphi_f} (5 + 28t_f^2 + 24t_f^4 + 6\eta_f^2 + 8t_f^2 \eta_f^2) y^5 \\ &+ \frac{1}{5040 N_f^7 \cos \varphi_f} (-61 - 662t_f^2 - 1320t_f^4 - 720t_f^6) y^7 + \dots \end{aligned}$$

Latitud del punto guía ( $\varphi_f$ ):

$$t_f = \tan \varphi_f \quad ; \quad \eta_f^2 = e^2 \cos^2 \varphi_f \quad ; \quad N = \frac{a}{\sqrt{1-e^2 \cos^2 \varphi_f}}$$

$$\varphi_f = \bar{\alpha} + \bar{\beta} \sin \frac{2x}{\bar{\alpha}} + \bar{\gamma} \sin \frac{4x}{\bar{\alpha}} + \bar{\delta} \sin \frac{6x}{\bar{\alpha}} + \bar{\varepsilon} \sin \frac{8x}{\bar{\alpha}} + \dots$$

$$\bar{\alpha} = \frac{a+b}{2} \left( 1 + \frac{1}{4} n^2 + \frac{1}{64} n^4 + \dots \right)$$

$$\bar{\beta} = \frac{3}{2} n - \frac{27}{32} n^3 + \frac{269}{512} n^5 + \dots$$

$$\bar{\gamma} = \frac{21}{16} n^2 - \frac{55}{32} n^4 + \dots$$

$$\bar{\delta} = \frac{151}{96} n^3 - \frac{417}{128} n^5 - \dots$$

$$\bar{\varepsilon} = \frac{1097}{512} n^4 + \dots$$

$$n = \frac{a-b}{a+b}$$

### Planillas de cálculo y programas para conversiones.

La Catedra de Geodesia II está a cargo de los profesores Ing. José María Ciampagna e Ing. María Soledad Souto. Como parte de las actividades curriculares nos hicieron desarrollar las planillas de cálculo para todas estas conversiones. También está en internet la planilla del Ing. Alvis Rojas de la Universidad Nacional de Cuyo

que realiza estos cálculos. Sin embargo, cualquier software digital permite realizar estos cálculos, como el GeoCalc, Globbal Mapper, etc.

Para el SAP se hacen conversiones de:

- Geocéntricas GNSS a elipsoidales WGS84 (G1150). Lo hace el equipo de medición.
- Elipsoidales WGS84 (G1150) a planas de Gauss Krüger para topografía. Mediante Planilla de Excel o software.
- Elipsoidales WGS84 (G1150) a Cónicas de Lambert para la totalidad de la zona de obra. Mediante planilla de Excel o software.

## Transformación entre marcos de referencia<sup>15</sup>

Se aplica cuando se quieren hacer intercambio entre coordenadas de distintas referencias geodésicas.

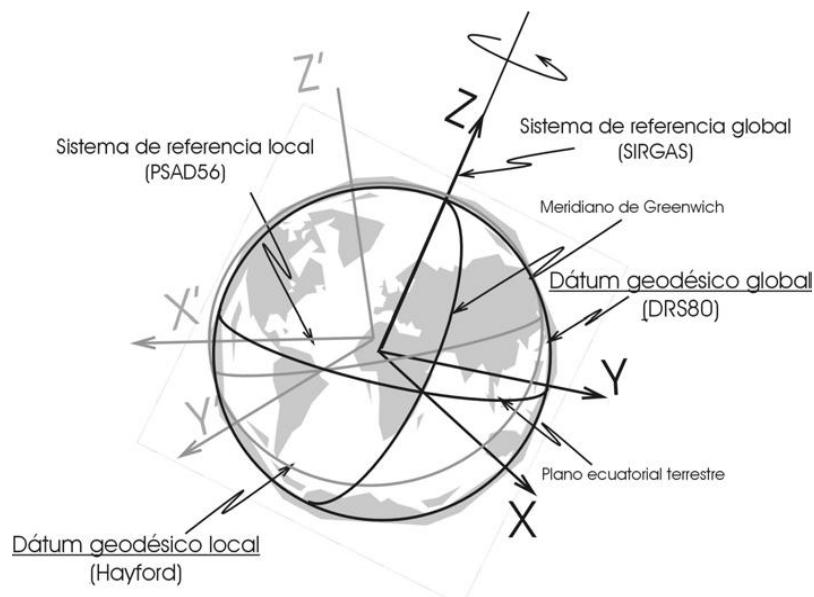


Imagen 13. Sistemas de referencia. Fuente: desconocida.

Pueden ser los casos de:

- ✓ Distintos sistemas. Por ejemplo de PZ90 a WGS84 (G1150).
- ✓ Distintos datum. Como por ejemplo de Campo Inchauspe a DRS80.
- ✓ Distintas versiones de un marco. Por ejemplo de ITFR2000 a ITRF2005.

Las transformaciones son:

- Modelo de 3 parámetros.
- Bursa – Wolf o Helmert 3D
- Molodenski – Badekas.

### Modelo de 3 parámetros.

Utiliza 3 parámetros y sirve para hacer cambios en la ubicación. No considerando las diferencias de escalas, rotación o diferencias entre parámetros que definen los sistemas(a y f).

<sup>15</sup> Basado en Notas de Geodesia Geométrica de Sebastián Orihuela. Rosario, 2015.

$$\begin{bmatrix} X_w \\ Y_w \\ Z_w \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta X \\ \Delta Y \\ \Delta Z \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} X_e \\ Y_e \\ Z_e \end{bmatrix}$$

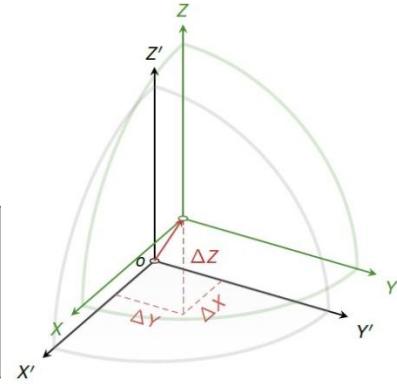


Imagen 14 y 15. Modelo de transformación de 3 parámetros. Sebastián Orihuela.

Representa un modelo muy simple. Pero solo aplicable a casos particulares de traslación. Sin contemplar rotación ni cambios de escala.

#### Bursa – Wolf o Helmert 3D.

Utiliza 7 parámetros y realiza transformaciones de escala, ubicación y rotación. Los parámetros entre ambos sistemas necesarios para realizar la transformación son:

- 3 traslaciones.  $X'$ ,  $Y'$ ,  $Z'$  las traslaciones en  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  respectivamente;
- 3 rotaciones.  $\varepsilon_x$ ,  $\varepsilon_y$ ,  $\varepsilon_z$  las rotaciones en  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  respectivamente;
- 1 factor de escala.  $K$  el factor de escala entre ambos sistemas.

$$\begin{pmatrix} X \\ Y \\ Z \end{pmatrix} = (1+k) \begin{pmatrix} 1 & \varepsilon_Z & -\varepsilon_Y \\ -\varepsilon_Z & 1 & \varepsilon_X \\ \varepsilon_Y & -\varepsilon_X & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} X' \\ Y' \\ Z' \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \Delta X \\ \Delta Y \\ \Delta Z \end{pmatrix}$$

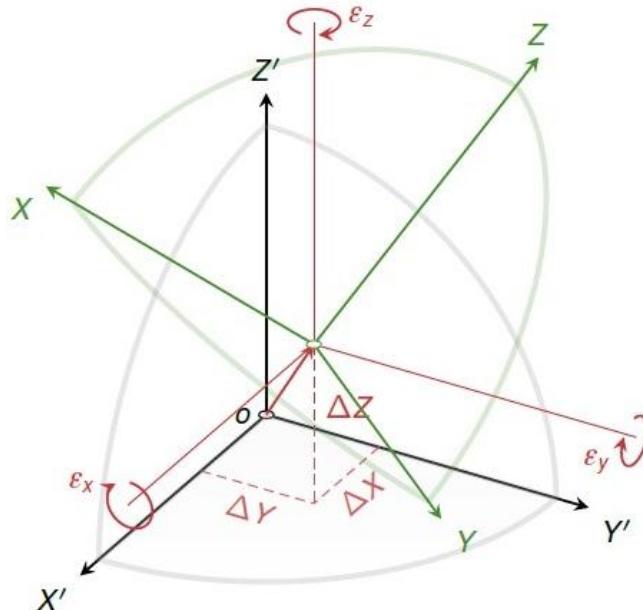


Imagen 16. Modelo de transformación de Bursa-Wolf o Helmert 3D.

#### Molodenski – Badekas.

Necesita de 7 parámetros y al igual que el de Helmert 3D realiza transformaciones de escala, ubicación y rotación. Los parámetros son:

- 3 traslaciones.  $X'$ ,  $Y'$ ,  $Z'$  las traslaciones en  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  respectivamente;
- 3 rotaciones.  $\varepsilon_x$ ,  $\varepsilon_y$ ,  $\varepsilon_z$  las rotaciones en  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  respectivamente;

- 1 factor de escala. K el factor de escala entre ambos sistemas.

Al igual que el modelo de Bursa-Wolf relaciona dos sistemas de coordenadas cartesianas geocéntricas pero se traslada el centro de rotación al baricentro de los puntos utilizados para resolver el sistema, de este modo se evita la correlación entre los parámetros de translación y rotación.

Sin embargo, los resultados finales respecto a la precisión son idénticos a los obtenidos con el modelo de Bursa-Wolf.

$$\begin{pmatrix} X \\ Y \\ Z \end{pmatrix} = (1+k) \begin{pmatrix} 1 & \varepsilon_Z & -\varepsilon_Y \\ -\varepsilon_Z & 1 & \varepsilon_X \\ \varepsilon_Y & -\varepsilon_X & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} X' - X_0 \\ Y' - Y_0 \\ Z' - Z_0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \Delta X \\ \Delta Y \\ \Delta Z \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} X_0 \\ Y_0 \\ Z_0 \end{pmatrix}$$

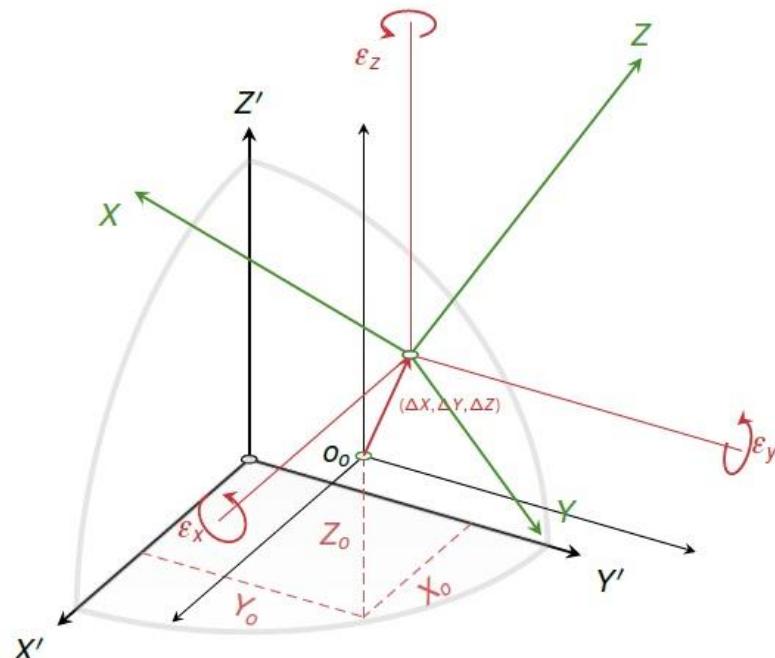


Imagen 17 y 18. Transformación de Molodenski- Badekas. Fuente: Sebastián Orihuela.

### Planillas de cálculo y programas para transformaciones.

Al igual que en el caso de las conversiones de coordenadas. En la Catedra de Geodesia II se realizaron las planillas de cálculo para estos métodos, sin embargo, cualquier software comercial permite realizar los cálculos para realizar las transformaciones.

Para el SAP se hacen transformaciones de:

- PZ90 a WGS84 (G1150). esto lo realiza el mismo equipo GNSS.

NOTA: Podríamos considerar que se realice una transformación entre IGS (GNSS) y el ITRF2005. Pero, como se explicó en párrafos anteriores, se consideran iguales a los fines prácticos.

## I.VII. SOBRE SISTEMAS DE APOYO

La **Catedra de Mediciones Especiales** define un Sistema de Apoyo de la forma que a continuación se detalla.

### Definición.

Un Sistema de Apoyo es una estructura geométrica, que vincula estrechamente la realidad con el proyecto, y ata con hilos invisibles las piezas del puzzle, asegurando la elipse de tolerancias.

Un sistema de apoyo es la columna vertebral que sirve de sustento, fija la escala, garantiza la homogeneidad de las exactitudes y asegura una estrecha relación entre:

- El levantamiento topográfico
- El proyecto ejecutivo
- El replanteo de las obras

Se compone de 2 elementos fundamentales.

- Sistema de Referencia
- Marco de Referencia

El SAP de la presente obra requiere de una definición ampliada, por este motivo el autor agrega algunos conceptos. La definición queda de la forma que a continuación se desarrolla.

### Definición.

Un Sistema de Apoyo es una estructura geométrica que vincula estrechamente la realidad con el proyecto. Genera los hilos invisibles que hacen coincidir las piezas del puzzle, cumpliendo con la elipse de tolerancias. Es la columna vertebral que sirve de sustento, fija la escala, ubicación, orientación y garantiza la homogeneidad de las exactitudes. Además, asegura una estrecha relación entre:

- El levantamiento topográfico
- El proyecto ejecutivo
- El replanteo de las obras

Se compone de 4 elementos fundamentales.

- Sistema de Referencia
- Marco de Referencia
- Sistema altimétrico
- Proyección.

Debe cumplir con las condiciones de:

- Intervisibilidad de los puntos que lo materializan
- Abarcar la totalidad de la obra
- Elipse de error conocida.

# I.VIII. DEFINICIONES DEL CAPÍTULO

En función de lo estudiado en el presente capítulo y las definiciones del Instituto Geográfico Nacional, se definirán los sistemas, marcos y proyecciones para la presente obra.

## Sistema de referencia y datum.

ITRF2005 cuyo datum es el DRS80. Con coordenadas expresadas en WGS 84(G1150).

SISTEMA DE REFERENCIA		WGS84
Elipsoide		WGS 84(G1150)
Semieje mayor	a	6378137
Aplanamiento	1/f	298.257223563

Tabla 6. Parámetros del Elipsoide WGS84 (G1150). Del Autor. Córdoba, 2014.

## Marco de Referencia.

Se definen las coordenadas geodésicas en el marco POSGAR 2007(ÉPOCA 2006.632). Con puntos de la red pasiva POSGAR07 y de la red activa RAMSAC.

Nomenclatura	Latitud	Longitud	Alt. Elip.	Cota	Ubicación
GERO	-50° 33' 42.1465"	-72° 51' 31.7608"	249.413	Si*	Parque Los Glaciares
JUNA	-50° 17' 02.4530"	-70° 39' 07.8363"	480.404	No	Cruce RP° 9 y 2
PBNA	-49° 56' 05.4904"	-68° 54' 41.7037"	132.839	No	Piedra Buena

Tabla 7. POSGAR07 de la zona. Del Autor. Santa Cruz, 2015.

\*La página del IGN indica que este punto tiene cota, sin embargo, no pública el valor de la misma.

Nomenclatura	Latitud	Longitud	Alt. Elip.	Cota	Ubicación
CHLT	-49° 20' 25.64353"	-72° 53' 08.02625"	485.321 m	468.328	El Chaltén
UNPA	-51° 38' 52.77330"	-69° 12' 31.15474"	34.940 m	No	Rio Gallegos

Tabla 8. RAMSAC de la zona. Del Autor. Santa Cruz, 2015.

Los puntos POSGAR07 y RAMSAC serán los puntos a utilizar para vincular los puntos del SAP.

Los programas para conversión y transformación de coordenadas serán el GeoCalc, Globbal Mapper y Excel. Representan una gran utilidad también la planilla de Alvis Rojas y las planillas elaboradas en la Catedra de Geodesia II.

# CAPÍTULO II. ALTIMETRÍA

## III. INTRODUCCIÓN.

El uso del elipsoide como superficie de referencia es muy útil para ubicar puntos sobre la superficie terrestre. Pero, tiene el inconveniente de arrojar un valor de altura geométrica referida a una superficie matemática, y no es referido a una superficie física. Existe una superficie de referencia referida a un fenómeno físico, el geoide. Se considera al mismo como una superficie equipotencial de gravedad, es decir que, sobre cualquier punto del geoide, el trabajo para desplazar una masa testigo es cero.

Como se vio en capítulos anteriores, el Instituto Geográfico Nacional se encarga de densificar la red POSGAR2007 y RAMSAC. También densifica:

- Red Argentina de Gravedad Absoluta(35 puntos con 4 en la Provincia de Santa Cruz);
- Red Gravimétrica de primer, segundo y tercer orden(230 puntos, en su mayoría nodales de la Red de Nivelación de Alta Precisión);
- Red Gravimétrica de segundo orden;
- Red Gravimétrica de tercer orden;
- Red de Nivelación de alta precisión(396 líneas, 17.763 pilares y 59 km aproximadamente);
- Red de Nivelación de precisión;
- Red de nivelación topográfica;

En necesario abordar los conceptos teóricos para comprender que tareas efectúa el I.G.N para determinar los valores de cota ortométrica (llamadas “cotas oficiales” por el I.G.N.) de los puntos de la Red de Nivelación de Alta Precisión y como trasladar los valores de cota ortométrica a los puntos del SAP.

## Algunas definiciones

### Cota.

La altura de un punto sobre una superficie física de referencia arbitraria, se denomina cota. La superficie que se establece como referencia y permite relacionar trabajos diferentes entre sí, es la superficie media de los mares en calma supuesta prolongada por debajo de los continentes y se denomina Geoide. Se denomina altitud a la cota de un punto referida al Geoide.

### Desnivel entre dos puntos

La cota, positiva o negativa, de uno de ellos con respecto a la superficie de comparación que pasa por el otro. El desnivel sumado algebraicamente a la altitud del primer punto, dará la del segundo.

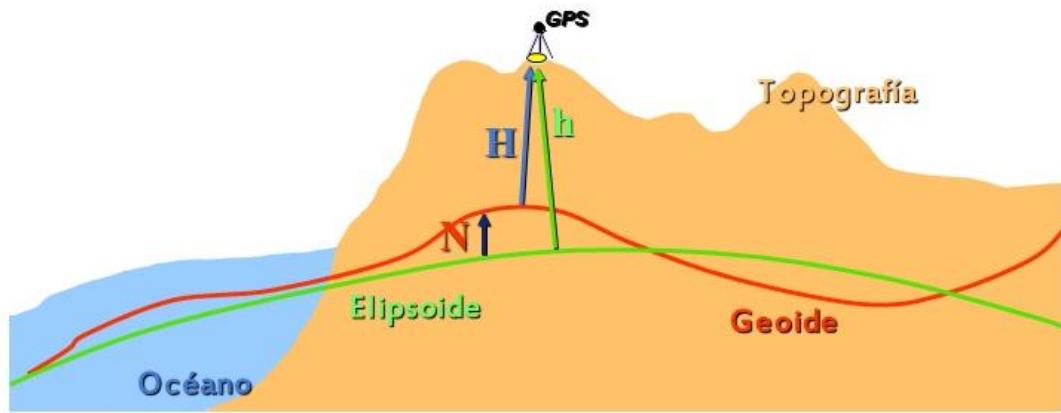
### La altura Ortométrica (H).

Es la altura entre un Punto P sobre el terreno y el geoide, medida en la dirección de la vertical o línea de la plomada. Su valor se determina mediante mediaciones de desnivel geométrico y correcciones ortométricas.

### La Altura Elipsoidal (h).

Es la altura entre un punto P sobre el terreno y el elipsoide, medida en la dirección normal al mismo. La diferencia entre ambas es la ondulación del geoide (N).

$$N = h - H \quad o \quad h = H + N$$



$$H_{(\text{niveación})} = h_{(\text{GPS})} - N_{(\text{ondulación del geoide})}$$

Imagen 19. Alturas y su relación. Dra. Cristina Pacino. Rosario, 2014.

#### Altura GPS ( $H_{\text{GPS}}$ ).

Es la altura que surge de comparar un modelo de geoide y la altura elipsoidal medida con un receptor GNSS.

$$H_{(\text{GPS})} = h_{(\text{GPS})} - N_{(\text{modelo de geoide})}$$

Se le llama cota GPS porque inicialmente los receptores satelitales de Argentina eran equipos GPS y no GLONASS. Con la llegada de equipos GNSS (GPS+GLONASS) se empezó a utilizar la constelación rusa y la estadounidense, pero por costumbre se sigue llamando a la cota calculada con receptores satelitales como **"cota GPS"**.

## II.II. EL GEOIDE

Es una superficie de nivel que representa al nivel medio del mar, la cual se prolonga por debajo de los continentes y cubre a la Tierra en su totalidad. Puede ser imaginada como la superficie del mar en condiciones ideales de quietud y es en todo punto perpendicular a la línea de plomada o dirección de la gravedad. El geoide es un modelo físico que busca representar la verdadera forma de la Tierra calculándola como una superficie del campo de gravedad con potencial constante y es utilizada como referencia para determinar la elevación del terreno.

La utilidad principal del geoide es establecer la superficie de referencia de la altura ortométrica. Conocida también como altura sobre el nivel medio del mar y se aplica en trabajos de ingeniería, topografía, hidráulica, GPS aerotransportado, apoyo terrestre para fotografía aérea y como un insumo para la generación de modelos digitales de elevación.

Combinando información de un modelo de alturas geoidales con alturas geodésicas obtenidas mediante técnicas de posicionamiento satelital es posible obtener cotas GPS ( $H_{\text{GPS}}$ ) de cualquier punto sobre el terreno. La manera de transformar el valor de altura geodésica ( $h$ ) que proporciona un receptor GPS en un valor de cota GPS ( $H_{\text{GPS}}$ ), es mediante la resta del valor de altura geoidal ( $N$ ) dada por un modelo digital de elevación geoidal.

# Utilidad del geoide

Aunque es muy difícil determinar el geoide, su utilidad es variada y significativa. Algunas de sus aplicaciones son:

- Determinación de las órbitas satelitales;
- Georreferenciación (posicionamiento, mapas, navegación, MDT)
- Correcciones a instrumentos de navegación;
- Oceanografía (cambios del nivel del mar, circulación oceánica), hidrografía, hidrología;
- Cambio Global (clima, monitoreo de desastres naturales)
- Geofísica (exploración, geodinámica, estudio del interior de la Tierra);
- Geodésica pero particularmente topográfica (mediciones planialtimétricas mediante receptores GPS).

## Consideraciones sobre el geoide

A diferencia del elipsoide, el geoide no es una superficie matemáticamente desarrollable. Ya que, por ser una superficie física es irregular, sin embargo, puede ser modelizada. Para remarcar el concepto decimos que:

- Geoide: superficie física geopotencial modelizable.
- Elipsoide: superficie geométrica desarrollable.

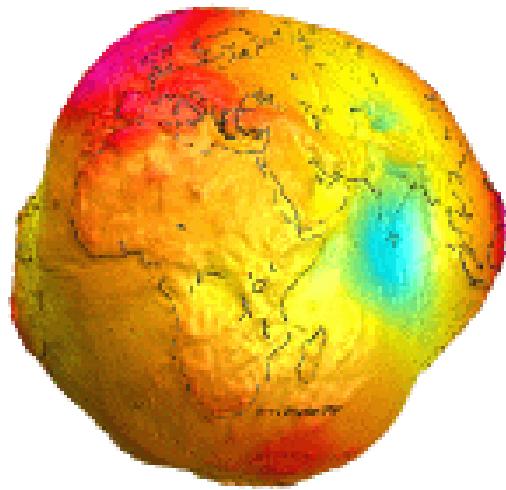


Imagen 20. Representación del geoide. Fuente: Curso de Alturas, Dra. Pacino, Rosario 2015.

La definición de geoide como la proyección en los continentes del nmm es acotada, puesto que existen muchísimas condiciones para definirlo de esta manera. Un ejemplo de esto, es la diferencia de nivel que se encuentra entre los distintos mareógrafos de los países latinoamericanos, que representa un problema de determinación altimétrica para el Sistema SIRGAS.



Imagen 21. Representación del Geoide. Fuente: Curso de Alturas, Dra. Pacino, Rosario 2015.

Existen diferencias en la determinación del geoide en cada país. De hecho que, se encuentran diferencias en los mareógrafos de Argentina. Es necesario considerar todas las complicaciones que surgen de la definición sobre geoide.

**La superficie de referencia (nmm en mareógrafos) de los sistemas de alturas existentes no están sobre el mismo nivel**

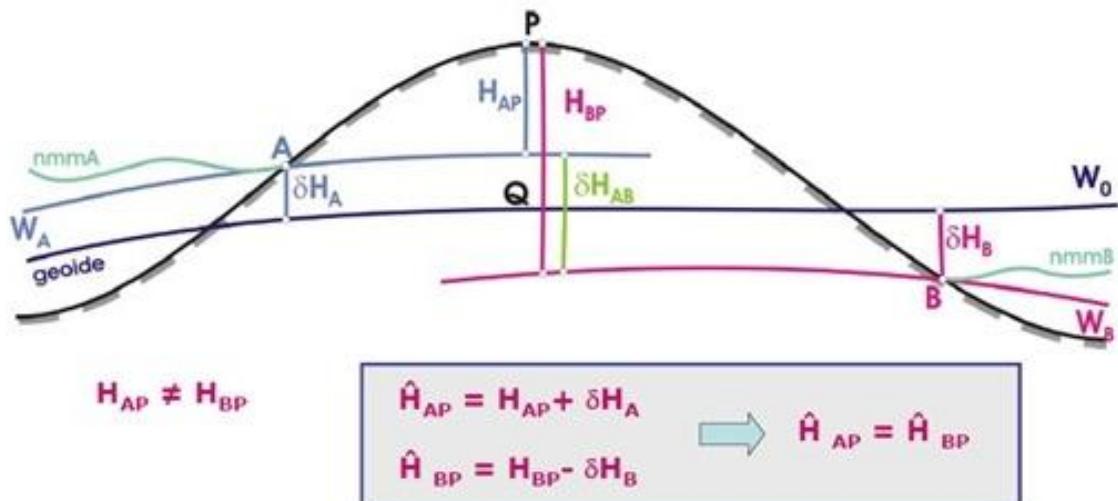


Imagen 22. Diferencias de nivel entre mareógrafos. Dra. Pacino. Rosario, 2014.

## Complicaciones en la determinación del geoide.

- Por razones oceanográficas el nivel medio del mar se desvía de una superficie de nivel (SST). Debe especificarse un sitio (diferencias de orden métrico)
- Por razones climáticas el nivel medio del mar no es estable. Debe especificarse una época (diferencias de orden decimétrico)
- Existen diferentes tratamientos del campo de gravedad para transformar números geopotenciales en alturas. Debe especificarse el tipo de tratamiento (geoide o cuasi geoide) (diferencias de orden centimétrico a métrico)
- Existen diferentes maneras de tratar a la marea permanente. Debe especificarse si el tipo de tratamiento provee un geoide medio, geoide cero o geoide sin marea. (Diferencias de orden decimétrico)
- Existe un permanente reacomodamiento de masas. Debe especificarse una época. (diferencias de orden centimétrico).

## Falta de paralelismo de las superficies de nivel

Debido a la variación de la fuerza de la gravedad en los distintos lugares de la Tierra es que las superficies equipotenciales del potencial de la gravedad no son paralelas.

Así, la fuerza de la gravedad es mayor en los polos (ya que al ser la Tierra achatada, en ellos la distancia al centro de la Tierra es menor que en el Ecuador y por lo tanto, la atracción de la gravedad es mayor). La fuerza centrífuga es nula en los polos y máxima en el Ecuador, donde actúa en igual dirección y sentido contrario a la atracción gravitatoria, por lo tanto, la fuerza de la gravedad será máxima en los polos y mínima en el Ecuador.

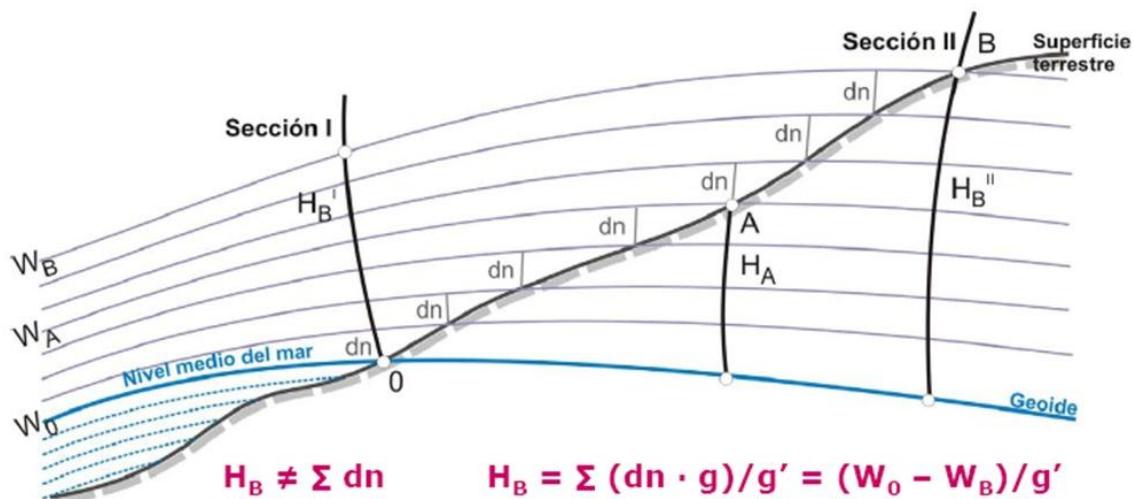


Imagen 23. Falta de Paralelismo de las superficies de nivel. Dra. Pacino. Rosario 2014.

**IMPORTANTE:** Este es el motivo que nos obliga a medir gravedad y corregir las cotas geométricas cuando los puntos a nivelar se encuentran en diferentes latitudes principalmente. Esto es debido a que las superficies de nivel se acercan en los polos ya que, la distancia al centro del planeta es menor.

## Determinación del datum vertical

Lo expuesto en párrafos anteriores debe ser tenido en cuenta al momento de relacionar cotas determinadas por distintos “supuestos” del geoide. Porque el geoide es una superficie teórica única, mientras que la determinación del punto de cota cero (datum vertical) por parte de cada país surge de una definición particular. Además de las complicaciones anteriormente enunciadas, es necesario considerar además:

- La diferencia de nivel entre dos puntos no cambia con la definición del punto de nivel cero (datum vertical).
- El datum vertical definido por un país varía en el tiempo.
- El geoide que se desarrolla sobre un país también varía en el tiempo.

Esto nos lleva a concluir que una vez definido un datum vertical, no podemos mezclar con los valore de otro datum vertical. En todo caso y al igual que en los sistemas y marcos de referencia, debemos conocer los parámetros para cambiar de datum.

## Modelo de geoide

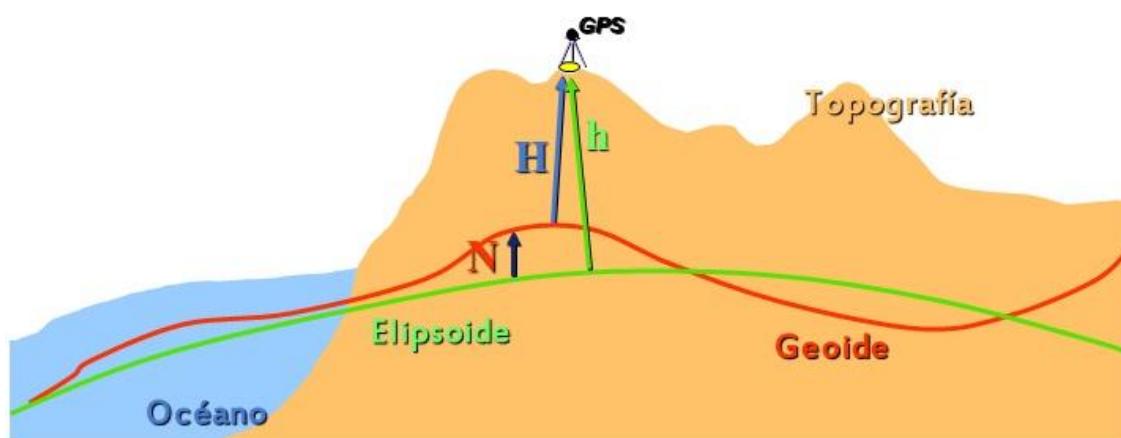
Un modelo de geoide es como su nombre lo describe, una representación de la superficie geofísica de igual potencial. Para la topografía es de un considerable interés, puesto que permite calcular el valor de **N** (modelo de geoide) en cada punto del terreno.

Esto consiste en generar un modelo del geoide como el EGM08 y cargarlo en el receptor. Luego el receptor GNSS realiza la siguiente operación:

- $-N$ (modelo de geoide)= ondulación del geoide
- $-h(GPS)$ = altura elipsoidal
- $-H(GPS)$ =cota GPS en el punto
- $-H(GPS) = h(GPS) - N$ (modelo de geoide)

Hay una cuestión de nombres que si bien es sabida por el operador de receptores satelitales, no lo es para el común de las personas. El nombre cota GPS se utiliza para dejar en claro que no surge de nivelaciones geométricas, trigonométricas y mucho menos de correcciones de gravedad. Es un valor de cota que surge de la interpolación entre un modelo de geoide y la altura elipsoidal que tiene un punto en el terreno. Otra aclaración que puede resultar obvia para algunos es la siguiente, si bien el valor de la altura elipsoidal "**h**" puede ser determinado con valores al centímetro, eso no significa que el valor de la cota GPS tenga esa precisión, esto es porque como bien se explicó, el valor de "N" surge de:

- Un modelo de geoide: cada vez más representativo pero un modelo al fin.
- Interpolación: depende de la densificación de puntos que arman el modelo.



$$H_{(\text{cota GPS})} = h_{(GPS)} - N_{(\text{modelo de geoide})}$$

Imagen 24. Cota GPS mediante modelo de geoide. Dra. Pacino. Rosario, 2014.

# Modelo de geoide local

Una de las tareas consignadas es la generación de un modelo de geoide local. Existen variados métodos para la generación de un modelo de geoide, los cuales se pueden utilizar separados o integrados.

Una de los métodos es elaborar una grilla de puntos donde se mide la altura elipsoidal “**h**” con GPS y la cota ortométrica “**H**” mediante nivelación geométrica y corrección de gravedad.

Para la presente obra se tomó como base el modelo de geoide EGM08 y se lo densificó en la zona de la obra, midiendo las líneas de nivelación del IGN y los puntos del SAP. Que se obtienen de:

- Alturas elipsoidales “**h**” mediante mediciones GPS
- Cotas ortométricas de las líneas de nivelación otorgadas por el IGN
- Cotas ortométricas de los puntos del SAP mediante nivelaciones geométricas atadas a los puntos de las líneas de nivelación del IGN y correcciones de gravedad.

## Gravedad normal

Si se utiliza un modelo más próximo a la realidad física de la tierra, es decir, considerarla un elipsoide de revolución, con igual masa **M** y velocidad angular **ω**, el potencial de la gravedad correspondiente a estas condiciones se denomina Potencial Normal.

Todas las superficies equipotenciales serán superficies de revolución, achataadas en los polos y simétricas respecto al Ecuador.

Se define la fuerza de la gravedad normal como el valor teórico de la gravedad sobre la superficie del esferoide de nivel (elipsoide), es una magnitud vectorial con dirección perpendicular a la superficie de nivel que pasa por él y se representa con la letra **γ**.

Una relación teórica que da el valor de la gravedad normal es la expresión de Clairaut:

$$\gamma^{\circ} = \gamma_e (1 + \beta \sin^2 \phi - \beta_H \sin^2 2\phi)$$

Los coeficientes **γ<sub>e</sub>**, **β** y **β<sub>H</sub>** son desconocidos. Para determinarlos se realizan mediciones gravimétricas, donde se mide el valor real de la fuerza de la gravedad **g** (vector) en puntos de latitud conocida, distribuidos uniformemente. Se obtiene un sistema supernumerario con más datos que incógnitas (3) y se resuelve por mínimos cuadrados.

A partir de este procedimiento se han obtenido varias expresiones para determinar la gravedad normal:

Formula de Cassini para el elipsoide WGS84:

$$\gamma^{\circ} = 9,780327(1 + 0,0053024 \sin^2 \phi - 0,0000058 \sin^2(2\phi)) \frac{m}{seg^2}$$

Gravedad Normal en el ecuador:  $\gamma_e = 9,7803267715 \text{ ms}^{-2}$ .

Con las unidades que se relacionan por:

$$1gal = \frac{cm}{seg^2} = 0,01 \frac{m}{seg^2}$$

Siendo:

**Φ**: latitud en el punto;

**γ<sub>e</sub>**: gravedad en el Ecuador;

**B**: aplanamiento gravimétrico;

**β<sub>H</sub>**: factor que depende del aplanamiento gravimétrico.

## II.III. TIPOS DE ALTURAS<sup>16</sup>

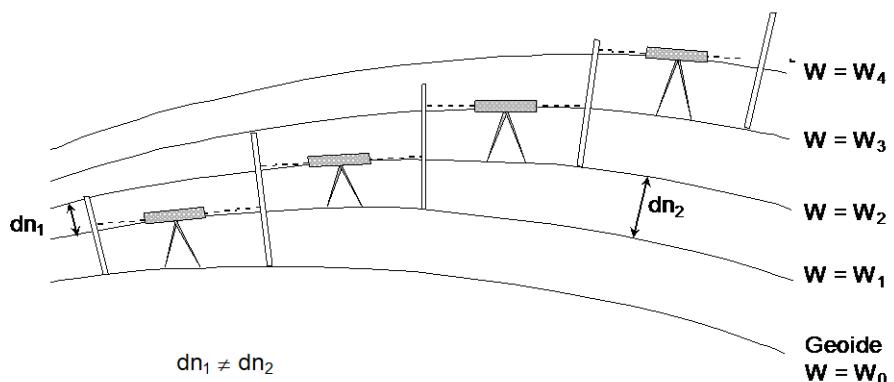
La altura de un punto sobre la superficie terrestre es la distancia existente, sobre la línea vertical, entre éste y una superficie de referencia (datum vertical). Su determinación se realiza mediante un procedimiento conocido como nivelación, el cual, a su vez, puede ser barométrico, trigonométrico, geométrico o espacial. Sin embargo, debido a la influencia del campo de gravedad terrestre en el proceso de medición, los resultados obtenidos deben ser cualificados involucrando correcciones gravimétricas.

En el proceso convencional de determinación de alturas, el telescopio del instrumento es tangente a la superficie equipotencial local y la línea de la plomada coincide con el vector de la fuerza de gravedad, el cual es perpendicular a aquellas superficies. De aquí, las diferencias de nivel calculadas no solo reflejan las variaciones topográficas del terreno, sino que además consideran las alteraciones gravitacionales de la Tierra. La desviación que estas alteraciones generan sobre las alturas medidas, pueden ser cuantificadas y tratadas de acuerdo con los conceptos físicos considerados en su procesamiento. Así, las alturas utilizadas en Geodesia se clasifican según su determinación, aplicación y el modelo matemático o físico considerado en su definición. Dentro de este marco, se distinguen alturas de tipo geométrico (niveladas y elipsoidales) y alturas de tipo físico (dinámicas, normales y ortométricas).

### Alturas de tipo geométrico

#### *Alturas niveladas*

Son las obtenidas bajo el proceso de nivelación geométrica con métodos ópticos de medición (Imagen 25). Las diferencias de nivel observadas varían de acuerdo con el campo de gravedad inherente al sitio en consideración.



Las cantidades observadas ( $dn$ ) corresponden con la distancia existente entre las superficies equipotenciales del campo de gravedad terrestre y su sumatoria permite conocer la diferencia de altura entre los puntos de interés. No obstante, debido a la forma elipsoidal de la Tierra y a la distribución irregular de sus masas internas, las superficies equipotenciales no son equidistantes; los valores de desnivel entre éstas, varían de acuerdo con el trayecto de medición.

<sup>16</sup> Grupo de Trabajo III de SIRGAS. Verticales SIRGAS. Argentina, 1999.

Como estas alturas dependen del camino descrito en el proceso de nivelación, fácilmente pueden obtenerse diferentes valores de altura para un mismo punto, haciendo que sean utilizadas en áreas pequeñas que no requieren considerar ni la figura elipsoidal de la Tierra ni las variaciones de su campo de gravedad. Su aplicación práctica es efectiva solo en redes locales con, aproximadamente, 10 km de extensión.

## Alturas elipsoidales

Las alturas elipsoidales ( $h$ ) representan la separación entre la superficie topográfica terrestre y el elipsoide. Dicha separación se calcula sobre la línea perpendicular a este último. (Imagen 26).

Las alturas elipsoidales son obtenidas a partir de las coordenadas geocéntricas cartesianas ( $X, Y, Z$ ) definidas sobre un elipsoide de referencia (p. ej. el modelo Geodetic Reference System 1980, GRS80, o el World Geodetic System 1984, WGS84, los cuales, en la práctica, son iguales), y determinadas a partir del posicionamiento satelital de los puntos de interés.

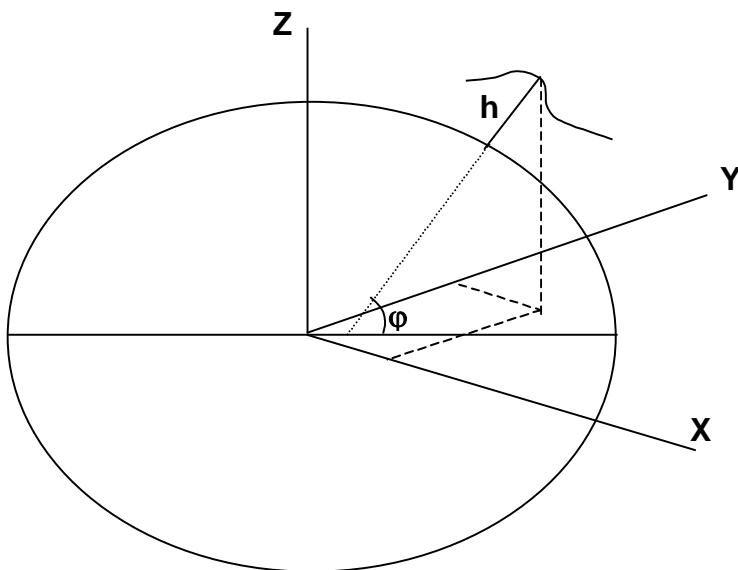


Imagen 26. Alturas elipsoidales. Grupo de Trabajo III. Argentina, 1999.

Debido a la utilización masiva de la técnica GPS, es indispensable considerar este tipo de alturas en los registros oficiales de las cantidades directamente medidas. Sin embargo, como éstas no consideran el campo de gravedad terrestre en su determinación, pueden presentar valores iguales en puntos con niveles diferentes, o viceversa, haciendo que su aplicación en la práctica sea mínima. Tal circunstancia exige que éstas sean complementadas con otro tipo, que sí considere el campo de gravedad terrestre.

## Alturas de tipo físico

Una manera de determinar las distancias reales entre las superficies de nivel es cuantificando sus diferencias de potencial, las cuales al ser sumadas en un circuito cerrado siempre serán cero y los resultados obtenidos, por diferentes trayectorias, serán iguales. Esto debido a que los valores de potencial son únicos y dependen solamente de la posición. En la práctica, estas diferencias corresponden con los resultados de las nivelaciones clásicas combinadas con los valores de gravedad registrados en la zona de interés. La diferencia de potencial entre cada punto de cálculo y el geoide (principal superficie equipotencial del campo de gravedad terrestre) se conoce como número geopotencial:

$$\int_0^A g \, dn = W_0 - W_A = C \quad (1)$$

Siendo  $g$  la gravedad observada en el punto de cálculo,  $\Delta h$  diferencial de altura,  $W_0$  el potencial sobre el geoide y  $W_A$  el potencial sobre la superficie que pasa por el punto de cálculo. La dimensión de los números geopotenciales es  $[m^2/s^2]$ , la cual no representa una longitud, haciendo que su utilización en la práctica no sea conveniente. Estos números pueden ser expresados en unidades de distancia al ser divididos por algún valor convencional de gravedad:

$$\text{altura } (H) = \frac{\text{número geopotencial } (C)}{\text{valor de gravedad } (G)} \quad (2)$$

La clase de altura ( $H$ ) obtenida al resolver la expresión 2, dependerá del tipo de gravedad ( $G$ ) incluida. Si  $G$  corresponde con el valor medio de gravedad teórica (normal) entre la estación y la superficie de referencia, la altura calculada será normal. Mientras que, si  $G$  equivale a un valor constante de gravedad teórica para un punto arbitrario,  $H$  es conocida como altura dinámica. Finalmente, si  $G$  es igual al valor medio de gravedad real entre el geoide y la estación evaluada, la altura estimada es llamada ortométrica.

## **Alturas dinámicas**

Las alturas dinámicas se calculan al dividir los números geopotenciales por un valor constante de gravedad ( $g$  cte.):

$$H_{(din)} = \frac{C}{\gamma_{cte}} \quad (3)$$

La ventaja de las alturas dinámicas radica en que, valores iguales de éstas representan una superficie equipotencial del campo de gravedad, es decir; una superficie de agua en calma en cualquier elevación sobre el geoide tiene siempre la misma altura dinámica. Estas alturas se obtienen a partir de las niveladas, mediante la aplicación de correcciones que expresan los incrementos o decrementos, en altura, generados por involucrar un valor constante de gravedad.

La principal desventaja de este tipo de alturas está en que, por causa de la convergencia de las superficies equipotenciales (especialmente en dirección norte-sur, Imagen 25) la distancia geométrica entre ellas varía ostensiblemente ( $5 \times 10^{-3}$  unidades del ecuador a los polos), sin alterarse su altura dinámica. Por ejemplo, si se consideran dos superficies equipotenciales, cuya distancia geométrica es de 100 m en el ecuador, su equivalencia en los polos será de 99,5 m, mientras que, su altura dinámica siempre será constante.

## **Alturas normales**

En las alturas normales los números geopotenciales no son divididos por un valor constante de gravedad (como en la ecuación 3) sino, por el valor medio de la gravedad normal entre la superficie de referencia (denominada cuasi-geoide) y el punto en consideración ( $g'$ ) (Imagen 27):

$$H_{(norm)} = \frac{C}{\gamma'} \quad (4)$$

$\gamma'$  se obtiene a partir de la fórmula de la gravedad normal terrestre, la cual está sólo en función de la latitud geográfica del punto y es generada por el elipsoide de referencia utilizado.

Las correcciones normales que se aplican a las alturas niveladas son más pequeñas que las de las alturas dinámicas, ya que  $g'$  considera la convergencia de las superficies equipotenciales.

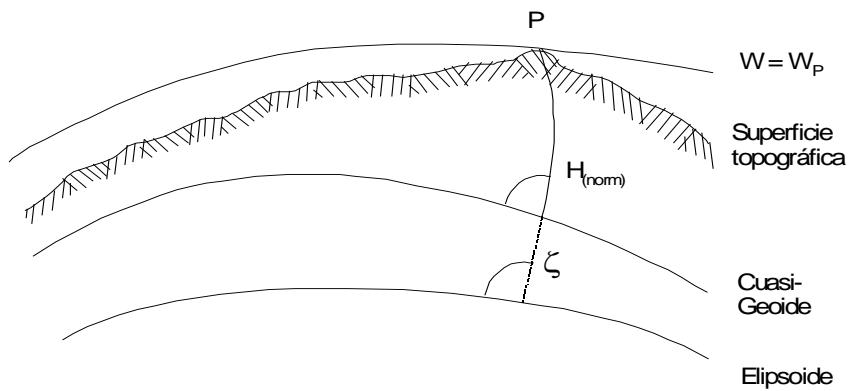


Imagen 27. Alturas normales. Grupo de Trabajo III. Argentina, 1999.

De acuerdo con lo expuesto, estas alturas pueden obtenerse a partir de las elipsoidales si se les descuenta la ondulación del cuasi-geoide, la cual es conocida como anomalía de altura o altura anómala ( $\zeta$ ):

$$H \text{ (normal)} = h - \zeta \quad (5)$$

$\zeta$  Se obtiene a partir de los cálculos geoidales realizados por métodos gravimétricos o satelitales.

## Alturas ortométricas

El cálculo de las alturas ortométricas es similar al de las normales, sólo que los números geopotenciales son divididos por el valor medio de la gravedad verdadera ( $g'$ ) entre el punto evaluado y el geoide. (Figura 28).

$$H_{\text{(ortom)}} = \frac{C}{g'} \quad (6)$$

El inconveniente que presentan estas alturas se basa en que no es posible conocer el valor de  $g'$ . Normalmente, la gravedad real es medida sobre la superficie topográfica y continuarla, hacia abajo, a lo largo de la línea de la plomada, requiere de la formulación de modelos sobre la distribución de densidad de las masas terrestres. De esta manera, los valores de altura ortométrica calculados dependen de las hipótesis utilizadas en el modelamiento de la densidad. Los métodos más comunes en la determinación de alturas ortométricas corresponden con las hipótesis de Helmert, Vignal, Baranov y Aire Libre (Free Air).

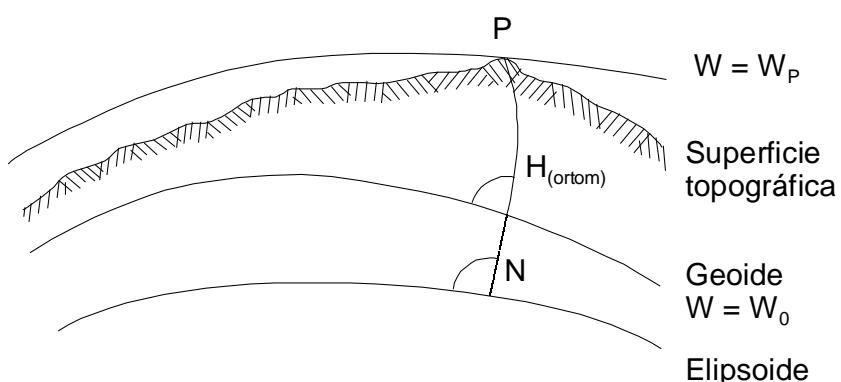


Imagen 28. Alturas ortométricas. Grupo de Trabajo III. Argentina, 1999.

Las correcciones ortométricas aplicadas a las alturas niveladas están en el mismo orden que las utilizadas para la obtención de las normales. Sin embargo, la diferencia entre alturas ortométricas y normales (y con esto entre el geoide y el cuasi-geoide) depende de la discrepancia entre la gravedad verdadera modelada a través de alguna hipótesis y la gravedad normal, pudiéndose alcanzar valores de decímetros en estas diferencias.

Las alturas ortométricas pueden obtenerse a partir de las elipsoidales mediante la sustracción de las ondulaciones geoidales N:

$$H(\text{ortom}) = h - N \quad (7)$$

Tanto en la determinación de N, como en el cálculo de g' (ecuación 6) y en la estimación de las correcciones ortométricas, se requiere de una hipótesis sobre la distribución de densidades de las masas terrestres, lo cual; a pesar de ser la misma en los tres cálculos, no garantiza la obtención de un conjunto homogéneo de alturas ortométricas y dificulta su combinación con las alturas obtenidas a partir de las elipsoidales.

## Alturas a utilizar en el SAP

En funciones de los tipos de alturas y sus características es necesario aclarar cuales se utilizan para el SAP. Las mediciones con receptores satelitales determinan alturas elipsoidales, es decir, alturas de tipo geométrico. Las nivelaciones geométricas, cotas geométricas y por lo tanto también altura de tipo geométrico. Respecto a las alturas de tipo físico, el IGN utiliza las alturas llamadas “cotas oficiales” que son valores de cota genética con corrección ortométrica. Por lo tanto, para el presente SAP se utilizaran los valores de altura:

- ✓ Altura elipsoidal de tipo geométrico;
- ✓ Cota ortométrica de tipo físico.

## Superficie de referencia

Toda nivelación clásica parte de un punto de referencia (datum vertical), el cual es determinado mediante la observación del nivel del mar en largos períodos de tiempo y se asume coincidente con el geoide. Sin embargo, debido al dinamismo oceánico del planeta, el mar presenta diferentes niveles que dependen de la variación temporal de la superficie del mar (presión atmosférica, temperatura oceánica, etc.) y de la posición geográfica del mareógrafo (corrientes oceánicas, densidad del agua, etc.), lo que se traduce en diferencias de nivel de hasta dos metros entre varios mareógrafos.

Para superar los inconvenientes tácitos en la definición vertical sustentada por los mareógrafos, es necesario encontrar una superficie que constituya una referencia global, independiente del nivel del mar observado. El problema fundamental de la Geodesia es determinar la superficie equipotencial del campo de la gravedad terrestre que coincide (en primera aproximación) con el nivel medio del mar en completa calma. El comportamiento de dicha superficie depende de la caracterización que le asigna el campo de gravedad y su deformación causada por la existencia de masas internas de diferentes densidades. Su determinación, está sujeta a ciertas consideraciones teóricas que permiten tener en cuenta dos conceptos:

- Geoide: superficie equipotencial del campo de gravedad terrestre. Su estimación requiere de la formulación de hipótesis sobre la distribución de las masas internas del planeta.
- Cuasi-geoide: superficie no equipotencial, muy cercana al geoide. Su determinación no requiere de hipótesis geofísicas, se basa en el modelamiento matemático del campo de gravedad normal.

A las alturas ortométricas les corresponde, como superficie de referencia, el geoide, mientras que a las normales, les corresponde el cuasi-geoide. En cuanto a las alturas elipsoidales, éstas están referidas al modelo geométrico terrestre (elipsoide de revolución) considerado, el cual implícitamente está descrito por una superficie equipotencial normal obtenida a partir de formulaciones matemáticas ya establecidas.

## Realización del marco de referencia vertical

Una vez definido el tipo de alturas y su plataforma correspondiente, es necesario materializar este sistema mediante el establecimiento de un conjunto de estaciones (red básica) que constituyan el punto de partida

para la propagación del control vertical. Dentro de este conjunto, deben considerarse los mareógrafos que sirven de base para el sistema altimétrico actual, logrando de esta manera, su vinculación al nuevo y manteniendo la vigencia de las alturas definidas por el método clásico.

Las estaciones que conforman la red vertical básica tienen que ser niveladas geométricamente con corrección gravimétrica y estar definidas geodésicamente con posicionamiento GPS (Datum SIRGAS). Estas características, complementadas con la definición de un modelo geoidal (cuasi-geoidal) para Suramérica, permiten realizar el marco de referencia vertical.

## **Mantenimiento del sistema**

Al igual que la dinámica terrestre deforma las redes geodésicas horizontales, también altera las altimétricas. Los cambios en la posición vertical de la superficie topográfica se deben principalmente a:

- Mutación de la superficie de referencia (geoide o cuasi-geoide) como consecuencia de las modificaciones en la distribución de las masas internas terrestres, generadas por subducción, obducción, desplazamiento o choque de las placas tectónicas.
- Variación de la superficie de referencia por cambio del nivel medio del mar a través del tiempo, incluyendo deshielo polar y cambios en la temperatura oceánica.
- Los movimientos verticales resultantes de deformaciones corticales, de la acomodación de capas sedimentarias y modificaciones en el relieve topográfico.

Estos tres aspectos demandan del seguimiento continuo del marco de referencia vertical, con el propósito de establecer su variación y mantener la vigencia de las alturas definidas, mediante su actualización permanente.

## **Conclusiones y recomendaciones<sup>17</sup>**

De acuerdo con lo expuesto anteriormente, se recomienda que la definición del Sistema Vertical de Referencia para América del Sur se fundamente en dos tipos de alturas: las elipsoidales y las normales. Los argumentos se resumen en:

- Las alturas elipsoidales son suficientes para definir un marco de referencia vertical preciso. No obstante, al ser esencialmente geométricas, éstas deben ser complementadas con un conjunto de alturas de tipo físico que permitan satisfacer las necesidades prácticas de los usuarios comunes.
- Dentro de las alturas de tipo físico, se destacan las alturas normales y las ortométricas. Sin embargo, las normales se prefieren, ya que; a pesar de tener aplicación práctica similar a las ortométricas, en su determinación no se requiere de la formulación de hipótesis o modelos geofísicos de la densidad de las masas internas terrestres, facilitándose su evaluación a partir de los números geopotenciales y de la formulación matemática del campo de gravedad normal.
- Las alturas normales utilizan como plataforma de referencia el cuasi-geoide, el cual se calcula normalmente por métodos gravimétricos y satelitales. Mientras que, el geoide, superficie de referencia de las alturas ortométricas, demanda de la formulación de modelos geofísicos para su determinación, lo que se traduce en la variación de las alturas, cada vez que cambie la hipótesis de estimación.
- Las alturas normales se obtienen más fácilmente, que las ortométricas, a partir de las mediciones GPS. Esto se debe a que, en la primera clase, las alturas elipsoidales son disminuidas por cantidades calculadas matemáticamente (alturas anómalias del cuasi-geoide), mientras que en la segunda, deben considerarse valores derivados de hipótesis geofísicas (ondulaciones geoidales).

---

<sup>17</sup> Grupo de Trabajo III de SIRGAS. Verticales SIRGAS. Argentina, 1999.

- Las alturas normales facilitan la combinación de las obtenidas a partir del posicionamiento GPS y sus correspondientes, calculadas mediante la nivelería geométrica reducida a través de correcciones gravimétricas normales. Esta condición, garantiza una extensión más homogénea del control vertical en los diferentes países de América del Sur, sin descuidar la consistencia de un marco de referencia vertical único.
- La superficie de referencia debe definirse de acuerdo con el tipo de alturas seleccionado, la cual, en este caso corresponde con el cuasi-geoide. Es conveniente que éste sea determinado de manera conjunta en todos los países de América del Sur.
- Finalmente, con el propósito de vincular los sistemas clásicos de referencia vertical, es necesario determinar las alturas normales de los mareógrafos que constituyen los diferentes datum. Para el efecto, deben combinarse rastreos GPS, altimetría satelital y alturas anómalias del modelo cuasi-geoidal.

## II.IV. MARCO GEOFÍSICO DEL IGN

### Red gravimétrica Argentina

#### *Red Argentina de Gravedad Absoluta o RAGA*

El I.G.N. densificó una red gravimétrica por todo el territorio continental. Estos puntos fueron medidos con gravímetros absolutos. Revisten interés puesto que la red de nivelería del I.G.N. fue corregida mediante gravímetros relativos. Es decir que, deben vincularse a algún punto que posea gravedad absoluta. Mediante esta red se hacen las mediciones para determinar la **Red Gravimétrica de Primer Orden**. Es la **red gravimétrica absoluta** actual y vigente para nuestro país.

#### **Red Gravimétrica de Primer Orden**

En el año 2012 se comenzó a efectuar mediciones para reemplazar a la Antigua Red BACARA. Esta red está compuesta por aproximadamente 230 puntos que coinciden con pilares de la Red de Nivelación de Alta Precisión (en su mayoría puntos nodales). Las mediciones se realizaron utilizando el criterio de ida y vuelta, que consiste en medir dos veces cada punto. Una vez en la ida y una segunda oportunidad en la vuelta. Las mediciones fueron procesadas y ajustadas a la red RAGA utilizando los programas GRAVDATA (desarrollado por el Dr. Hermann Drewes) y GRADJ (desarrollado por el Dr. Rene Forsberg) respectivamente.

Un dato importantísimo es:

#### ***“Los puntos nodales forman parte de la Red Gravimétrica de Primer Orden”***

Es decir que, los puntos nodales de la Red de nivelería del I.G.N. están corregidos y por lo tanto tienen cotas ortométricas. Para el caso de la zona de obra serían los nodales:

- Nodal 10 de Piedra Buena.
- Nodal 9 de Estancia la Enriqueta.
- Nodal 8 de El Calafate.

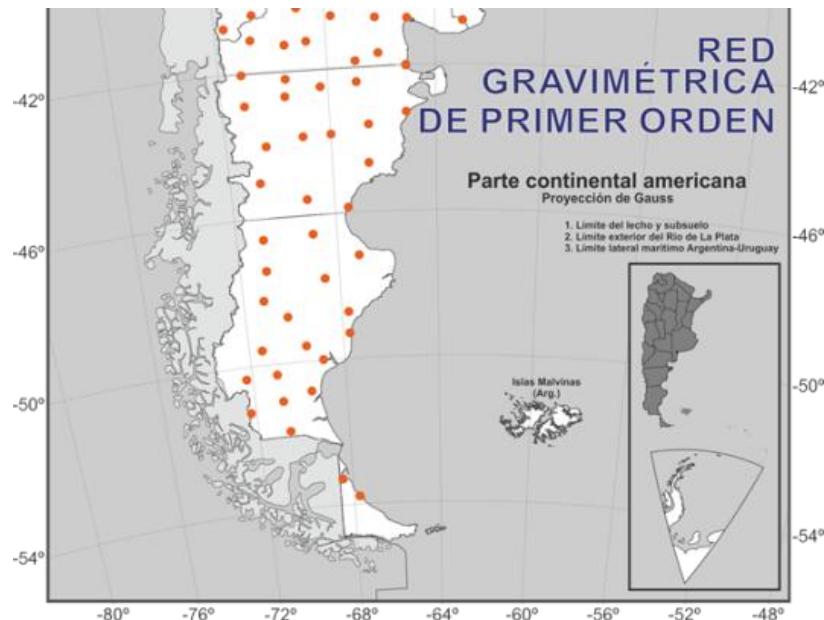


Imagen 29. Red Gravimétrica de Primer Orden. Fuente: página del IGN.

## **Red de Nivelación de Alta Precisión del IGN**

La densificación de puntos altimétricos de argentina se compone de 3 redes:

- Red de nivelación de Alta Precisión
- Red de nivelación de Precisión
- Redes de nivelación topográficas.

Nos interesa particularmente la primera. Por los siguientes motivos:

- Materializada en la zona de obra.
- Mediciones de nivelación geométrica.
- Mediciones de gravedad, correcciones ortométricas para determinar “cotas oficiales”.
- Los puntos nodales forman parte de la Red Gravimétrica de Primer Orden.

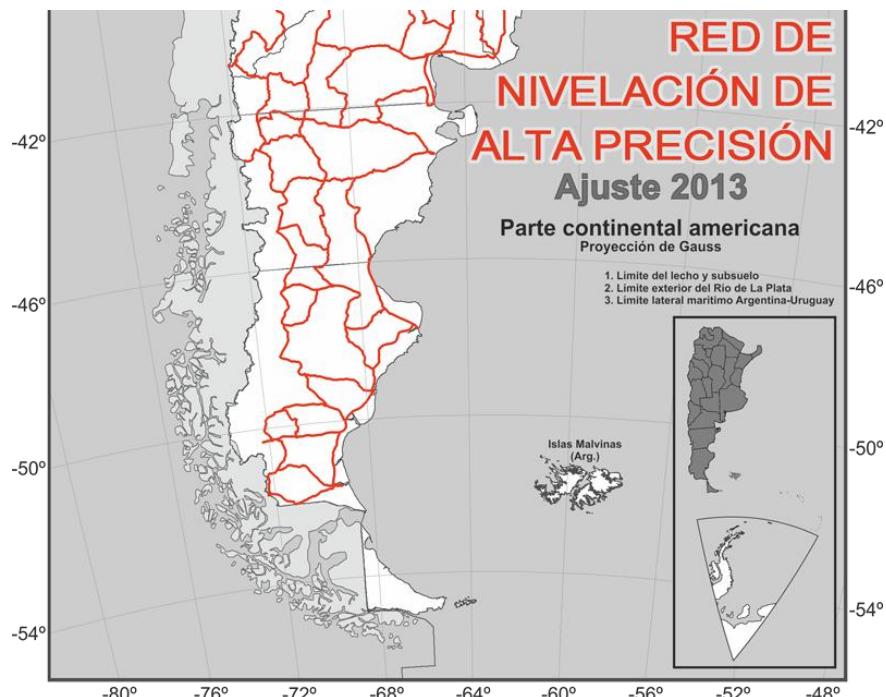


Imagen 30. Red de nivelación de Alta precisión. IGN. Argentina, 2014.

## II.V. NIVELACIONES

### Nivelación geométrica de precisión

Es el método de nivelación que por condiciones constructivas es el más preciso.

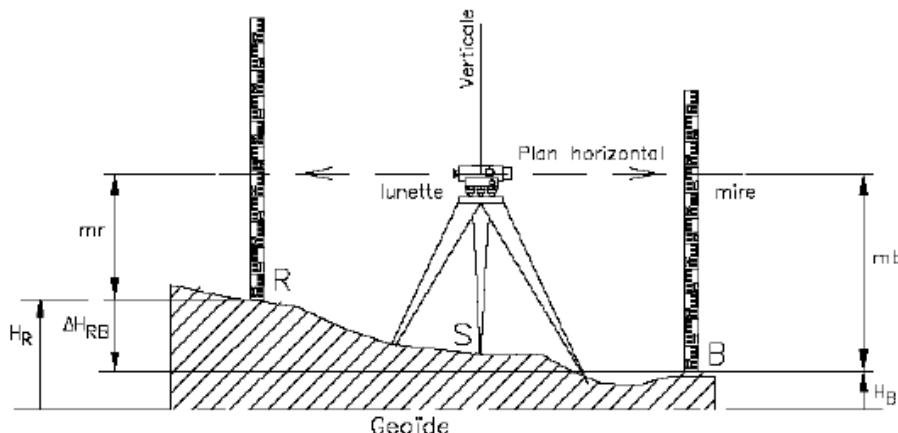
El objetivo de este método de levantamiento altimétrico, es el mismo que el de una nivelación geométrica común, es decir: una operación mediante la cual se determina la diferencia de nivel entre dos o más puntos de la superficie terrestre.

Se define como diferencia de nivel, entre dos puntos a la altura o cota de uno de ellos referida a la superficie de nivel del otro.

Las cotas publicadas por el I.G.N están referidas al nivel medio del Océano Atlántico.

Considerando esférica la forma de la tierra, las superficies de referencia que se adoptan son esféricas y concéntricas, en consecuencia la diferencia de nivel entre dos puntos será la distancia vertical orientada entre la superficie de nivel que pasan por esos puntos. Como los puntos se encuentran a grandes distancias, se deberá tener en cuenta la esfericidad de la tierra y la refracción atmosférica.

Debido al orden de precisión con que trabajaremos y considerando que la diferencia de nivel entre dos puntos se encuentra a poca distancia entre sí, se admite que la supuesta superficie esférica terrestre, se confunda con el plano tangente a la misma, y en consecuencia las superficies de nivel sean planos horizontales.



### Aplicaciones

- Trabajos aplicados a las deformaciones de la corteza terrestre por movimientos de las placas tectónicas.
- Redes geodésicas altimétricas de primer orden.
- Trabajos de nivelación para estudio de la forma de la tierra.
- Detectar anomalías en puentes y diques.
- Hundimiento de edificios, antenas, etc.
- Obras Hidráulicas, como canales de pequeños desniveles, diques.
- Pruebas de carga.
- Medición óptica en la precisión en laboratorios y en industrias.

Las mediciones con nivelación geométrica tienen un grado de exactitud suficiente ya que no depende de lecturas sobre círculos graduados. Las mediaciones son influenciadas en grado mínimo por la inclinación de la

mira y muy poca afectada por la refracción atmosférica. Y no se ven afectada por la esfericidad de la tierra puesto que se mide en tramos cortos con visuales de 50 metros.

## **Errores en la Nivelación Geométrica**

Como toda medición, los errores se clasifican en sistemáticos y accidentales.

### **Errores sistemáticos.**

Proceden de una causa permanente que obliga acometerlos siempre, cumpliendo una ley determinada. Pueden ser detectados y corregidos. Estos son:

- Longitud inexacta de la mira por graduación
- Longitud inexacta de la mira por temperatura
- Hundimiento del trípode del nivel
- Falta de verticalidad de la mira
- Influencia sistemática del ambiente
- Esfericidad de la Tierra
- Refracción atmosférica.
- Falta de paralelismo entre el eje del nivel y el eje del anteojos

Se elimina su influencia con los métodos de medición. En el caso de la nivelación geométrica por ejemplo, se mide a visuales con distancias similares, de esta forma los errores de falta de paralelismo se compensan entre sí.

### **Errores accidentales.**

Son producto de una serie de causas fortuitas e inevitables, en cada medida se presentan en una proporción aleatoria que no obedece a ninguna ley conocida ni deducibles. No hay métodos absolutos para detectarlos y eliminarlos, pero pueden ser estimados usando métodos estadísticos. Algunas fórmulas empíricas ayudan a cuantificarlos. Estos son:

- Apreciación del nivel que nos genera el plano visual
- Apreciación del nivel de la mira.
- Apreciación de lectura sobre la mira.

### **Errores groseros.**

Algunos autores llaman errores groseros a las equivocaciones del usuario, tanto en el manejo de los instrumentales como de las metodologías. Los errores groseros pueden detectarse y según el caso ser corregidos o no. Un ejemplo es nivelar 2 veces un mismo tramo en una línea de nivelación. Si lo detectamos podemos dejar el tramo que arroje mejores valores. Si no lo detectamos podemos generar un valor de cota final que sería incorrecto. Este tipo de errores se pueden controlar con lo que se llama doble control. A modo de ejemplo se mide la cota de un punto desde dos puntos de apoyo distintos. Luego se calcula las diferencias entre cotas y existen 2 posibilidades:

- Si arroja valores próximos las tolerancias del sistema de apoyo podemos pensar que no hemos cometido **un error grosero**. Siempre está la posibilidad de haber cometido originalmente un mismo **error grosero** en los dos puntos de partida, en cuyo caso no lo detectaríamos. Claro que se supone a los puntos de apoyo como válidos.
- Si arroja valores distintos, se puede estar en presencia de un error grosero.

El problema de los errores groseros es que son muy inciertos la existencia o no de ellos. Es por esto que siempre se anotan todos los valores de puntos de partida, coordenadas, nombre del punto, etc. De esta manera se puede hacer controles en caso de surgir diferencias.

## **Tolerancias fijadas por el I.G.N.**

El I.G.N en su OS 60\_ ANEXO II (Instrucciones Técnicas de Campaña y Gabinete - IT6B) determina las tolerancias que se fijan a continuación.

- Nivelaciones de alta precisión:      error =  $3\sqrt{L} * \text{mm}$
- Nivelaciones de precisión:      error =  $5\sqrt{L} * \text{mm}$
- Nivelaciones topográficas:      error =  $7\sqrt{L} * \text{mm}$

Con L=longitud expresada en kilómetros.

El estudio de DBA se compromete a cumplir con las tolerancias para nivelaciones de alta precisión, asegurando esto, mediante niveles digitales de apreciación a la centésima de milímetro y con todos los recaudos necesarios. En caso de no caer dentro de esta tolerancia, se vuelve a re medir el tramo. El error se fija en:

$$\text{Error} = 3\sqrt{L} * \text{mm}$$

Con L=longitud en kilómetros.

## **Nivelación trigonométrica**

Existen distintos métodos de nivelación trigonométrica en función de las visuales, instrumentales y precisiones. Consisten en hacer mediciones de distancias y ángulos. En la actualidad se hace con Estación Total. Los métodos son:

- Visuales aisladas.
- Visuales simultáneas y reciprocas.

En este trabajo se utiliza la reciproca y simultánea puesto que permite determinar la refracción atmosférica.

## **Trigonometría Recíproca y Simultánea**

Este método consiste en realizar de forma simultánea las observaciones entre los dos puntos. Puede calcularse el desnivel entre dos puntos A y B, estacionando instrumentos en los dos puntos y realizando observaciones verticales reciprocas y simultáneas. Esto permitirá que los efectos de la refracción atmosférica ( $k$ ) en la medición angular sean iguales.

Para la ejecución de este tipo de nivelación es necesario contar con dos estaciones totales y dos señales. Una de cada una en ambas márgenes del río.

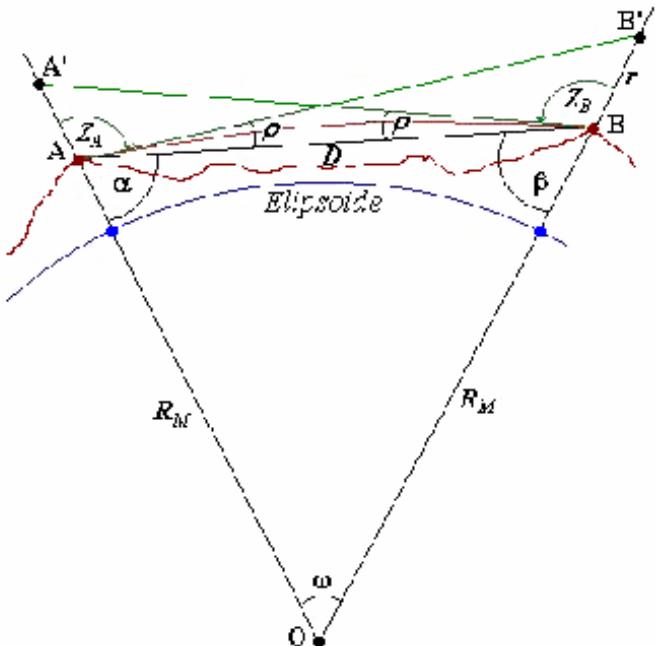


Imagen 31. Trigonométrica Reciproca y Simultánea. Desconocida. Córdoba, 2015.

$$Dh = D \left( 1 + \frac{Hm}{R} \right) \cdot \operatorname{tg} \frac{Za - Zb}{2}$$

Dónde: D = distancia RPS – RPN

- $Hm$  = altura media s/nmm.
- $R$  = radio de la tierra
- $Za$  = distancia zenithal A
- $Zb$  = distancia zenithal B

## **Errores en la nivelación trigonométrica**

Al igual que en la nivelación geométrica estamos sujetos a errores de los tres tipos. Estos son:

- Errores sistemáticos: error de colimación, inclinación, índice, arrastre.
- Errores Accidentales: precisiones en las mediciones angulares y longitudinales.
- Errores Groseros: incorrecta lectura de la altura en las señales y ET, puntos equivocados, etc.

## **Tolerancias para la nivelación trigonométrica**

Las nivelaciones trigonométricas son menos precisas que las nivelaciones geométricas. Esto obliga a ser más generoso en la determinación de las tolerancias. Por este motivo y en forma arbitraria, se determina una tolerancia igual al doble de la tolerancia para una nivelación de precisión.

$$\text{Error} = 2 * (3\sqrt{L} \text{ mm}) = 6\sqrt{L} \text{ mm}$$

L=longitud en kilómetros.

Si las nivelaciones no cumplen esta tolerancia, es descartada y vuelta a medir.

### **Error en la determinación de la posición altimétrica.**

$$dZ = \pm \lambda \cdot \operatorname{Sen} z \cdot dz''/\rho \pm \operatorname{Cos} z \cdot d\lambda \pm \lambda^2/2R \cdot dk \pm \lambda \cdot dz'/\rho \pm di \pm ds$$

Dónde:

- El valor  $\lambda$  es el vector distancia geométrica.
- El valor "K" es el índice de refracción. En las mediciones trigonométricas reciprocas y simultáneas se puede calcular.

- El primer término es consecuencia de la imprecisión en la medición angular.
- El segundo término es producto de la impresión del distanciómetro.
- El tercero término surge debido a la esfericidad.
- El cuarto término se produce por la imprecisión del péndulo del instrumental.
- El quinto de la medición en la altura instrumental
- El sexto término es producto de la medición de la altura de la señal

### ***Aplicaciones de las nivelaciones trigonométricas***

Por su fundamento teórico, las nivelaciones trigonométricas son de menor precisión que las nivelaciones geométricas. Sin embargo, presentan una enorme ventaja en la medición de:

- Alturas remotas o inaccesibles
- Cruces de zonas mayores a 50/70 metros de ancho.

El segundo es el caso que se aplica en el SAP. Como el río tiene un ancho mayor a 50 metros (aproximadamente 250 metros de ancho), es necesario medirlo en una trigonométrica. Pero, debe ser reciproca para corregir el error de esfericidad de la tierra y simultanea para corregir el error de refracción.

## **II.VI. IMPORTANCIA DE LA ALTIMETRÍA EN LAS PRESAS**

Las represas deben cumplir con un salto potencial que logre una generación eléctrica suficiente, para esto, se busca levantar la cota hasta el nivel más alto posible, sin embargo, la curva de remanso que se generaría en el lago artificial de la presa Néstor Kirchner no debe afectar la Sección de Salida del Lago Argentino. Similar situación se da con los estudios geológicos, ya que sobre estos se asentara el paredón de la presa. Igual situación se dará entre la curva de remanso del lago artificial de Jorge Cepernic y la desembocadura de la presa NK. Finalmente es necesario conocer cómo se vincula la desembocadura de la presa JC con el estuario del Río Santa Cruz, donde se encuentran las ciudades de Piedra Buena, Puerto Santa Cruz y Puerto de Punta Quilla.

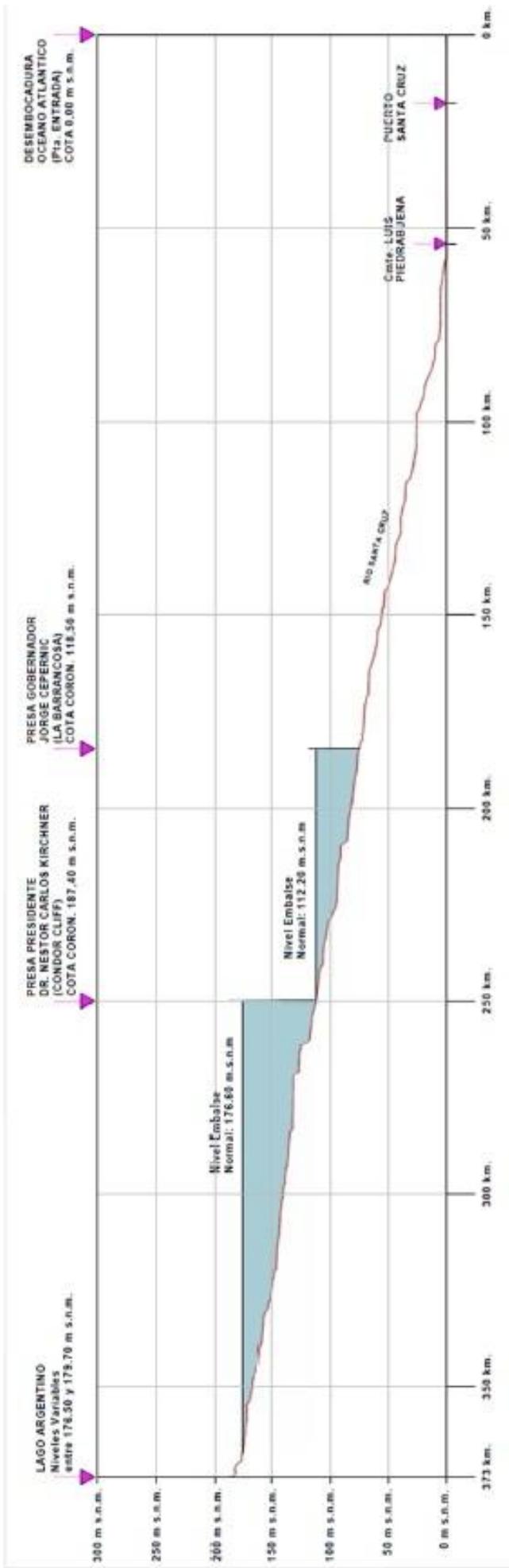


Imagen 32. Perfil longitudinal esquemático del Río Santa Cruz. Fuente: desconocida. Argentina, 2014.

Lo dicho anteriormente obliga a determinar valores de cota sobre los cuales se puedan asentar los estudios hidrológicos y geológicos. Que mediante los estudios constructivos (que también requieren de valores de cota), terminen de definir el proyecto final a ejecutar, es decir que, las determinaciones altimétricas deben ser coherentes y certeras, puesto que todos los estudios se asientan en dichos valores.

Entre las posibles consecuencias de problemas en las cotas pueden surgir:

- Impacto ambiental en Lago Argentino por subir el nivel del mismo.
- Impacto ambiental aguas abajo de JC por quedar las cotas por debajo.
- Menor salto potencial y consecuentemente menor generación eléctrica.
- Diferencias durante la construcción y el encarecimiento para modificar el proyecto.

En el capítulo de mediciones y procesamiento se tratará lo referente a las determinaciones altimétricas, mientras que, en el capítulo de conclusiones se tratan varios puntos interesantes sobre el tema alturas.

NOTA: las 2 imágenes esquemáticas anteriores fueron elaboradas con valores de cotas según pliego. La finalidad es exponer como se ubican y vincularían los 3 cuerpos de agua, estos son, Lago Argentino, Lago artificial de NK y Lago artificial de JC.

## II.VII. RESUMEN DEL CAPÍTULO

Las mediciones geométricas por si solas, no dan el desnivel real entre dos puntos respecto a una superficie equipotencial. Los resultados de las nivelaciones son valores geométricos y no ortométricos. Debemos efectuar las mediciones de gravedad y realizar las correcciones correspondientes. Para convertir las cotas geométricas, en cotas ortométricas. Las tareas de nivelación se dividen de esta manera en tres partes.

- Nivelaciones geométricas de alta precisión: para las líneas de nivelación.
- Nivelaciones trigonométricas simultáneas y recíprocas: para los cruces del río.
- Mediciones de gravedad relativa: para corregir las desviaciones de la gravedad.
- Mediciones GPS de los puntos SAP: para calcular la ondulación de geoide “N” en cada punto.
- Mediciones GPS de los mojones altimétricos del I.G.N. Para determinar los “N” y generar un modelo de geoide local.

Debe ser tenido en cuenta todo tipo de posibilidades y no dar absolutamente nada por seguro, hasta no verificarlo por distintos métodos, de forma que, los valores de cota sean fehacientes y no generen ningún inconveniente futuro.

Es importante además, considerar la importancia de las diferencias de nivel. Sobre todo entre la desembocadura de Lago Argentino y la presa NK y entre NK y JC. Esto es porque:

- Si la diferencia de altura entre Lago Argentino y NK es mayor que la determinada, el salto potencial en NK será menor al valor máximo aprovechable, por lo tanto, va a generar menor energía eléctrica.
- Si la diferencia de altura entre NK y JC es mayor que la real, el salto potencial en JC será menor al máximo aprovechable, entonces, se va a generar menor energía eléctrica, respecto a la máxima posible.
- Si la diferencia de nivel entre Lago Argentino y NK es menor que la real, la curva de remanso puede afectar la descarga de Lago Argentino y consecuentemente elevaría las cotas de Lago Argentino, con los problemas ambientales y parcelarios que esto generaría.
- Si la diferencia entre NK y JC es menor a la real. La curva de remanso afectara a la descarga de NK, de esta manera, la curva de remanso afecta la descarga de la presa NK. Generando menor salto potencial y por lo tanto menor producción eléctrica.

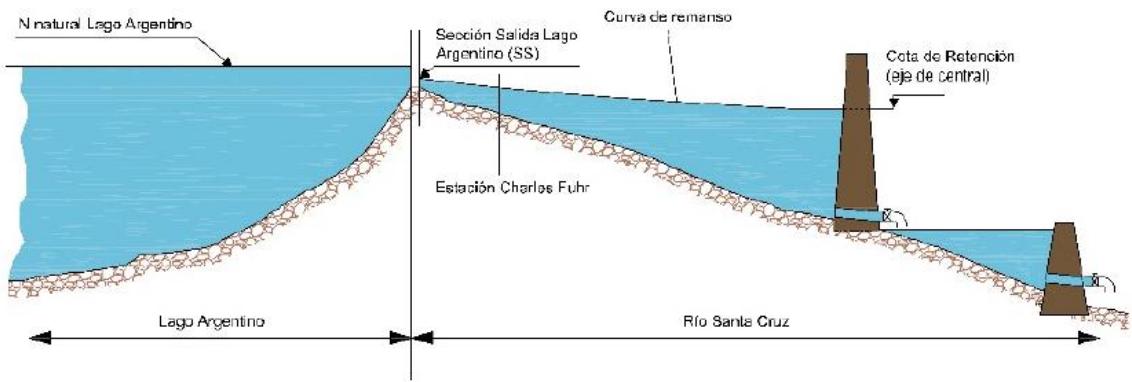


Imagen 33. Curva de remanso entre Lago Argentino y NK. Fuente: desconocida. Argentina, 2014.

# CAPITULO III. PROYECCIONES.

## III.I. INTRODUCCIÓN

La Tierra no es plana, tiene una forma que se asemeja a un esferoide, pero buscando aproximar un poco más, es similar a un elipsoide. Por otro lado, los sistemas satelitales determinan las coordenadas de un punto en un sistema cartesiano(**X, Y, Z**) como **ITRF**, pero estos valores no dan una idea de donde se ubica el punto respecto a la Tierra. Para una mejor compresión de cómo se distribuyen los puntos sobre la superficie terrestre se adoptan superficies de referencia elipsoidales. Con valores de ( $\varphi$ ,  $\lambda$ ,  $h$ ). Este es el caso de la red POSGAR07 y RAMSAC que utilizan el sistema WGS84 y son las redes de orden superior a las que se vincula el SAP de las presas.

Una proyección, es un conjunto de parámetros que establece una relación entre las coordenadas de un punto en un sistema de referencia y las coordenadas en una superficie plana.

## III.II. CLASIFICACIÓN DE LAS PROYECCIONES

Proyecciones según el tipo de superficie de proyección.

- Cilíndricas

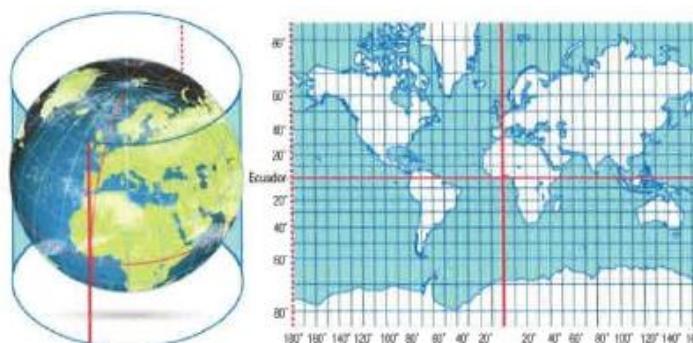


Imagen 34. Proyección Cilíndrica. Fuente: Proyecciones Cartográficas para NK y JC. IGN. Argentina, 2015.

- Cónicas.

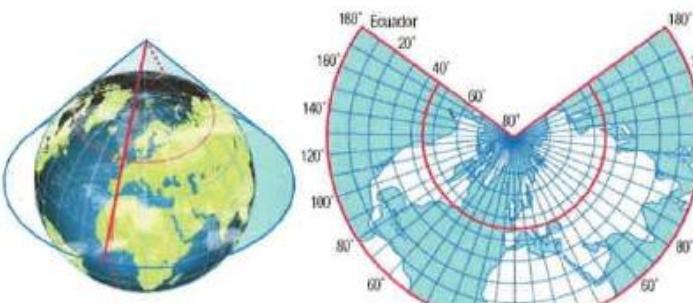


Imagen 35. Proyección Cónica. Fuente: Proyecciones Cartográficas para NK y JC. IGN. Argentina, 2015

- Polar.

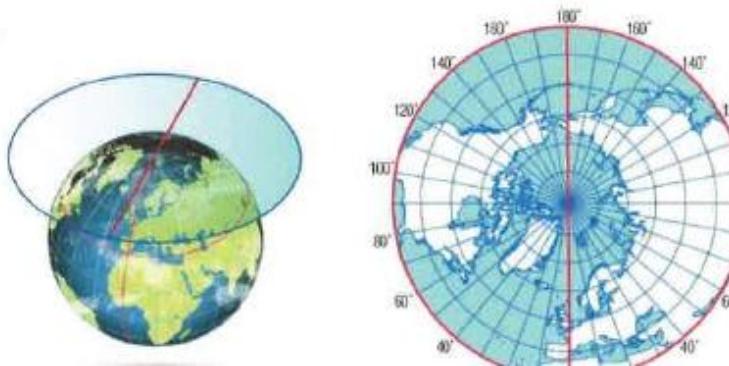


Imagen 36. Proyección polar. Fuente: Proyecciones Cartográficas para NK y JC. IGN. Argentina, 2015

#### Según la disposición relativa entre la superficie terrestre y la superficie de proyección.

- Tangente o normal.
- Secante o transversales.
- Oblicua.

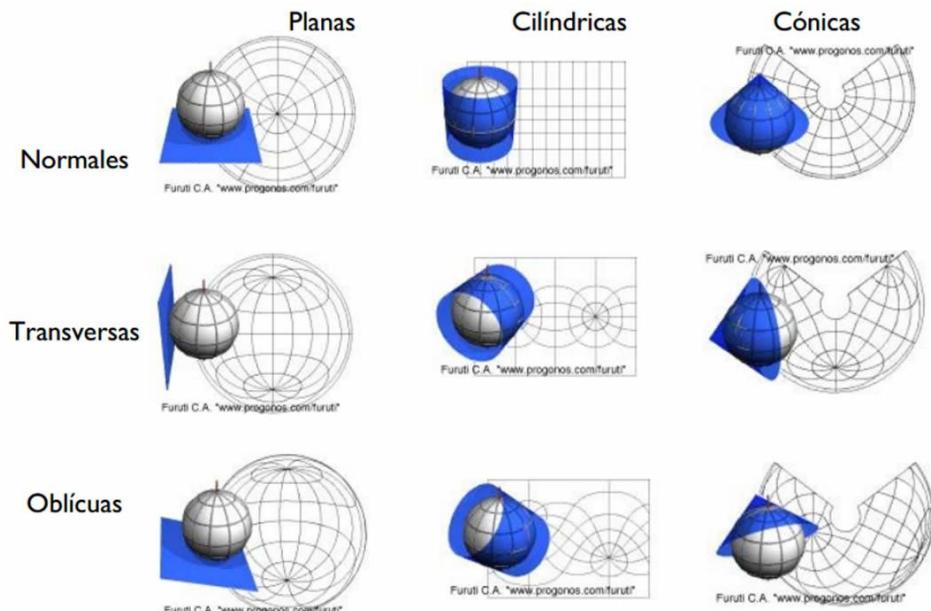


Imagen 37. Proyecciones Cartográficas y su desarrollo. Fuente: Desconocida.

#### Según la propiedad que posea una proyección.

- Proyecciones equidistantes o afiláctica: si conserva las distancias.
- Proyecciones equivalentes: si conservan las superficies.
- Proyecciones conformes: si conservan las formas o lo que es lo mismo, los ángulos.

### III.III. PROYECCIONES PARA LA OBRA

#### Introducción

La subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación encomendó al Instituto Geográfico Nacional la definición de proyecciones para la obra en cuestión. Lo que se necesita es una proyección que permita trabajar con equipos topográficos en la zona de obra. Sin embargo hasta aquí, los puntos del SAP tienen coordenadas vinculadas a un sistema geodésico. Nos encontramos en la necesidad de definir una proyección que permita trabajar en coordenadas planas.

La subcontratista DBA SA propuso una serie de proyección para las presas que a continuación se exponen con algunos de sus pros y contras.

##### **Proyección cilíndrica conforme de Gauss Krüger con meridiano central entre ambas presas.**

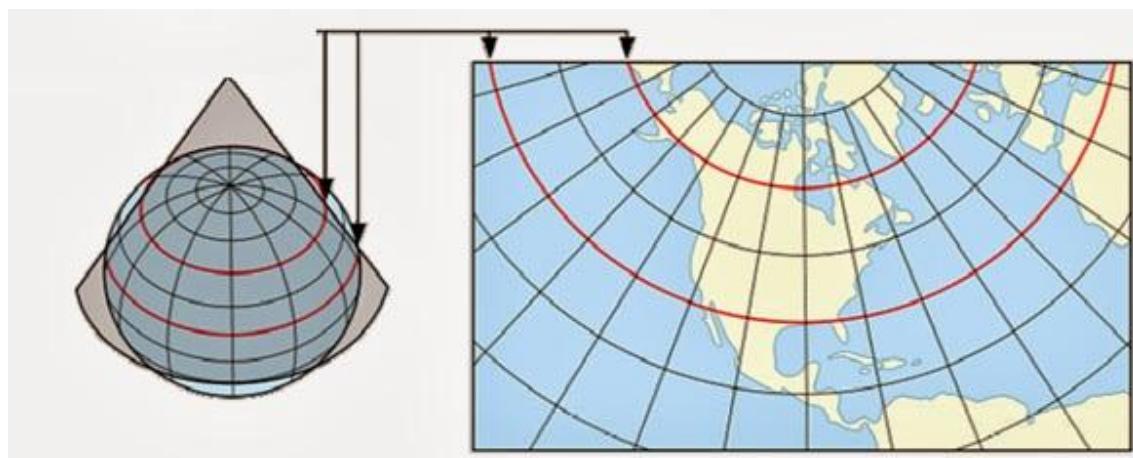
Esta proyección tiene la ventaja de que ambas presas se expresan en un mismo sistema de coordenadas planas. La desventaja es que se genera deformación en las zonas del cierre porque se aleja del meridiano de contacto, ya que entre ambas presas hay unos 48 km lineales.

##### **Proyección cilíndrica conforme de Gauss Krüger con meridiano central en cada presa.**

Estas proyecciones tienen las ventajas de tener muy pocos factores de deformación. Puesto que se utilizan solo para la zona de obra de la presa en sí misma. La principal desventaja es que no vincula una presa con otra en un sistema proyectivo de coordenadas planas. Esta desventaja se solucionaría con una proyección para la totalidad de la zona de obra y es la proyección que a continuación se describe.

##### **Proyección cónica de Lambert con dos paralelos secantes.**

Se pensó en una proyección cónica de Lambert que abarque la totalidad de la zona de obra. Desde la desembocadura en Lago Argentino hasta la desembocadura en el Océano Atlántico. Incluyendo a los Lagos Artificiales y las presas. Esta proyección sería de utilidad cartográfica, con limitaciones topográficas. Puesto que en las zonas más alejadas a los paralelos de contacto se generarían deformaciones incomodas para tareas de topografía.



#### **Proyecciones definidas por el I.G.N.**

Finalmente el IGN definió una proyección cilíndrica conforme de Gauss Krüger en cada eje de presa, sumando una cónica conforme secante en dos paralelos de Lambert para la totalidad de la obra.

## Represa Néstor Kirchner

Se ha adoptado una proyección Cilíndrica Transversa Conforme de Gauss, cuyos parámetros que la definen son los siguientes:

Latitud de Origen	-50° 12' 30"
Longitud del Meridiano Central	-70° 46' 30"
Falso Norte	50000 m
Falso Este	20000 m
Factor de escala del MC	1
Elipsoide de referencia	WGS84(G1150)

Tabla 9. Parámetros de Proyección Plana para NK. IGN. Buenos Aires, 2015.

Las coordenadas de origen son coincidentes con el centro del área del proyecto de la represa.

Los valores de Falso Norte y Este utilizados fueron definidos de modo tal que se evitara el uso de valores negativos, y que a su vez la decena de miles de su valor fuera siempre distinta entre Norte y Este, para mayor comodidad en el manejo de las coordenadas.

El elipsoide de referencia utilizado, es el mismo adoptado por el Marco de Referencia Geodésico Nacional POSGAR07, es decir WGS84 (G1150).

Las proyecciones conformes inevitablemente deforman los valores de las áreas y longitudes reales. La fórmula que expresa la relación entre una longitud proyectada y medida es:

$$m = 1 + \frac{Y'^2}{2R^2}$$

Este módulo de deformación es función del apartamiento al meridiano central ( $Y'$ ), y al radio medio terrestre ( $R$ ). A 15Km de distancia del meridiano central, se tiene una deformación de 3mm para una distancia de 1Km, o de 14mm para 5Km. Teniendo en cuenta que respecto al meridiano central del área no hay puntos a más de 3Km, puede concluirse que las deformaciones son despreciables a los efectos prácticos. Estos resultados permiten asegurar un importante aspecto que es la compatibilidad entre las mediciones GPS/GNSS y las realizadas por métodos topográficos (estación total o teodolito).

## Represa Jorge Cepernic.

Análogamente al caso anterior, se ha adoptado una proyección Cilíndrica Conforme de Gauss, cuyos parámetros que la definen son los siguientes:

Latitud de Origen	-50° 11' 30"
Longitud del Meridiano Central	-70° 07' 10"
Falso Norte	70000 m
Falso Este	30000 m
Factor de escala del MC	1
Elipsoide de referencia	WGS84(G1150)

Tabla 10. Parámetros de Proyección Plana para JC. IGN. Buenos Aires, 2015.

El análisis de deformaciones es idéntico al caso de la represa Néstor Kirchner.

### Área total del proyecto

En función de lo solicitado por la Subsecretaría de Recursos Hídricos, de tener un sistema de coordenadas planimétrico único para el manejo y análisis de la información relevada relativa al proyecto de

las represas, se comenzó estudiando la proyección más adecuada a adoptar que cumpla con estas características. Para ello primeramente se consideró un área limitada entre los paralelos de 49° 45'S y 50° 45'S, y los meridianos 67° 45'O y 73° 26'O, como puede observarse en la siguiente figura.



Imagen 38. Zona total de obra. IGN. Buenos Aires, 2015.

A la hora de escoger un sistema de proyección para la representación plana de una región geográfica es importante visualizar el sentido predominante en que se extiende el área. En éste caso, puede notarse que la misma se desarrolla en un sentido longitudinal, es decir, en sentido este-oeste. Se decidió adoptar la *Proyección Cónica Conforme de Lambert*.

#### Proyección Cónica Conforme de Lambert

Es una de las proyecciones más utilizadas a nivel mundial. Como su nombre lo indica, su construcción se inicia por la representación del elipsoide sobre una superficie auxiliar cónica, cuyo eje es coincidente con el eje de rotación terrestre, y que es tangente o secante a la superficie de referencia (elipsoide).

La proyección es conforme, es decir, conserva los ángulos. En topografía y geodesia, las proyecciones conformes son las más utilizadas, ya que la magnitud que conservan es fundamental para los cálculos topográficos y geodésicos.

Al paralelo donde el cono es tangente al elipsoide se lo conoce como paralelo estándar, entonces sobre éste las distancias no poseen deformación. A medida que aumenta la distancia al paralelo estándar en el sentido norte-sur, las distancias comienzan gradualmente a deformarse, implicando ello una deformación equivalente en las áreas. Por definición, los ángulos no se verán deformados en ningún punto del plano.

Para reducir las deformaciones en el sentido norte-sur, es posible adoptar un cono secante en lugar de uno tangente a la superficie del elipsoide, entonces existirán dos paralelos estándar, en los cuales no habrá deformación de las distancias.

De esta manera resulta una proyección apropiada para la representación de regiones de extensión predominantemente longitudinal, es decir, que se desarrollan territorialmente en sentido este-oeste. En el gráfico anterior se observan en color rojo los paralelos estándares de la proyección secante, los que no tienen deformación en las distancias.

## Proyección para el área total

A la hora de definir la proyección a utilizar, se tomó en cuenta que dentro del polígono del área afectada al proyecto, la zona más importante se ubica en torno al desarrollo del río Santa Cruz desde su nacimiento a su desembocadura, zona desarrollada entre los paralelos 49°55'S y 50°20'S. Teniendo en cuenta esto se decidió la utilización de una proyección cónica secante, cuyos paralelos estándar fueran los de 50°00'S y 50°20'S. De éste modo se garantiza un bajo nivel de deformación en la franja delimitada por dichos paralelos y en las proximidades exteriores a la misma. A medida que aumenta la distancia a ésta

franja el error aumenta, error inevitable que debe ser tenido en cuenta, pero que afecta a zonas de menor relevancia para el proyecto.

En la siguiente figura, se puede apreciar en color naranja la zona de mínima deformación de la proyección cartográfica.



Imagen 39. Zona total de obra (verde) y zona con proyección cónica (amarillo). IGN. Buenos Aires, 2015.

Los parámetros de la proyección Conforme Cónica de Lambert definida son los siguientes:

Latitud de Origen	-50º 10'
Longitud del Meridiano Central	-70º 48'
Paralelo estándar 1	-50º 00'
Paralelo estándar 2	-50º 20'
Falso norte	700000 m
Falso este	250000 m
Elipsoide de referencia	WGS84

Tabla 11. Parámetros Proyección Cónica. IGN. Buenos Aires, 2015.

Con estos parámetros se podrá representar la totalidad del área en una misma proyección cartográfica y a través de los mismos se podrán calcular las coordenadas geodésicas sobre la superficie del elipsoide para controlar geométricamente la obra.

Ya se ha mencionado que toda proyección cartográfica inevitablemente implica deformaciones en las magnitudes reales. A continuación se las analizarán para establecer los límites en función de las tolerancias establecidas.

Se define al grado de deformación en un punto con el nombre de Módulo de Deformación ( $m$ ), donde:

$$m = \frac{\text{Distancia Real}}{\text{Distancia Proyectada}}$$

Sobre los paralelos estándar las deformaciones lineales son nulas, representan fielmente la realidad, es decir,  $m = 1$ . A medida que las mediciones se alejan hacia el norte del paralelo estándar 1 y hacia el sur del paralelo estándar 2 las deformaciones son positivas, es decir, " $m$ " toma valores mayores a la unidad. Por último, entre los paralelos estándar 1 y 2 las deformaciones son negativas, entonces las distancias proyectadas son menores a las reales, aunque en un bajo grado, entonces, para éste caso " $m$ " es menor a la unidad.

Para cuantificar las deformaciones que produce esta proyección cartográfica se han dispuesto vectores de 2Km y 10Km en sentido norte- sur a distintas latitudes, abarcando el área de estudio, de manera tal de tener un panorama en relación a distancias cortas y largas. Para esclarecer la visualización del cuadro, se ha sombreado con color naranja la zona delimitada por los paralelos estándar. A continuación se disponen los resultados obtenidos:

Distancia geodésica de 2Km, sentido norte-sur		
Latitud[°,']	Distancia proyectada[m]	Diferencia[m]
-4940	2000.06	0.06
-4950	2000.02	0.02
-5000	2000.00	0.00
-5010	1999.99	-0.01
-5020	2000.00	0.00
-5030	2000.03	0.03
-5040	2000.07	0.07
-5050	2000.13	0.13

Tabla 12. Análisis de deformaciones 2 Km. IGN. Buenos Aires, 2015.

En la zona sombreada, el error relativo producido por la deformación es menor a 1:200.000, es decir por debajo de los errores producidos por las mediciones realizadas con los métodos topográficos clásicos.

Distancia geodésica de 10Km,sentido norte-sur		
Latitud[°,']	Distancia proyectada[m]	Diferencia[m]
-4940	10000.27	0.27
-4950	10000.08	0.08
-5000	9999.98	-0.02
-5010	9999.96	-0.04
-5020	10000.03	0.03
-5030	10000.18	0.18
-5040	10000.41	0.41
-5050	10000.73	0.73

Tabla 13. Análisis de deformaciones para 10 Km. IGN. Buenos Aires. 2015.

En la zona sombreada, el error relativo producido por la deformación es menor a 1:250.000, es decir por debajo de los errores producidos por las mediciones realizadas con los métodos topográficos clásicos.

Puede notarse que para ambas distancias, las deformaciones son mínimas en relación a las exigencias establecidas para el proyecto.

En el caso de la distancia de 2Km, fuera de la región sombreada, las deformaciones son levemente mayores. Sin embargo, es justo recordar que, a partir de la latitud de -50º 30' hacia el sur, la región afectada por el proyecto es de una dimensión reducida, y menos relevante, por lo cual es admisible una deformación mayor.

El mismo concepto aplica para los vectores de 10Km, sobre todo teniendo en cuenta que la longitud de estos vectores en esas zonas es menos frecuente. Puede notarse entonces que existen deformaciones entre 40cm y 70cm en las regiones meridionales del área, pero como se mencionó, dichas regiones son las menos importantes en el área total del proyecto. Entonces, la proyección conforme cónica de Lambert garantiza deformaciones mínimas en la zona de trabajo preponderante del proyecto (entre las latitudes de -49º 55'S y -50º 25'S).

Como se ha remarcado en el planteo general del problema tratado, el único medio de compatibilizar las mediciones topográficas con coordenadas geodésicas es mediante la adopción de una proyección conforme de Gauss local. Si se quisiera realizar dichas mediciones en áreas externas a las de las fajas locales de cada represa, será necesario aplicar una faja local para el área en cuestión.

A los efectos de la impresión cartográfica, todas las deformaciones se ven absorbidas por el error de apreciación propio de la escala de representación, sea cual fuere el tamaño del papel a utilizar.

## III.IV. RESUMEN DEL CAPÍTULO

Sistemas de Proyección.

Proyección cilíndrica de Gauss Krüger para Néstor Kirchner

Latitud de Origen	-50° 12' 30"
Longitud del Meridiano Central	-70° 46' 30"
Falso Norte	50000 m
Falso Este	20000 m
Factor de escala del MC	1
Elipsoide de referencia	WGS84

Tabla 14. Parámetros de Proyección Plana para NK. IGN. Buenos Aires, 2015.



Imagen 40. SAP NK con el punto de origen de Proyección para topografía. Del autor. Córdoba, 2015

Proyección cilíndrica de Gauss Krüger para Jorge Cepernic

Latitud de Origen	-50° 11' 30"
Longitud del Meridiano Central	-70° 07' 10"
Falso Norte	70000 m
Falso Este	30000 m
Factor de escala del MC	1
Elipsoide de referencia	WGS84

Tabla 15. Parámetros de Proyección Plana para JC. IGN. Buenos Aires, 2015.



Imagen 41. SAP JC con el punto de origen de Proyección para topografía. Del autor. Córdoba, 2015

#### Proyección cónica conforme de Lambert para la totalidad de la obra.

Latitud de Origen	-50º 10'
Longitud del Meridiano Central	-70º 48'
Paralelo estándar 1	-50º 00'
Paralelo estándar 2	-50º 20'
Falso norte	700000 m
Falso este	250000 m
Elipsoide de referencia	WGS84

Tabla 16. Proyección cónica conforme de Lambert. IGN. Buenos Aires, 2015.

Los parámetros de proyección serán los aplicados para convertir los puntos del SAP. Quedando en 2 proyecciones cada SAP. La proyección propia que se utilizará para las tareas topográficas, y la proyección cónica para la totalidad de la obra. Esta última como ya de explico, para que se interrelacionen todos los objetos que conforman la obra.

# CAPÍTULO IV. REDES GEODÉSICAS

## IV.I. INTRODUCCIÓN

Los Sistemas de Posicionamiento Global permiten determinar las coordenadas de un punto sobre la Tierra. Se fundamentan en la medición del tiempo que tarda una onda en recorrer la distancia satélite – receptor. Los sistemas aptos para uso civil son el GPS y el GLONASS, norteamericano y ruso. En conjunto conforman el GNSS o Sistema Global de Navegación por Satélite, sistema utilizado en las mediciones de esta obra. Como toda medición está afectada por errores de la tecnología en sí, de los factores climáticos, de los estacionamientos, de metodologías y los siempre posibles errores groseros. Sin embargo, con los recaudos necesarios y el ajuste de redes se logran precisiones al centímetro. Imagine el lector que el ajuste de Redes análogo a una Poligonometría para un polígono. El Ajuste consiste en compensar una figura geométrica que no cierra. Distribuyendo las diferencias de forma uniforme y con el menor cambio en la figura original.

Esto descompone en dos partes la determinación de coordenadas:

- Mediciones satelitales
- Procesamiento y ajuste de redes.

La primera requiere de un conocimiento sobre los tipos de receptores y las metodologías de medición. Consiste en las tareas de campaña y su resultado son archivos “crudos” de medición. Que no dicen nada en sí mismos y por este motivo necesitan ser procesados.

La segunda se basa en conceptos de álgebra, análisis matemático, geométrica y estadística. Consiste en cálculo y se ve ampliamente beneficiado por la informática. Sus tareas consisten en el procesamiento de los datos medidos en campaña y el resultado es una figura geométrica con puntos representados por coordenadas. Dichas coordenadas llevan asociadas una elipse de error, que se representan por un semieje menor, un semieje mayor y la orientación de este último.

## IV.II. SISTEMAS DE POSICIONAMIENTO SATELITAL

Los Sistemas de Posicionamiento Satelital permiten determinar las coordenadas de un punto sobre el planeta. Existen 2 sistemas de posicionamiento satelital activos para uso civil. Estos son:

- GPS o Sistema de Posicionamiento Satelital. Dependiente del Departamento de Defensa de Los Estados Unidos de América, creado con fines militares y disponible para uso civil.
- GLONASS o Sistema Orbital de Navegación por Satélite. Dependiente del Ministerio de Defensa de la Federación Rusa.

Ambos Sistemas de Posicionamiento Satelital conforman el GNSS o Sistema Global de Navegación Satelital, dependiente del IGS o Sistema Internacional GNSS. Esta última, compuesta por más de 200 agencias de todo el mundo. Su finalidad es proporcionar datos precisos de los sistemas GPS y GLONASS, es decir que, utilizando un receptor GNSS podemos realizar mediciones a satélites de ambas constelaciones.

## Principio geométrico de las técnicas satelitales

Consiste en generar esferas con centro en el satélite. Cuyo radio será la distancia Satélite – Receptor. La intersección de las distintas esferas de cada par satélite- receptor determina la ubicación del receptor. Es decir:

- 1 satélite determina una esfera.
- 2 satélites generan 2 esferas. Cuya intersección es un círculo.

- 3 satélites determinan 3 esferas. Cuyas intersecciones son 2 puntos. De los cuales, el más cercano al origen del sistema es el receptor.

El Posicionamiento satelital se basa en la medida de la distancia receptor - satélite.

- El Observable GPS es una medida de dicha distancia derivada de:
- Medidas de tiempo (código)
- Diferencias de fase (fase)
- Variación Doppler de frecuencia (Desplazamiento Doppler)

Por comparación entre la señal recibida por el receptor procedente del satélite, y la réplica de dicha señal generada por el receptor.

Se desarrolla de manera resumida el funcionamiento de los Sistemas de Posicionamiento Satelital. Si el lector desea profundizar los conocimientos, se recomienda el libro de Huerta-Mangiaterra- Noguera, **GPS - Posicionamiento Satelital**, Rosario 2005.

## Algunas definiciones y unidades

- Efemérides: es el conjunto de parámetros que permiten calcular la órbita de cada satélite y su posición. Es decir, sus coordenadas. Podemos distinguir:
- Efemérides transmitidas: el usuario las recibe en el instante de observación. Se envía desde las estaciones de control al satélite y de este al usuario.
- Efemérides precisas: son calculadas a posteriori. Proporcionan coordenadas más precisas que las transmitidas. El usuario las puede bajar de varias páginas de internet.
- Datum: es el Sistema de Referencia que el receptor está utilizando. Es importante prestar atención a dicha configuración.

Magnitud	Unidad	Algunas cantidades
Tiempo	1 s	Lapso del código C/A = 1 ms
Longitud	1 m	Longitud de onda de L1 ~ 0.19 m
Velocidad	1 m/s	C ~ 300000 km/s = 0.3 m/ns
Frecuencia	1 hz = 1 ciclo/s	Frecuencia de L1 ~ 1.5 Ghz

Imagen 42. Unidades de medida. GPS – Posicionamiento Satelital UNR, Rosario 2005

## Constitución de los Sistemas de Posicionamiento Satelital.

Los Sistemas de Posicionamiento Satelital consisten de 3 segmentos bien definidos:

- El segmento de control
- El segmento espacial
- El segmento del usuario.

## Segmento espacial.

Constituido por los satélites artificiales que orbitan alrededor de la Tierra, mediante los cuales se hacen las mediciones de pseudo distancias.

Características	GPS	GLONASS
Nº de satélites	24	24
Nº de planos orbitales	6	3
Inclinación orbital	55º	64.8º
Coordenadas espaciales	WGS 84(G1150)	PZ-90.02
Radio orbital	26560 km	25510 km
Período orbital	11h 58min	11h 15min

Tabla 17. Características GPS y GLONASS. Fuente: Desconocida. Córdoba, 2015.

## Segmento de control.

Estaciones de control que materializan el marco de referencia del sistema de referencia. Entre sus funciones se encuentra la de determinar las correcciones a las efemérides satelitales.

### ■ 18 estaciones



Imagen 43. Segmento control GPS. Curso de Georreferenciación. Mendoza, 2013.

## Segmento del usuario.

Son los receptores que utiliza el particular para medir. Podríamos decir que las Estaciones Permanentes pueden funcionar tanto como segmento de control (como en el caso de la Estación de Bs As). Pero también como segmento del usuario. Pues se puede utilizar dicha EP como base para mediciones.

# Errores en las mediciones mediante técnicas satelitales

Toda medición está sujeta a distintos errores, y las mediciones satelitales no son la excepción. Supongamos la medición con un receptor aislado.

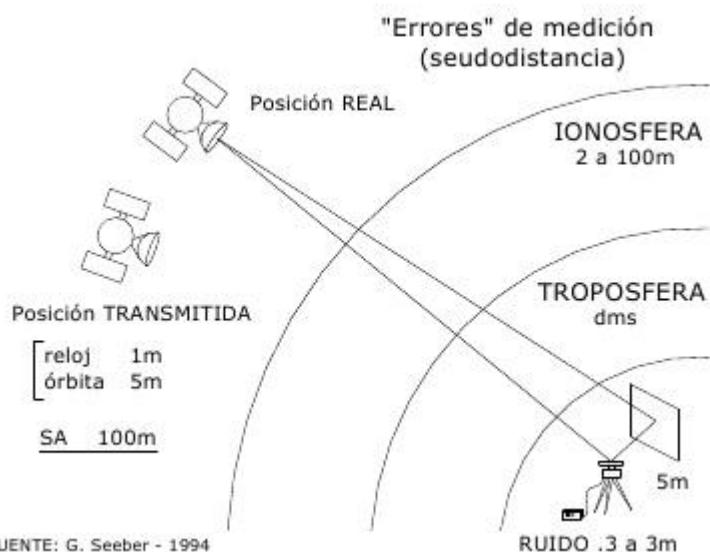


Imagen 44. Error en los observables. GPS Posicionamiento Satelital, UNR 2005.

### Error en los relojes.

- Error del reloj del receptor
- Error del reloj del satélite

*Error residual resultante de ambos = 0,3 – 4 m.*

### Errores en los parámetros orbitales

- Precisión efemérides transmitidas ~ error 1 a 5 m.
- Efemérides precisas (formatos SP3 y EF18) Finales: 2 semanas después.

*Error en modo diferencial con efemérides precisas < 2,5 cm.*

### Efectos atmosféricos

La velocidad de propagación de una onda por un medio está en función del índice de refracción para dicho medio.

- Refracción troposférica
- Refracción por ionosfera

*Error residual en modo diferencial < 1 -3 cm*

### Multipath

Múltiples reflexiones de la señal. Es decir, señal directa + señales reflejadas.

Error <5 m.

Con las consideraciones necesarias podemos despreciar este error.

**Pérdidas de ciclo:** Interrupción de la señal (obstrucción, baja calidad de la señal, fallos de hardware, etc.).

Se soluciona con métodos para la detección y reparación (error residual).

**Variación del centro de fase de la antena:** Falta de coincidencia entre el centro radioeléctrico (punto al que se posiciona) y el centro físico de la antena. Se soluciona leyendo las características técnicas y los datos de los observables.

**Máscara de elevación:** Permite restringir el cálculo, sólo se tienen en cuenta los satélites que estén por encima de dicha máscara. Se configura para tener una geométrica conveniente.

**Intervalo de registro:** Intervalo de tiempo en el cual se registrará el valor de cada observable. (5 - 15 segundos). Se configura en el receptor.

**Época:** Tiempo de observación/Intervalo de registro.

## Técnicas de observación

### Según el sistema de referencia

- Absoluto(autónomo)
- Relativo(diferencial)

### Según el movimiento de los receptores

- Estático
- Dinámico

### Según las observables registradas

- Fase
- Código

### Según el momento del cálculo

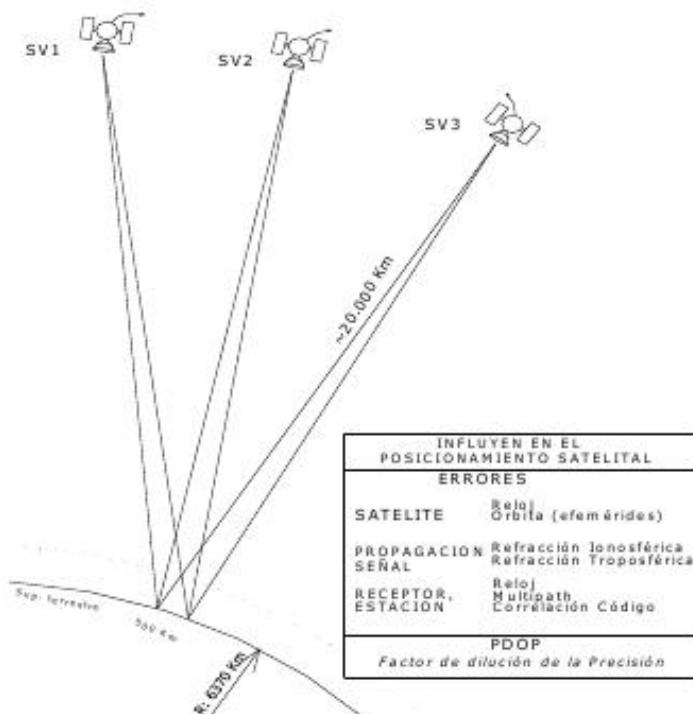
- Postproceso
- Tiempo real

## El posicionamiento diferencial

Los satélites orbitan a grandes alturas (aproximadamente 20.000 km sobre la superficie terrestre). Si colocamos 2 receptores no muy alejados entre sí, digamos 100 km observamos que la distancia receptor-receptor es varias veces menor que la receptor-satélite. Siendo que las señales recorren zonas similares de la atmósfera, las diferencias que genera también son similares. Por lo tanto, midiendo a mismos satélites, los errores de relojes y orbitas de satélites al igual que sus influencias serán iguales para ambos.

Excepto los errores propios del receptor y el efecto Multipath, ambas estaciones estarán afectadas por los mismos errores.

Si conocemos la posición del punto donde se coloca el receptor base, por ejemplo un punto POSGAR. Podremos realizar las correcciones que resulten para cada época de medición. Este es el principio de corrección diferencial. Conceptualmente se puede realizar vectores entre receptores de hasta 500 km, pero, se recomienda que no sean mayores a los 100 km, puesto que un aumento de la distancia genera una degradación de las precisiones.



**Figura 2**

Imagen 45. Errores en el posicionamiento diferencial. UNR. Rosario, 2005.

## Método elegido para las mediciones en el SAP

Se busca las mayores precisiones posibles. Lo que obliga a elegir una metodología de medición acorde a las necesidades. Por esto se elige el siguiente método:

### Según el sistema de referencia

- Absoluto(autónomo)
- **Relativo/diferencial**

### Según el movimiento de los receptores

- **Estático**
- Dinámico

### Según las observables registradas

- **Fase**
- Código

### Según el momento del cálculo

- **Postproceso**
- Tiempo real

Es decir, método diferencial, estático, en sesiones prolongadas de 6 a 8 hs, con mediciones de fase y en Postproceso con efemérides finales.

## IV.III. AJUSTE DE REDES

### Introducción

Cuando medimos en método diferencial, lo hacemos a puntos de un marco de apoyo y puntos nuevos a determinar sus coordenadas. El método diferencial arroja errores que son aceptables en cuanto a las mediciones, pero estos errores generan figuras geométricas que puede presentar diferencias de:

- Escala
- Rotación
- Posición
  - Altimétrica
  - Planimétrica
  - Planialtimétrica

Por ejemplo, supongamos que se miden 4 puntos. De los cuales son:

- 2 puntos base POSGAR (coordenadas determinadas)
- 2 puntos nuevos (coordenadas a determinar)

Cuando el software genere los puntos en la pantalla, aparecen diferencias en las coordenadas de los puntos base, vectores con diferencias en los puntos nuevos, etc. Esto no quiere decir que está mal medido, significa que los errores en las mediciones generan diferencias y estas últimas deben ser distribuidas de la manera más conveniente posible. La solución es justamente el ajuste de rede, sin embargo, estas diferencias deben ser valores aceptables para realizar el ajuste.

*El ajuste de redes consiste en metodologías de cálculo, cuya finalidad es compensar errores en una figura geométrica, generando las mínimas deformaciones y con la posibilidad de determinar las elipses de error resultas de la compensación.*

### Método de mínimos cuadrados<sup>18</sup>

Es un mecanismo matemático que permite obtener una solución partiendo de un conjunto redundante de observaciones (variables aleatorias), permitiendo además, llevar a cabo el control de calidad de las medidas geodésicas y un análisis estadístico de la solución encontrada. Se compone de un modelo matemático y un modelo estocástico, siendo ambos indispensables, y contribuyen al algoritmo de ajuste.

El modelo matemático pretende expresar, matemáticamente, la relación existente entre observaciones, y entre observaciones y los parámetros o incógnitas de ajuste. Por otro lado, el modelo estocástico, introduce información sobre la calidad de las observaciones y posible correlación entre ellas, donde las varianzas de las observaciones comprenden dicho modelo.

Cuando realizamos más de una medición a una determinada entidad (vector, ángulo, etc.) contamos con valores supernumerarios. Estos nos permitirán realizar una compensación por mínimos cuadrados.

### Procedimiento

Hay un concepto ya dicho y que será repetido una vez más para el tema de ajuste de redes:

“Siempre que medimos una magnitud, estamos sujetos a errores”

---

<sup>18</sup> Basado en Armando Del Bianco. **Topometría y Micro geodesia, Apuntes de Clases**. Córdoba. 2000.

Los errores pueden ser de distinto origen, responder a distintos comportamientos e influir de maneras particulares. Sin embargo lo que se debe aceptar es que siempre que se mide, se mide con error. Cuando se hace un ajuste de redes lo que es se hace es, aceptar esta condición y buscar la manera más conveniente de acomodar la figura. Para el ajuste es necesario 2 cosas fundamentales:

- Magnitudes aceptadas como ciertas;
- Magnitudes supernumerarias a ajustar.

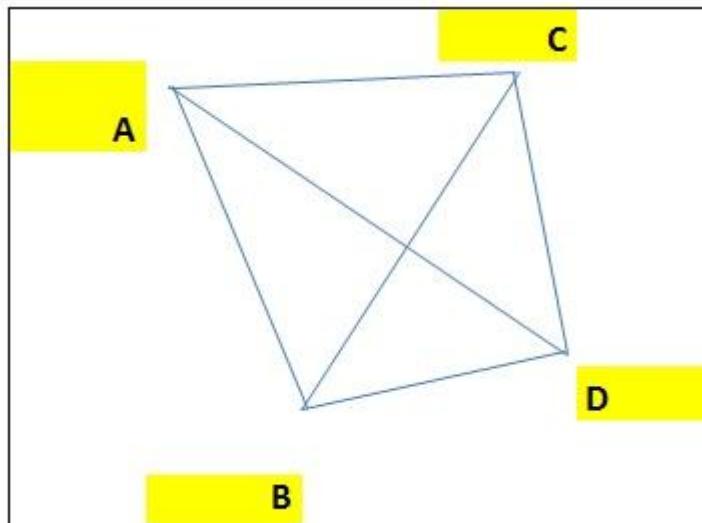


Imagen 46. Polígono de ejemplo para ajuste de redes. Julio Manuale. Córdoba, 2012.

Supongamos ciertas las coordenadas de los puntos A y B y por tanto la distancia AB entre los mismos. Luego medimos mediante receptores satelitales los 4 puntos A, B, C y D. lo primero que se encuentra es diferencias entre las coordenadas originales y medidas de A y B. lo cual lleva a suponer que los valores medidos C y D también tienen diferencias en lo que serían sus valores ciertos. Pero estamos obligados a “hacer coincidir las figuras”, y es cuando entramos en el ajuste de redes. Consistente en buscar la mejor forma de acomodar la figura medida respecto a las magnitudes “ciertas”, sin embargo, es fundamental generar la menor deformación posible y para eso se utiliza el método de mínimos cuadrados. Expresado en términos.

Si definimos la ecuación:

$$l_o + v = l_a + dl = l$$

Dónde:

- $l_o$  valor de la magnitud observada;
- $v$  corrección de la observación;
- $l_a$  valor aproximado de cálculo;
- $dl$  corrección calculada;
- $l$  valor final ajustado.

Aceptamos el carácter diferencial de “ $dl$ ” y la anterior expresión puede escribirse:

$$v = dl / .x dX + dl / .y dY + \dots + l_a - l_o$$

De esta forma se obtiene un sistema, donde habrá tantas ecuaciones como observaciones realizadas y tantas incógnitas como coordenadas.

Expresándolo en forma matricial resulta:

$$v = AX + L$$

Dónde:

- $A$  es la matriz dependiente de la **configuración del sistema**;
- $X$  es la matriz de las **incógnitas**;

- *Es la matriz de los términos independientes.*

La matriz **A** depende únicamente de la configuración del sistema, de la forma de la figura y por ende de los enlaces establecidos entre los vértices. Si se cambia un vértice de lugar, o se agregan ataduras, cambian los resultados. Es decir que, las diferencias que se presentan producto de los errores de mediciones, condicionan la configuración de la matriz **A** y por tanto los resultados del ajuste. Este es el procedimiento que se sigue para el ajuste de redes por mínimos cuadrados.

## **Software de procesamiento.**

Gracias al gigantesco avance de la informática, los ajustes se pueden hacer con software. De hecho, existen una inmensa variedad de programas que permiten hacer el ajuste de redes. Se pueden distinguir 2 tipos, estos son:

- Programas de ajuste comerciales;
- Programas de ajuste científicos.

Los comerciales son los utilizados por particulares de la topografía y la geodesia. Algunos de estos son gratuitos. Además, muchas compañías vendedoras de equipamientos GNSS ofrecen programas de procesamiento, como es el caso del TBC en sus distintas versiones. Se utilizan para densificar puntos, atados a una red de orden superior como la POSGAR, es decir, son de uso particular.

Los programas de tipo científico son mucho más específicos. Con opciones de cargar otro tipo de datos como valores atmosféricos, mareas, etc. Se utilizan para generar las redes base, como por ejemplo la red POSGAR.

## **Diseño de la red de vinculación del SAP**

De común acuerdo con los docentes e investigadores de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura de la Universidad de Rosario, los cuales estuvieron a cargo del procesamiento y ajuste de redes, se planteó lo que se consideró la mejor alternativa. Consiste en medir:

- 2 puntos RAMSAC: **UNPA** y **CHLT**;
- 3 puntos POSGAR: **GERO**, **JUNA**, **PBNA**;
- 1 punto del SAP en cada presa: **250S** en **NK** y **2LI** en **JC**.

De esta manera se calcula una red, donde los puntos nuevos pertenecen a un punto de cada presa. Luego se calcula un polígono en cada presa, que vuelve a medir estos 2 puntos nuevos. De esta manera queda todo vinculado a POSGAR.

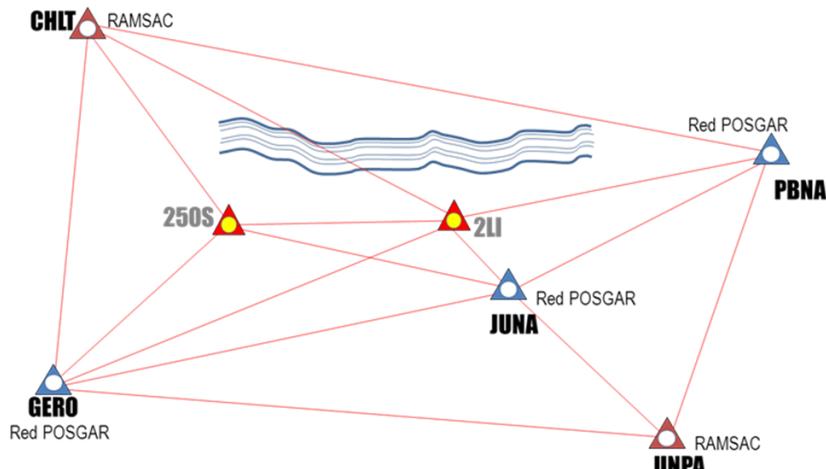


Imagen 47. Modelo de redes planteado. Informe de resultados. DBA, 2015.

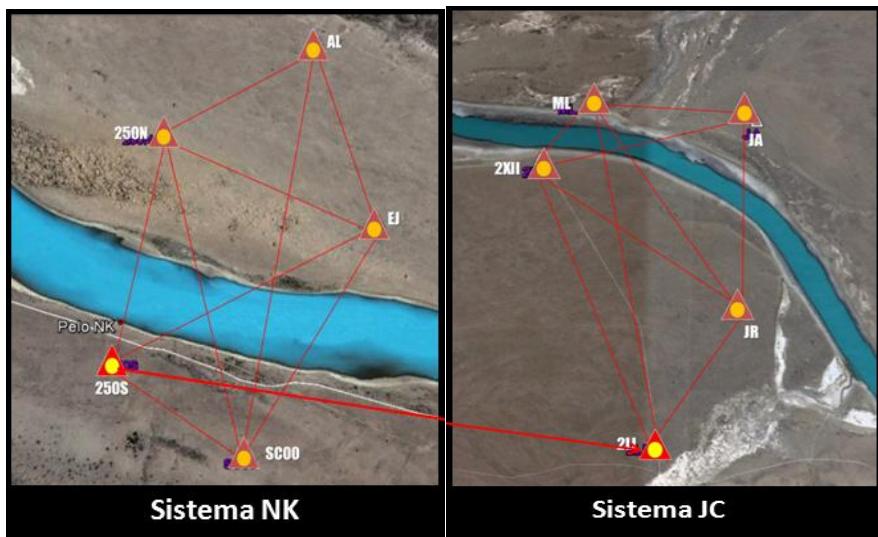


Imagen 48 y 49. Esquema de los Sistemas NK y JC. - Vector 250S-2LI

El procesamiento y los resultados se exponen en el capítulo VIII, que se exponen en forma resumida a continuación:

- ✓ Mediciones con receptores satelitales en simultáneo;
- ✓ Procesamiento de vectores mediante 3 estrategias distintas, que son;
  - Fijando UNPA;
  - Fijando JUNA;
  - Fijando UNPA con coordenadas SIRGAS;
- ✓ Ayuste de Redes mediante 2 estrategias, estas son;
  - Fijando un solo punto para comprobar internamente la red. Se fijó UNPA
  - Fijando los 5 puntos de coordenadas conocidas (POSGAR), obteniendo errores de cierre y en las coordenadas de los puntos 250S y 2LI precisiones compatibles con las precisiones POSGAR.

# CAPITULO V. LA OBRA Y LA ZONA

## V.I. EL RIO SANTA CRUZ

El Río Santa Cruz se ubica en la Provincia de Santa Cruz, nace en el Lago Argentino y recorre 385 km hasta su desembocadura en el Océano Atlántico, en un estuario que comparte con el Río Chico. El día domingo 15 de febrero de 2015, la presidenta de la Nación, Dra. Cristina Fernández de Kirchner, firmo los convenios para el inicio de la obra “*Aprovechamiento Hidroeléctrico del Rio Santa Cruz*”. Con un plazo de 66 meses para su realización y una inversión de 4.714.350.000 de dólares y prevé una generación anual de energía estimada en 5000 GWh/año.

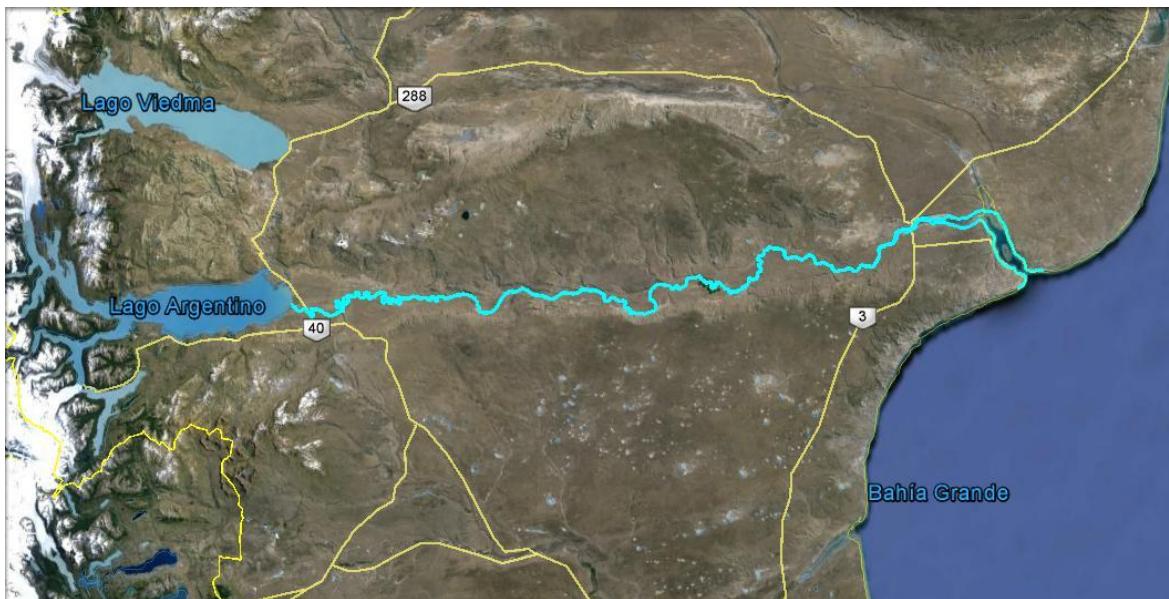


Imagen 50. Río Santa Cruz desde su naciente hasta su desembocadura. Del Autor. Santa Cruz, 2015.



Imagen 51. Imagen de la zona sur del Territorio Argentino. Del Autor. Santa Cruz, 2015.

## V.II. POBLACIONES MÁS CERCANAS

**El Calafate:** 22.000 habitantes. Ubicado en la margen Sur del Lago Argentino. Comunicada con la Ruta Nacional N° 40 mediante la Ruta Provincial 11. Combustible, telefonía, internet, hospital de alta complejidad y aeropuerto internacional con vuelos de cabotaje diarios.

**Puerto de Punta Quilla:** se ubica en la margen sur del estuario del Rio Santa Cruz. A 4,5 kilómetros de la desembocadura en el Mar Argentino. Puerto de ultramar.

**Puerto Santa Cruz:** 4.500 habitantes. Ubicado en la margen sur del estuario del Rio Santa Cruz. A 17 km de Punta Quilla. Combustible, telefonía, internet y aeropuerto con pista de tierra.

**Comandante Luis Piedra Buena:** 6.500 habitantes. Ubicada en la margen norte del Rio Santa Cruz y sobre la RN N°3. Combustible, telefonía, internet, hospital regional y aeropuerto con pista de tierra.

**Rio Gallegos:** se ubica en el extremo suroeste de la Provincia de Santa Cruz. Es la última ciudad que atraviesa la RN N°3. Combustible, telefonía, internet, hospital de alta complejidad y aeropuerto internacional con vuelos de cabotaje diarios.

**La Esperanza:** ubicada en el cruce de la RP N°5 y RP N°2. Es el asentamiento más cercano a la zona de la presa NK. Combustible, telefonía, internet.

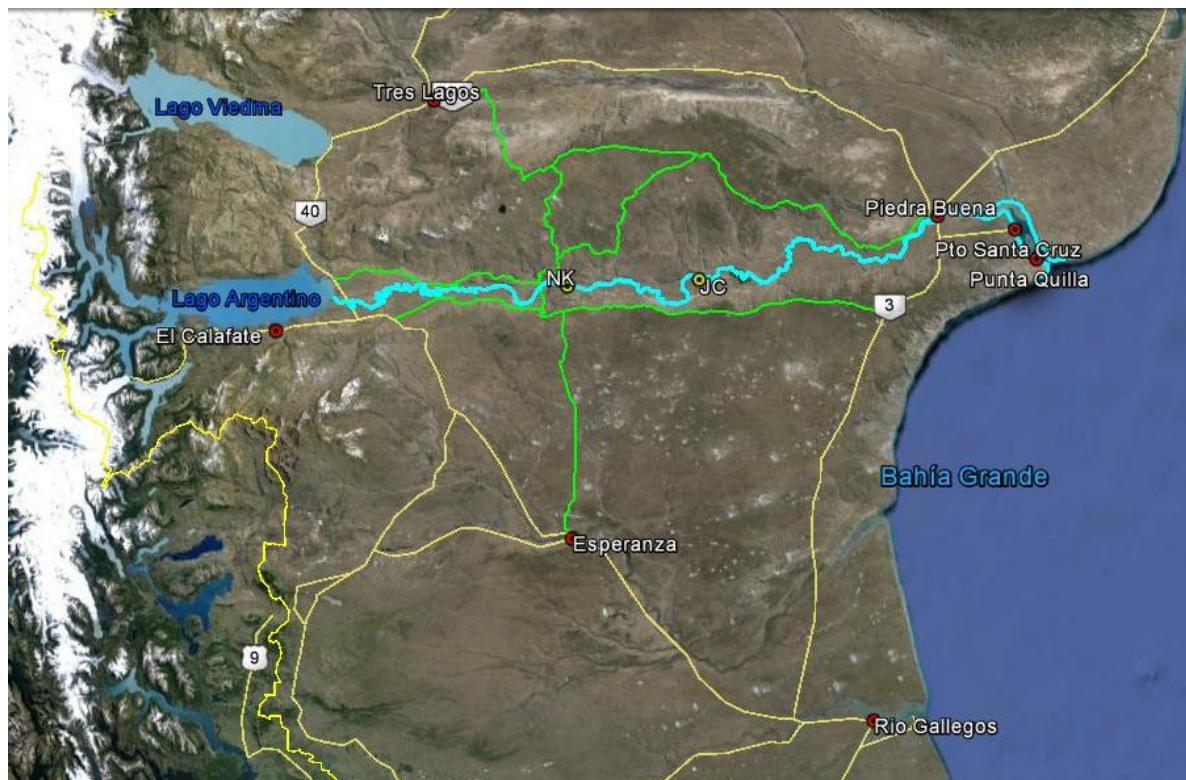


Imagen 52. Rutas nacionales (amarillo), provinciales (verde) y poblaciones. Del Autor. Santa Cruz, 2015.

# V.III. VÍAS DE TRANSPORTE TERRESTRE

## Rutas nacionales

**Ruta Nacional N° 3:** recorrido norte-sur del lado este de la Provincia de Santa Cruz, próximo al Mar Argentino. Atravesando Caleta Olivia, Fitz Roy, Puerto San Julián, Cmte. Luis Piedra Buena y Rio Gallegos. Asfaltada. En época invernal con nieve y escarcha.

**Ruta Nacional N° 40:** recorrido norte-sur al oeste de la Provincia de Santa Cruz, sobre el lado Cordillerano. Atraviesa las localidades de Tres Lagos y 28 de noviembre. Por medio de rutas provinciales comunica a Gobernador Gregores, El Calafate, Rio Turbio y Rio Gallegos desde el cruce por la RN N° 3. Asfaltada, con algunos tramos en obra de asfaltado. En época invernal con nieve y escarcha.

**Ruta Nacional N° 288:** su recorrido es oeste-este. Atravesando el centro de la Provincia de Santa Cruz. Inicia en Punta Quila, atravesando Puerto Santa Cruz, Cmte. Piedra Buena y finaliza en Tres Lagos. Con un recorrido de 272 km. Al oeste del cruce con la RP N°27 es de ripio, en tanto que, al este es de asfalto. En época invernal con nieve, escarcha y barro.

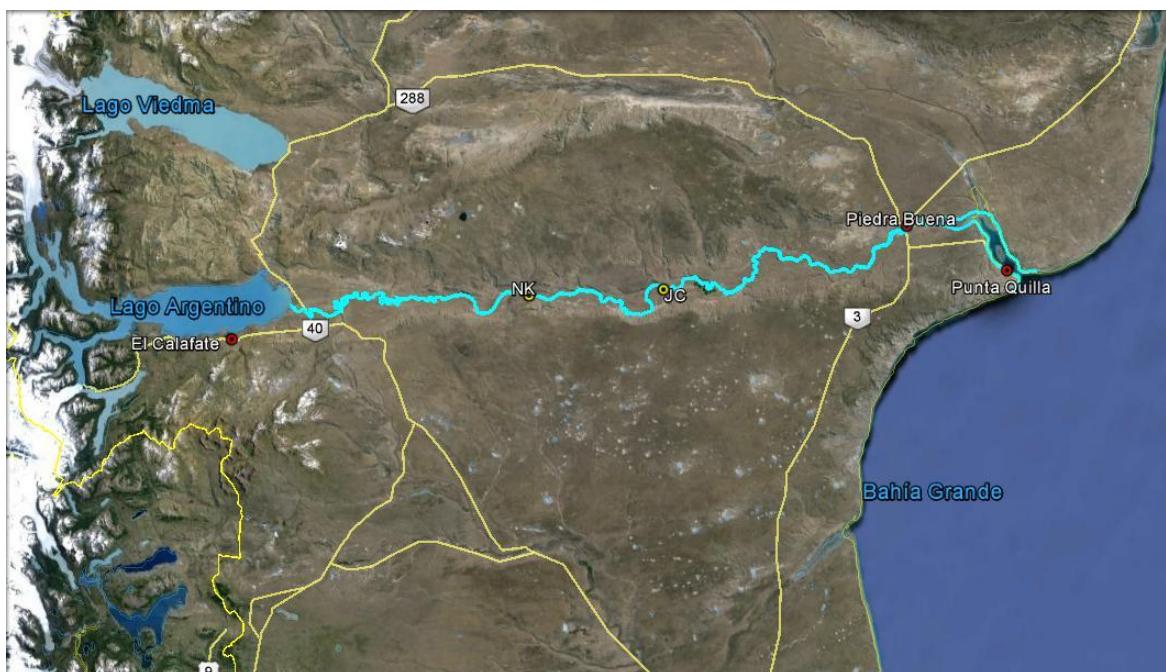


Imagen 53. Rutas Nacionales N° 3,40 y 288. Del Autor. Santa Cruz, 2015.

## Rutas Provinciales

**Ruta Provincial N° 2:** recorrido norte-sur inicia en la RP N° 9 en Cerro Fortaleza y finaliza en la RP N°5 en Esperanza. 84 km de longitud. Ripio. En época invernal con nieve, escarcha y barro.

**Ruta Provincial N° 4:** recorrido norte-sur inicia en la RP N° 17 a la altura de la Ea. Cóndor Cliff. Aunque, ya no está operativa la barcaza para el cruce del Rio Santa Cruz en la citada Ea. Continuaba hacia el sur y se empalmaba a la RP N°9 a la altura de la Ea. La Enriqueta. Desarrollo de 10 km. Ripio. En época invernal con nieve, escarcha y barro.

**Ruta Provincial N° 5:** suroeste-noreste. Inicia en la RN N° 3 en inmediaciones de Güer Aike y finaliza en el empalme con la RN N° 40, atravesando a Esperanza. Con 181 km de desarrollo. Asfaltada. En época invernal con nieve y escarcha.

**Ruta Provincial N° 9:** recorrido oeste-este en la margen sur del Rio Santa Cruz. Su extremo este es la RN N° 3 donde se ubica una de las plantas de TGS y finaliza en la RN N°40 al pie de la Bajada de Miguez. 191 km de desarollo. Ripio. En época invernal con nieve, escarcha y barro.

**Ruta Provincial N° 11:** recorrido oeste-este. Inicia en el cruce con la RN N° 40 y finaliza en el Glaciar Perito Moreno, atravesando a El Calafate. 107 km desde el cruce al Glaciar Perito Moreno. Asfaltada. En época invernal con nieve y escarcha.

**Ruta Provincial N° 17:** recorrido este-oeste en la margen norte del rio Santa Cruz. Inicia en la RN N° 40 y finaliza en la RN N° 288. A menos de 1 km del empalme de la RN N° 288 con la RN N° 3. Atraviesa las conocidas estancias de Cóndor Cliff y La Barrancosa. 187 km de inicio a fin. Ripio, con tramos muy complicados que, se convierten prácticamente en huellas. En época invernal con nieve, escarcha y barro.

**Ruta Provincial N° 65:** recorrido este-oeste. Empieza en el cruce con la RP N°17 y termina en el cruce con la RP N°65. Tiene un recorrido de 55 km. Ripio. En época invernal con nieve, escarcha y barro.

**Ruta Provincial N° 67:** recorrido norte-sur. Empieza en el cruce con la RN N°288 a 10 km del cruce de esta con la RN N°40. Termina en el cruce con la RP N°17, cerca de la Ea. Cóndor Cliff. Su recorrido es de 110 km. Ripio. En época invernal con nieve, escarcha y barro.

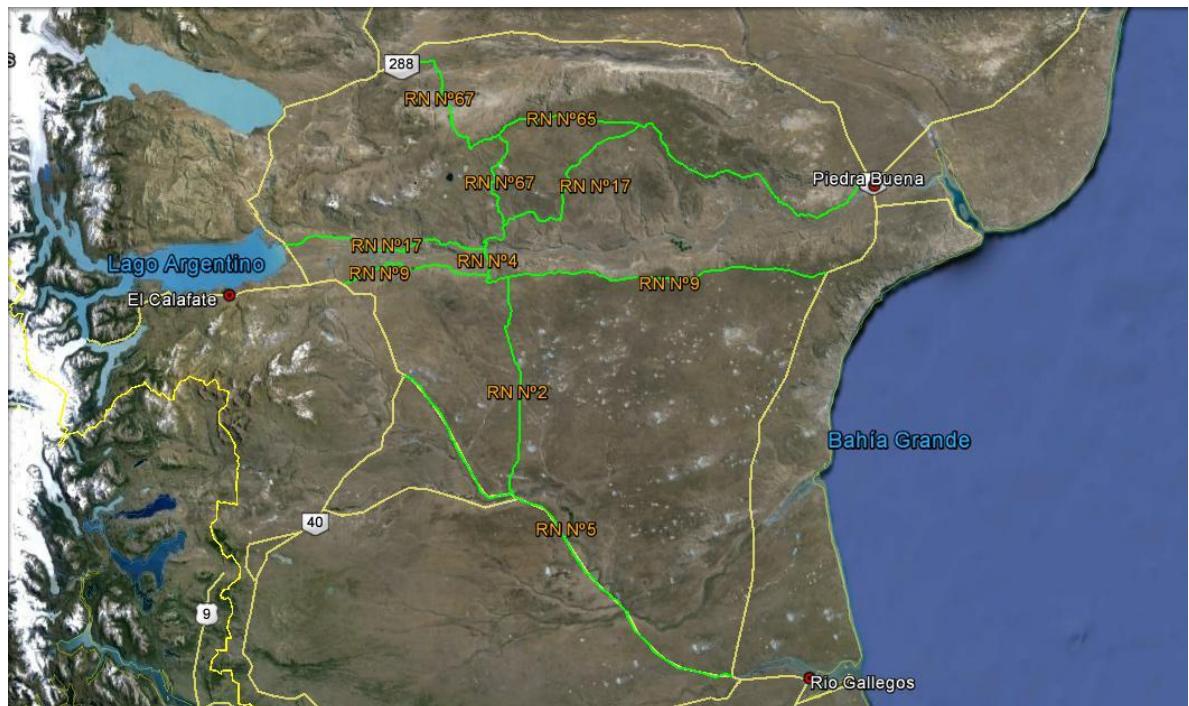


Imagen 54. Rutas Provinciales N° 2, 4, 5, 9, 11, 17, 65 y 67. Del Autor. Santa Cruz, 2015.

## V.IV. VIAS DE TRANSPORTE

### Vías de Transporte aéreas

**El Calafate:** cuenta con un aeropuerto internacional con vuelos de cabotaje diarios a Capital Federal. Forma parte del corredor federal de Aerolíneas Argentinas-Austral que comunica El Calafate- Córdoba- Rosario. Con LADE comunica Madryn, Bariloche y Gallegos entre otros.

**Río Gallegos:** cuenta con aeropuerto internacional con vuelos diarios de cabotaje a Capital Federal. Con LADE se comunica a Comodoro Rivadavia y a Ushuaia entre otros.

**Aeropuertos con pista de tierra:** Las ciudades de Gobernador Gregores, Cmte. Piedra Buena y Puerto Santa Cruz cuentan con aeropuertos operativos con pista de tierra.

## Vías de transporte marítimas

**Puerto de Punta Quilla:** Es un puerto de ultramar. Provee a las plataformas petroleras y es el puerto desde donde se traerán las maquinarias pesadas para la obra.

**Puerto de Río Gallegos:** Es puerto pesquero y exportador de carne congelada, lana y pieles de oveja, así como de carbón de las minas de Río Turbio.

## V.V. TAREAS PRODUCTIVAS DE LA ZONA

**Turismo:** El Calafate y El Chaltén desarrollan turismo nacional e internacional que explota la belleza de los glaciares, lagos, montañas, la escalada y turismo rural. Sobre el río Santa Cruz y de forma artesanal, se desarrolla turismo abocado a la pesca deportiva.

**Ganadería:** se puede separar a la tierra productiva en 2 zonas muy características. La zona precordillerana con pastos más blandos y altos, donde se desarrolla la ganadería bovina. Mientras que la zona central se caracteriza por pastos más duros y bajos, donde encontramos ganado ovino.

**Petróleo:** La cuenca Petrolífera Austral abarca gran parte de la zona sur de la Provincia de Santa Cruz. Con pozos de extracción en tierra y plataformas petrolera en agua.

**Carbón:** al sur de la zona de obra se encuentran los yacimientos carboníferos de Río Turbio y 28 de noviembre.

## V.VI. EQUIPOS Y DATOS TÉCNICAS

### Equipos de trabajo

Como topógrafo de la Empresa Del Bianco y Asociados S.A., el autor fue destinado a la obra **Aprovechamiento Hidroeléctrico del Río Santa Cruz**. Participando en las tareas iniciales de Topografía, pero también, en las definiciones de parámetros, para que, una vez realizado el SAP pudieran integrarse las tareas iniciales al Sistema de Apoyo Principal. Se afectó el equipamiento necesario para realizar cualquier tipo de tarea. Este es:

- Equipo GNSS RTK Trimble R5 completo.
- Estación Total Trimble M3.
- Nivel óptico.
- Jalón.
- 2 Trípodes.
- 1 jalón.
- 1 mira.
- Mochila Trimble para Rover.
- PC notebook DBA 07 con todo el software configurado y, personalizado.
- Baterías, cargadores, cables, etc.
- Raíz de la obra. Con los tomos I y II del pliego de la obra. Archivos dwg, Excel, etc. necesarios.

Contando con el soporte de la oficina técnica de DBA SA, ubicada en Córdoba, Argentina. Equipo de alta calificación técnica y fluido trabajo en equipo que guiaron y asesoraron sobre todo lo necesario para las tareas ejecutadas, que este informe técnico describe.

Los días jueves 19 y viernes 20, se informó sobre todo lo necesario en materia técnica y procedimental, para un óptimo rendimiento. Estudiando los archivos, puntos de apoyo, sistemas de proyección, tareas a realizar, etc.

El domingo 22 de Febrero de 2015, se realizó el traslado a la ciudad de Piedra Buena, Santa Cruz con escalas en Buenos Aires y Rio Gallegos. Para estar en la zona de trabajo, el día 22 de febrero de 2015. Lo primero que se hizo fue:

- Reconocimiento del personal con quien se va a trabajar.
- Reconocimiento de la zona.
- Ubicación de puntos fijos con coordenadas según pliego.
- Hablar con lugareños y personal técnico.
- Con todo esto, determinar los recaudos y consideraciones necesarias para, la ejecución de las tareas asignadas y, a asignar.

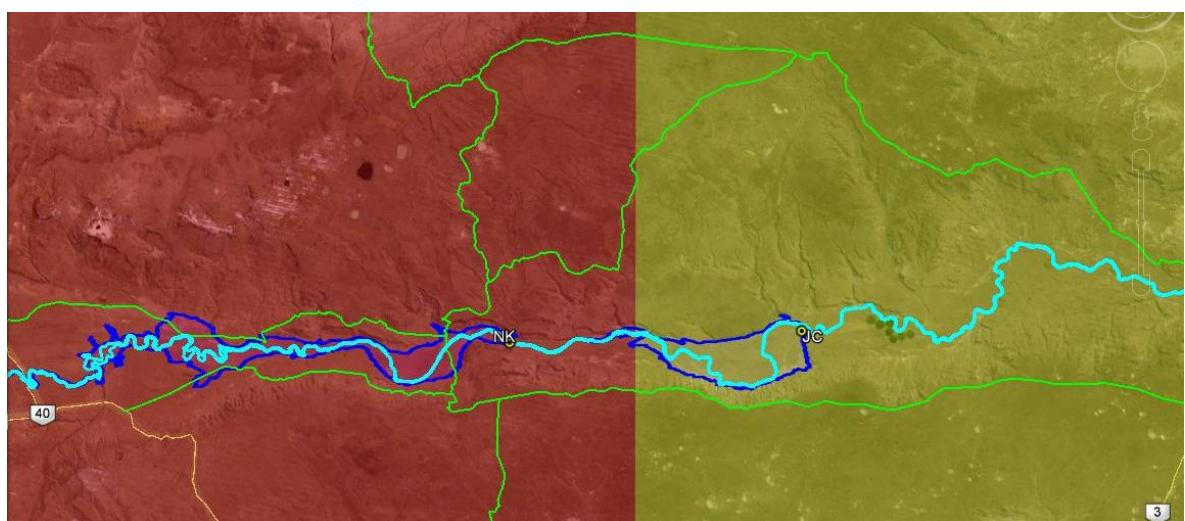


Imagen 55. Fajas GK 1 y 2 en la zona de presas. Del Autor. El Calafate, 2015

Cargados en Google Earth, se observa que, NK queda ubicada en Faja 1 y JC en faja 2, ambas de la Proyección Gauss Krüger.

Sin embargo, los puntos de apoyo según el Pliego, Título V, Capítulo IV Topografía, están ambos en Faja 2. A continuación se muestra una tabla de los mojones principales en cada represa.

PUNTOS DE APOYO SEGÚN PLIEGO				
PUNTO	NORTE	ESTE	COTA IGM S/PUNTO	UBICACIÓN
250S	4435766.708	2372539.139	127.701	NK SUR
250N	4436385.340	2372667.268	121.459	NK NORTE
SC00	4435542.913	2372907.620	143.467	ELEVADO
2KI	4439687.290	2419751.097	85.000	JC PROX RIO
2LI	4438338.333	2420459.499	83.000	JC LEJOS RIO

Tabla 18. Puntos Pliego. Del Autor. Santa Cruz, 2015.

Los puntos 250S y 250N materializan el eje de la represa NK. En tanto que, los puntos 2KI y 2LI materializan el eje de la represa JC. El punto SC00 es un punto de particular importancia, ya que, en el pliego se describe como uno de los puntos mediante los cuales se hacen las correcciones de giro traslación.



Imagen 56. Puntos según pliego de NK en zona ampliada. Del Autor. Santa Cruz, 2015.

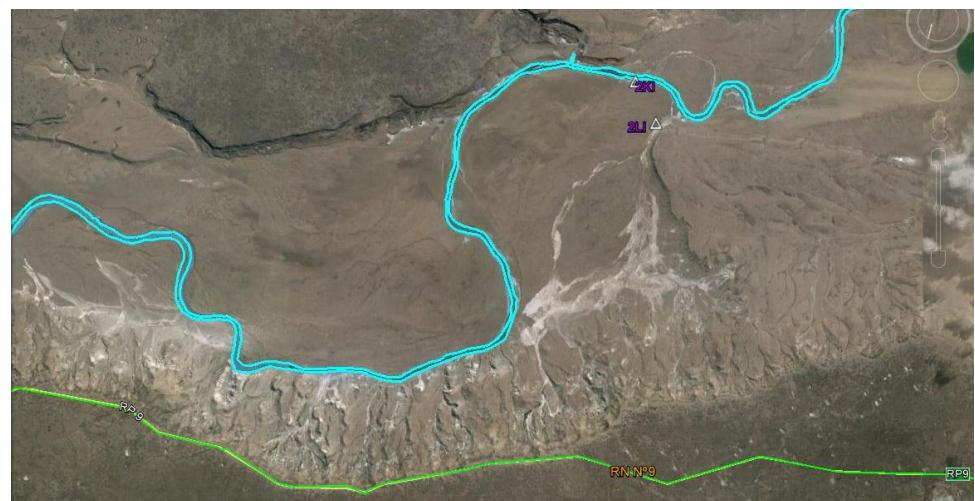


Imagen 57. Puntos según pliego de JC en zona ampliada. Del Autor. Santa Cruz, 2015.

# Organización de los datos

Desde el primer momento se creó una carpeta raíz de la obra llamada **Presas Patagonia**. La cual sería en adelante, la carpeta donde guardar todo tipo de archivo. Tanto los recibidos como los enviados. Estas aclaraciones, si bien parecen básicas y evidentes, son fundamentales. Puesto que:

- La información cambia diariamente.
- Los datos provienen de equipos distintos, GPS, ET, nivel, navegador, etc.
- Todos los días se hacen nuevos relevamientos.
- Hay datos que deben ser preparados para enviar a distintas áreas como, ingeniería, geología, DBA, oficina técnica, etc.

Es decir, una de las primeras tareas, fue ordenar la carpeta raíz.

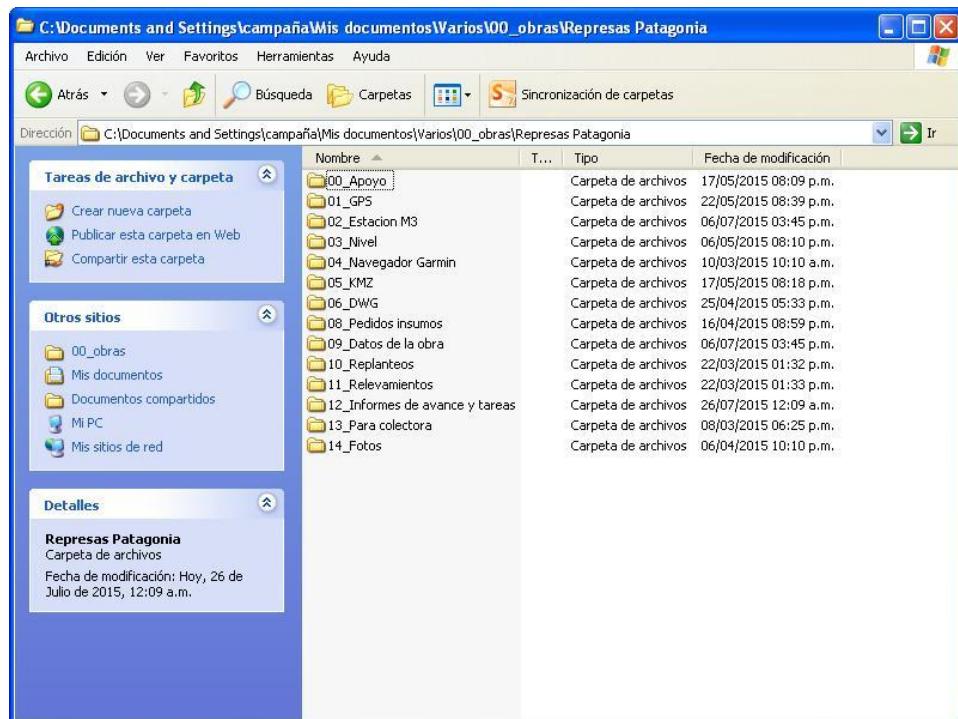


Imagen 58. Carpeta raíz de la obra de campaña. Del Autor. Santa Cruz, 2015.

## V.VII. TAREAS DE CAMPO SOLICITADAS

Las primeras tareas de campo empezaron el día miércoles 25 de febrero de 2015. Estas consistieron en, replantear en forma orientativa la trinchera de NK y relevar los pozos de campañas geológicas anteriores.

Luego se asignaron nuevas tareas desde la oficina de ingeniería de la UTE. Las mismas consistieron en:

- Relevamiento de Trinchera de NK Margen Norte estado cero y controles periódicos.
- Relevamiento de posibles zonas para villas permanentes de NK y JC.
- Replanteo de pozos de perforación en NK.
- Relevamiento de zonas de campamento permanente.
- Relevamiento de caminos en NK.
- Replanteo de camino en NK.
- Mediciones de pelo de agua en NK y JC periódicos.

Además, surgieron tareas secundarias que fueron ejecutadas en función de las necesidades de obra. Todas estas tareas fueron ejecutadas en los 2 meses que la empresa DBA brindo el servicio de topografía a la UTE.

## V.VIII. PUNTOS FUNDAMENTALES

En este punto es necesario determinar cómo se va a generar el sistema de coordenadas para las tareas iniciales en obra, para esto es necesario:

**Definir un punto en cada presa como cierto y en función de este densificar puntos de apoyo.**

Sin embargo, el capítulo de Topografía del Pliego General solo indica valores de coordenadas y cotas, pero, no explica cuáles fueron las metodologías, precisiones y porque ambas presas están en Faja 2 de GK. Mientras que, en el terreno se materializan los puntos por presa, es decir, se tienen los ejes de presa y **valores de coordenadas y cotas según pliego**. Se elige un punto por presa que en adelante se llamará **Punto Fundamental** y se da por aceptable su valor de coordenada y cota según pliego, luego que se determine el valor de coordenada vinculada a POSGAR y cota ortométrica vinculada a la Red Altimétrica de Alta Precisión del IGN, se efectúa la corrección a estos puntos y consecuentemente a todo lo que esté vinculado a estos puntos. Los puntos elegidos serán:

- ✓ Punto Fundamental 250S como aceptable por pliego para tareas iniciales en NK;
- ✓ Punto Fundamental 2LI como aceptable por pliego para tareas iniciales en JC.

### Densificación de los Puntos de Apoyo

Se dio por cierto el punto 250S para NK y el 2LI para JC. Con estos puntos como base y utilizando receptores GPS se densificaron puntos en todas las zonas de trabajo. Los mismos se materializaron mediante hierros de 20mm y 30 cm de largo, enterrados casi en su totalidad y dejando unos 4 cm sobre la superficie. Estos puntos se guardan en formato .csv (Excel), .dwg (AutoCAD) y .KMZ (Google Earth).

0	4435766.71	2372539.14	127.701	250S
1	4435850.18	2372315.67	124.976	250S-1
2	4436623.22	2372695.27	124.059	250S-2
3	4436817.84	2372858.77	127.046	250S-3
4	4437031.42	2373233.45	201.118	250S-4
5	4437290.8	2373158.93	225.567	250S-5
6	4436558.79	2368576.39	156.581	250S-6
7	4435079.68	2373331.14	219.471	250S-7
8	4431478.17	2375306.54	354.788	250S-8
9	4431277.63	2374452.82	372.94	250S-9
10	4435413.3	2374798.28	117.959	250S-10
11	4435325.31	2375081.58	119.323	250S-11
13	4430317.03	2374296.24	300.637	250S-13
14	4429934.28	2373872.89	411.911	250S-14
15	4435766.71	2372539.14	127.701	250S
16	4428877.46	2372262.7	506.629	250S-16
101	4437158.55	2373160.28	197.021	S-4-1
102	4437202.25	2373256.38	211.32	S-4-2
103	4437059.59	2373177.22	190.85	S-4-3

Tabla 19. Puntos de Apoyo densificados para NK.

0	4438338.33	2420459.5	83	2LI
1	4435645.67	2419295.99	95.741	2LI-1
2	4434422.81	2418832.75	97.07	2LI-2
3	4433734.21	2418563.26	100.136	2LI-3
4	4430761.25	2417049.34	167.844	2LI-4
5	4429671.83	2417391.01	197.908	2LI-5

Tabla 20. Puntos de Apoyo densificados en JC.

Estos puntos se densificaron con equipos RTK Trimble de la serie R5. Con errores en planimetría de 1.5 cm y 2.5 cm en altimetría.

## V.IX. CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO

La zona de trabajo presenta productividad minera, tanto de petróleo como de minerales sólidos. La productividad agrícola-ganadera del suelo es muy baja, por lo que en general se desarrolla ganadería ovina en la zona intermedia, mientras que en la zona cordillerana se desarrolla ganadería bovina.

La conectividad es buena en materia aeroportuaria, porque cuenta con vuelos diarios desde los aeropuertos de El Calafate y Rio, pero además, cuenta con otros aeropuertos menores y aeródromos. Las vías marítimas son solo de transporte de mercadería y no de pasajeros. Aunque, son de gran utilidad para el ingreso de maquinaria pesada. Las carreteras principales son las RNN°3 y RNN°40, que conectan a la provincia con el resto del territorio Argentino Continental. Sin embargo, a la zona de obra solo se cuenta con las rutas RPN°9 y PRN°17. La primera de tipo natural mejorada, y la segunda transitable pero en mal estado, siendo un riesgo sobre todo en época invernal.

Para la comunicación en los campamentos pioneros se instalaron antenas de la Compañía Claro Argentina, mientras que, las rutas entre los centros urbanos y la zona de obra cuentan con algunas mínimas zonas con señal. Resultado insuficiente para las tareas de obra.

Las tareas iniciales se pueden realizar con las consideraciones necesarias. Estas son, utilizar un punto aceptable para cada presa. Siendo 250S y 2LI para NK y JC, respectivamente. Llamados puntos fundamentales.

Es importante considerar que, no se deben generar puntos auxiliares sin tener este recaudo. Es decir, puntos desde otro punto del pliego. Porque generaría diferencias debido a, estar fuera de proyección y no tener datos sobre las metodologías y precisiones de los puntos pliego. Las diferencias que surgen una vez realizado el SAP, se aplicaran a los puntos fundamentales. Que directamente aplicaran estas diferencias a todos los demás puntos. De esta manera, se traslada, rota y escala todo lo medido.

# CAPÍTULO VI. CONSIDERACIONES PREVIAS

## VI.I. INTRODUCCIÓN

En los capítulos anteriores se describió un marco teórico que fundamenta, porque hacer un SAP. Luego se describe la zona de trabajo y consideraciones para las tareas iniciales.

En el presente capítulo se pasa a la ejecución de las tareas, las cuales deben ser ordenadas, para poder comprenderlas y ejecutarlas. Luego se van a explicar las tareas realizadas siguiendo un orden para facilitar la compresión. Finalmente se van a exponer los resultados.

## VI.II. TAREAS A REALIZAR

Lo que a continuación se describe es un procedimiento general para el planteo de cualquier tarea topográfica. Se podrá tener algunas diferencias en sus procedimientos. Pero, el espíritu es el mismo.

### 1. Estudio del Pielgo General

- Condiciones
- Tolerancias
- Especificaciones técnicas

### 2. Tareas de Campaña o mediciones en obra

- Lectura de las tareas y procedimientos
- Reconocimiento de la zona
- Análisis de alternativas
- Plan de tareas a ejecutar
- Medición
- Bajada de datos
  - Coherencia
  - Tolerancias
  - Orden
- Envió de datos con sus descripciones

### 3. Tareas de Gabinete o procesamiento de datos

- Bajada de datos
- Análisis de datos
- Procesamiento
- Comparación de resultados
- Verificación de parámetros
- Volcado en CAD
- Resultados
  - Elaboración
  - Revisión
  - Presentación
  - Envió a personal de obra para revisión

### 4. Informe final.

Este es un procedimiento general que se utiliza para tareas de topografía y/o geodesia. Útil para tener un conocimiento y orden general de la información. Pueden resultar excesivos los dobles controles, sin embargo, la realidad nos muestra que, ni el profesional más cauto está exento de errores. Debe existir una comunicación constante y fluida entre los equipos de campaña y los equipos de procesamiento. Además, deben manejar un lenguaje técnico acorde a sus funciones.

# Tareas de campaña

Las tareas en campaña pueden ser ordenadas por distintos criterios para que el lector comprenda las diferencias que entre ellas surgen. Que en fusión de estas, implican distintas consideraciones para diagramar su ejecución. Algunos criterios que se pueden enunciar son:

## Según la extensión de la zona.

- Geodésicas
- Topográficas.

## Según la finalidad de la tarea

- Relevamiento
- Replanteo

## Según el tipo de tarea

- Reconocimiento
- Amojonamiento
- Nivelaciones geométricas
- Nivelaciones trigonométricas
- Mediciones GNSS
- Mediciones gravimétricas

## Según la zona de trabajo.

1. Lago Argentino/Charles Fuhr
2. Néstor Kirchner o NK
3. Jorge Cepernic o JC
4. Desembocadura de Río Santa Cruz
5. Zona de obra completa( LA/CF,NK y JC)

Todas las tareas a realizar son geodésicas, ya que las extensiones exceden el campo de la topografía clásica y su finalidad es el relevamiento. Es necesario para esto, los instrumentales y las metodologías de tipo geodésico. Esto incluye a las tolerancias ya mencionadas en los capítulos anteriores.

# Definiciones de las tareas a realizar

Antes de definir qué y cómo, es necesario empezar por el objetivo. Se busca:

- Generar un Sistema Geodésico y Geofísico de Apoyo Principal. Que vincule planimétrica y altimétricamente (está separado lo planimétrico de lo altimétrico) los puntos que materializan el sistema. Otorgando a los puntos SAP coordenadas elipsoidales. Pero también, coordenadas de proyección y cota ortométrica.
- Vincular las cotas de las desembocaduras, coronamientos y desembocaduras. Es decir, desde Lago Argentino hasta el estuario en el Océano Atlántico.
- Generar un modelo local de geoide.

Las tareas se van a dividir por zona y subdividir por tipo. Porque en función de este criterio es que se ejecutaron las tareas de campaña, debido a la logística y complejidad que requiere cada tarea. Quedando de la siguiente forma:

## 1. Lago Argentino/Charles Fuhr

- Ubicación del mojón LL
- Nivelación geométrica vinculado a puntos IGN
- Mediciones de gravedad vinculados a puntos IGN

- Mediciones GNSS vinculados a puntos IGN

## **2. Néstor Kirchner o NK**

- Construcción de mojones del SAP
- Nivelaciones geométricas vinculado a puntos IGN
- Nivelación trigonométrica entre puntos de paso DBA
- Mediciones GNSS vinculados a puntos POSGAR y RAMSAC
- Mediciones GNSS de los mojones SAP entre si
- Mediciones de gravedad

## **3. Jorge Cepernic o JC**

- Construcción de mojones del SAP
- Nivelaciones geométricas vinculado a puntos IGN
- Nivelación trigonométrica entre puntos de paso DBA
- Mediciones GNSS vinculados a puntos POSGAR y RAMSAC
- Mediciones GNSS de los mojones SAP entre si
- Mediciones de gravedad

## **4. Desembocadura de Rio Santa Cruz**

- Mediciones de gravedad

## **5. Zona de obra completa( LA/CF,NK y JC)**

- Mediciones de gravedad
- Mediciones GNSS de las líneas altimétricas del IGN

Se cuenta entonces con 5 frentes de trabajo, que representa una zona de 350 km en sentido Este-Oeste por 250 km en sentido Norte-Sur.

## **VI.III. PLAZOS**

### **Tiempos proyectados**

Las tareas de campaña y procesamiento se realizan en simultáneo. Las tareas a realizar en su totalidad son:

- Determinación de necesidades
- Investigación y búsqueda de antecedentes
- Análisis de alternativas
- Manual de procedimientos
- Presentación de manual de procedimientos
- Formación de equipos de trabajo
- Tareas de campaña
- Tareas de procesamiento de DBA
- Tareas de gravimetría de la UNR
- Tareas de ajuste de redes de la UNR
- Análisis de resultados
- Redacción de informe de resultados
- Revisión de informe de resultados
- Presentación de informe

Se estiman en 3 meses el tiempo para realizar la totalidad de las tareas. Donde se integra los plazos de análisis, investigación, medición, procesamiento e informe.

Como puede observar el lector:

*“La Agrimensura es la integración de varias ciencias, desde la geometría, geodesia, topografía, informática, derecho, estudios y análisis de proyecto pero también requieren de un conocimiento ampliado a otras áreas como la geología, hidráulica, construcción y movimiento de suelos. Es una profesión que consta de más que, medir, porque se necesita formar criterio técnico y aplicar procedimientos ordenados y rigurosos para poder obtener resultados coherentes. Sin embargo, no está exento de posibles confusiones o errores”.*

## Tiempos de ejecución resultantes

Las tareas de obra comenzaron el primer día del mes de mayo de 2015. Se fijó en 45 días para la ejecución de las tareas en campaña. Sin embargo, motivos ajenos como el clima y medidas de paro prolongaron las tareas de campaña hasta 3 meses. Las tareas de procesamiento se realizar en simultaneo. Solo quedó una semana más para realizar las tareas de revisión de informe y presentación final.

## VI.IV. LOGÍSTICA

### Personal afectado

El personal afectado a la obra debe cumplir con determinada formación técnica para las tareas a realizar. Algunos más especializados que otros. Siendo el personal:

- 8 personas afectados a obra
- 7 personas en procesamiento e informes
- 4 personas de la UNR para ajuste de redes y gravimetría

NOTA: el personal de la UNR es solicitado solo para las tareas particulares de:

- Medición de gravedad
- Calculo de gravedad
- Calculo de ajuste de redes.

Los lineamientos y directivas generales fueron determinados por el Ingeniero Juan Pigino. Las mediciones de gravedad fueron supervisadas por **el Ingeniero Agrimensor Armado Del Bianco**. Mientras que, el resto de las tareas en campaña fueron supervisadas por el responsable en obra.

### Indumentaria

Se consideraron las posibilidades de condiciones climáticas adversas, con temperaturas bajo cero de la escala de Celsius. Por esto, se proveyó al personal en campaña de:

- Mameluco térmico con capucha térmica
- Botas caña alta acordonada y con punta metálica
- Guantes de lana con recubrimiento de PVC
- Guantes livianos
- Cuellos polares
- Medias térmicas

# **Equipamientos**

Las tareas de campaña requieren de una gran cantidad de instrumentales y accesorios. Todo debe ser previsto para poder realizar las tareas en los tiempos y con las condiciones solicitadas por la oficina técnica de DBA. Los equipos y accesorios destinados fueron:

- 2 receptores Trimble R6.
- 2 receptores Trimble 5700
- 2 receptores Trimble R5
- Estación Trimble M3
- 2 Nivel DiNi Trimble
- 2 Notebook con programas de trabajo
- 2 celulares corporativos DBA
- 10 trípodes
- 8 bases de centración forzosa
- 3 miras de código para DiNi Trimble
- 2 Miras de código para nivel digital Kolida
- 12 cables de receptor
- 6 cables de colectora Trimble Survey Controller
- 24 baterías Trimble
- 7 cargadores de baterías Trimble
- 6 trípodes de madera
- 6 trípodes de aluminio
- 2 navegadores Garmin
- Cargadores de pilas "AA"
- Otros elementos accesorios

## ***Equipamiento de la UNR***

La UNR destino a 2 personas para las mediciones de gravedad. Estas se integraron por una semana al equipo de DBA en obra. Trajeron sus propios equipos para realizar sus tareas de campaña. Estos son:

- 2 notebook para carga, revisión y envío de datos
- Gravímetro relativo **LaCoste & Romberg modelo G811**.
- Cargador y baterías para gravímetro

## ***Equipamiento de la UTE***

Para algunas tareas se necesitó de comunicación satelital. Por este motivo, la UTE afectó temporalmente y solo para algunas tareas particulares:

- 1 teléfono satelital de la empresa INMARSAT.
- Camioneta Ford Ranger y camioneta Toyota Hilux, ambas con doble tracción y cabina doble.
- Estación Total S3 Trimble
- Receptores GNSS Trimble

# **Movilidad**

La zona de obra comprende unos 350 km en sentido Este-Oeste por 250 km en sentido Norte-Sur. Por este motivo se destinan 2 camionetas Volkswagen Amarok doble tracción, cabina doble. Ambas cuentan con

auxilio, pala, linga, grillete, llave de cruz, cricket hidráulico, alimentos, agua, caramelos, equipo de mate, navegador y radio con antena integrada para unos 25 km de distancia.

## Alojamiento y viáticos

Los frentes de obra obligan a contar con movilidad para acceder a todos los rincones de la obra, pero también es necesario contar con alojamiento en todas las zonas. Los alojamientos se establecieron en El Calafate, Campamento de NK y Piedra Buena.

## VI.V. MOJONES O BENCHMARK

Un Sistema de Apoyo se materializa mediante mojones. Estos son pilares de hormigón enterrados en el terreno, con una armadura de hierro y una placa en la parte superior. Esta última describe datos de interés sobre el mojón, como:

- Quien lo elabora
- Para quien lo elabora
- Para que se coloca el mojón
- Nombre del mojón.

En esta obra se utilizaron 2 tipos de mojones. Estos son:

- Mojones del Sistema de Apoyo Principal
- Mojones Auxiliares DBA.

## Mojones del Sistema de Apoyo Principal

Mojones de H°A° de (0.80 de altoX0.20X0.20) metros. Materializan el Sistema de Apoyo Principal en cada presa. Estos fueron utilizados para materializar los puntos del SAP, pero también para materializar los puntos de los Sub Sistemas Villa.



Imagen 59 y 60. Mojón SAP vista completa y placa. Del autor. Santa Cruz, 2015.

Lleva inscriptos los textos que a continuación se detallan.

- SOP – SSRHH. Que significa Secretaría de Obras Públicas – Sub Secretaría de Recursos Hídricos.
- Represas Patagonia UTE. Unión Transitoria de Empresas a cargo de la obra.
- Tetón: punto donde se mide la cota y se centran los instrumentales.
- Espacio en blanco: entre el tetón e inscripción UTE. Para marcar el nombre del punto.

## Mojones Auxiliares DBA

La orden de servicio fija la colocación de los mojones SAP y Sub Sistema Villa. Además se utilizan mojones auxiliares propios de la empresa DBA, estos miden 0.60 de altoX0.15X0.15) metros, de H°A° y una placa superior. La placa se compone de:

- Del Bianco y Asociados
- Tetón: para mediciones de cota y centración de base
- Espacio en blanco: para marcar el nombre del punto.

Se colocaron mojones de este tipo en ambas márgenes del río de cada persa. Estos se utilizan para hacer las nivelaciones trigonométricas reciprocas y simultáneas. Además, y ante su solicitud, la Sub Secretaría de Recursos Hídricos de la Nación, se colocó un mojón en el puente de la RNN°40 que cruza el río Santa Cruz, es decir, muy próximo a la estación de aforo de Charles Fuhr.



Imagen 61. Mojón auxiliar RPS (Ricardo Philip Sur). Santa Cruz, 2015.

## VI.VII. PUNTOS FIJOS A UTILIZAR

Otros puntos de importancia, por ser a los puntos a los que se vincula la obra serán los puntos que se enuncian a continuación.

### POSGAR:

- GERO
- JUNA
- PBNA

### PASMA:

- 22-099

### Puntos de salida altimétricos:

- Nodal 8
- Nodal 9
- Nodal 10
- PF1N (381)
- PF17N (369)
- PF3N (382)
- PF3N (370)
- PF10N (370)

### Puntos de control gravimétrico

- PF13N (367)

- PF14N (367).

Igualmente necesarios son los puntos de las corridas de nivelación 369, 370, 381, 382. Mas el punto PF3N (373) y mareógrafo de Punta Quilla en los cuales se midió gravedad.

## VI.VIII. PUNTOS FUNDAMENTALES

Una de las definiciones que se hizo cuando se empezaron a realizar las tareas de topografía, fue dar por aceptable solo un punto de pliego en cada presa para luego densificar puntos auxiliares respecto a este último. Posteriormente, cuando se hiciera el sistema de apoyo, se corregiría respecto a esos puntos. Este es el motivo de importancia de los puntos 250S y 2LI, de NK y JC, respectivamente. Los puntos fundamentales si bien son parte del SAP, son puntos puestos por AyE previamente, al igual que los puntos 250S, SC00, y 2LI. El procedimiento que se utiliza para lo antedicho es:

- Coordenadas de pliego validas en el punto fundamental
- Densificación de puntos auxiliares respecto al punto fundamental
- Vinculación de los puntos fundamentales a la red POSGAR/RAMSAC
- Vinculación de los puntos fundamentales a la red Altimétrica (ortométrica) del IGN.
- Traslado de coordenadas precisas y cotas ortométricas desde los puntos fundamentales a los demás puntos del SAP.

Exceptuando los valores de cota para el subsistema Villa de NK. Cuyas cotas se las vincula directamente a la red Altimétrica (ortométrica) del IGN.



Imagen 62. Punto Fundamental 2LI de JC. Del Autor. Santa Cruz, 2015.



Imagen 63. Punto Fundamental 250S de NK con su corralito. Del Autor. Santa Cruz, 2015.

Ambos puntos fundamentales fueron delimitados con un corralito, para ser visible por personal de a pie como por vehículos, porque en caso de ser mínimamente modificado, se pierde todo lo realizado.

# CAPITULO VII. EJECUCIÓN EN CAMPAÑA

## VII.I. TAREAS PREVIAS A LAS MEDICIONES DEL SAP

Los primeros días del mes de enero se realizó el reconocimiento de la zona, ubicación de puntos fijos POSGAR y altimétricos del IGN. A partir de ese momento se empezó con el diseño en el tablero del SAP para las Presas Presiente Néstor Kirchner y Gobernador Jorge Cepernic.

A la par de las tareas iniciales de topografía, se hizo la investigación de antecedentes, datos y alternativas para el SAP.

## VII.II. COMISIONES DE CAMPAÑA

El primer día del mes de mayo de 2015, en reunión con el ingeniero Juan Pigino, estudiamos el manual de procedimientos y consecuentemente las tareas a realizar. Las tareas se presentan en función cronológica. Se dividen según frente de obra y luego se subdividen por tarea. Además se conformaron las comisiones de trabajo afectadas a las tareas de campaña. Estas se conformaron de:

- 1 topógrafo/responsable de equipo
- 1 ayudante de topografía especializado
- 1 ayudante de topografía
- 1 camioneta Amarok
- Instrumentales según tareas a realizar.

## VII.III. LA COMISIÓN ESPECIAL DE GRAVIMETRÍA

La misión de gravimetría tuvo un tiempo de afectación relativamente corto, respecto a las demás comisiones y se conformó por:

- 2 personas de DBA para apoyo logístico y transporte
- 2 personas enviadas por la UNR para mediciones con gravímetro.
- LaCoste & Romberg modelo G811

Sus tareas fueron puntuales de calibración del gravímetro relativo y posterior medición de puntos a corregir. Los valores oficiales se adjuntan en la siguiente tabla.

PUNTO	COTA OFICIAL	Lugar de acotado	GRAVEDAD OFICIAL
NODAL 8	200,07	E	981015,98
PF1N(381)	249,78	P	981002,47
NODAL 9	341,86	E	980987,93
PF3N(382)	134,96	P	981024,44
PF6N(382)	397,86	P	980960,91
PF13N(367)	368,23	P	980859,69
PF11N(367)	511,93	P	980840,55
PF10N(370)	382,65	P	980974,59
PF3N(373)	128,25	P	981039,19
NODAL 10	10,03	E	981044,29
PF11N(369)	211,59	P	980983,15

Imagen 64. Planilla de gravedad oficial. Dra. Pacino. Rosario, 2015.

### Loop de calibración.

La corrección consistió en hacer un Loop y verificar los valores respecto a los datos de gravedad oficiales publicados por el IGN. Se midió la gravedad de los puntos PF1N (381). Luego se avanzó unos 200km en latitud hacia el norte. Hasta los puntos PF13N (367) y PF14N (367). Volviendo al punto original y cerrando el Loop. Ese

mismo día se hizo el cálculo para verificar la calibración. Habiendo pasado la prueba de calibración, se procedió a los Loop para cálculos de cotas ortométricas.



**NOTA:** en negrita los puntos a calcularle la corrección ortométrica.

#### Loop de la zona Lago Argentino y proximidades.

Su finalidad es calcular las correcciones gravimétricas a los puntos:

- Escala limnimétrica de Lago Argentino
- Escala de Charles Fuhr
- Punto "LL"
- PF17N (369). Origen de la nivelación hacia Charles Fuhr y "LL".



#### Loop por el lado Sur del Río Santa Cruz para NK

Mediante este Loop se verifican los valores oficiales para controlar diferencias. Además, se mide para calcular corrección ortométrica al punto **SC00**, que es un punto SAP de **NK**.



#### Loop por el lado Sur del Río Santa Cruz para JC

Se mide para calcular corrección ortométrica al punto **JR**, que es un punto SAP de **JC**.



#### Loop por el lado norte del Río Santa Cruz para NK y JC

Este Loop intentaba medir para hacer correcciones a un punto SAP en cada presa. Sin embargo en JC no se pudo medir porque un propietario no permitió el paso. Sirvió para hacer corrección ortométrica al punto **EJ** de **NK** margen norte. Quedo de la siguiente forma.



#### Otros Loop que no se realizaron.

La comisión de gravimetría realizó mediciones en el puerto de Punta Quilla. Además de, otro punto en la margen sur de JC, ya que, no se pudo ingresar a la margen norte. Estos valores fueron calculados con el motivo de anticiparse a futuras solicitudes por parte de la contratista, la inspección y/o la supervisión.

Habiéndose realizado las tareas de mediciones de gravedad. Fueron enviadas a la Doctora Cristina Pacino para el cálculo y, determinación de correcciones. Habiendo terminado las tareas de campaña, dicha comisión se disolvió.



Imagen 65 y 66. Medición de gravedad Nodal 8 de El Calafate. Armado Del Bianco. Santa Cruz, 2015.

## VII.IV. FRENTE DE TRABAJO LAGO ARGENTINO

La zona de obra de Lago Argentino reviste interés puesto que se quiere conocer los niveles del Lago y desembocadura hacia el Río Santa Cruz. Se busca conocer:

- Cotas del Lago Argentino
- Cotas de la estación de Aforo Charles Fuhr (desembocadura)
- Punto fijo de control **LL**

Se ubicó el mojón de control **LL**. El mismo fue ubicado en la margen sur debajo del puente de la RNN°40 que cruza el Río Santa Cruz y luego se realizaron las tareas que se describen a continuación.

### Nivelación geométrica

- Escala limnimétrica de Lago Argentino desde nodal 8.
- Escala limnimétrica de la estación de aforo de Charles Fuhr desde PF17N (369)
- Punto “LL” desde PF17N (369)

### Medición GNSS. Para determinación de altura elipsoidal. Usando como base el nodal 8.

- Nodal 8
- PF17N (369)
- Escala limnimétrica de Lago Argentino para determinar altura elipsoidal
- Escala limnimétrica de la estación de aforo de Charles Fuhr
- Punto “LL”
- Medición entre punto “LL” y PASMA 22-099 como control.

### Mediciones de gravedad relativa. Para corrección y determinación de cota ortométrica

- Nodal 8
- PF17N (369)
- Escala limnimétrica de Lago Argentino
- Escala limnimétrica de Estación de aforo Charles Fuhr
- Punto fijo “LL”.



Imagen 67 y 68. Medición de gravedad Nodal 8 de El Calafate. Armado Del Bianco. Santa Cruz, 2015.



Imagen 69. Zona de Lago Argentino y desembocadura. Del Autor. Córdoba, 2015.

## VII.V. FRENTE DE TRABAJO NK

En NK se utilizaron 3 mojones de AyE y se colocaron solo 2 mojones nuevos del SAP. Además, se colocaron los 3 mojones del sub sistema villa.

### Puntos originales de AyE:

- 250S
- 250N
- SC00

### Puntos nuevos:

- EJ
- AL

### Nivelación geométrica

- Partiendo desde PF3N (382) hasta el punto **250S**
- Desde el **250S** al **SC00**

- Desde el **250S** al punto de paso de trigonométrica **RPS**
- Partiendo del punto de paso de trigonométrica **RPN** al punto **250N**
- Saliendo del **250N** y hasta el **EJ**
- Partiendo del **250N** y llegando a **AL**
- Partiendo del **PF3N** (370) y hasta el mojón **VNK1**
- Partiendo del **PF3N** (370) y hasta el punto **VNK2**
- Saliendo desde el **VNK2** y hasta el **VNK3**.

### Nivelaciones trigonométricas

- Nivelación trigonométrica recíproca y simultánea entre los puntos **RPS** y **RPN**

Esta operación fue realizada 2 veces y con tres estaciones distintas. Para verificar la precisión y exactitud de los instrumentales. Además de, estudiar los resultados para aceptar o descartar el método.

### Medición GNSS

Estas son sesiones medidas en simultáneo y con método estático. En sesiones prolongadas de 6 hs.

- Sesión SAP NK de:

- **250S**
- **250N**
- **SC00**
- **EJ**
- **AL**

- Sesión Villa NK de:

- **250S**
- **SC00**
- **VNK1**
- **VNK2**
- **VNK3**

### Mediciones de gravedad relativa. Para corrección y determinación de cota ortométrica

- Nodal 9 de Estancia la Enriqueta.
- PF3N (383)
- SC00
- EJ



Imagen 70 y 71. Punto EJ y RPS. Del Autor. Santa Cruz, 2015.



Imagen 72. Puntos SAP NK y puntos de paso (círculo rojo). Del Autor. Córdoba, 2105.

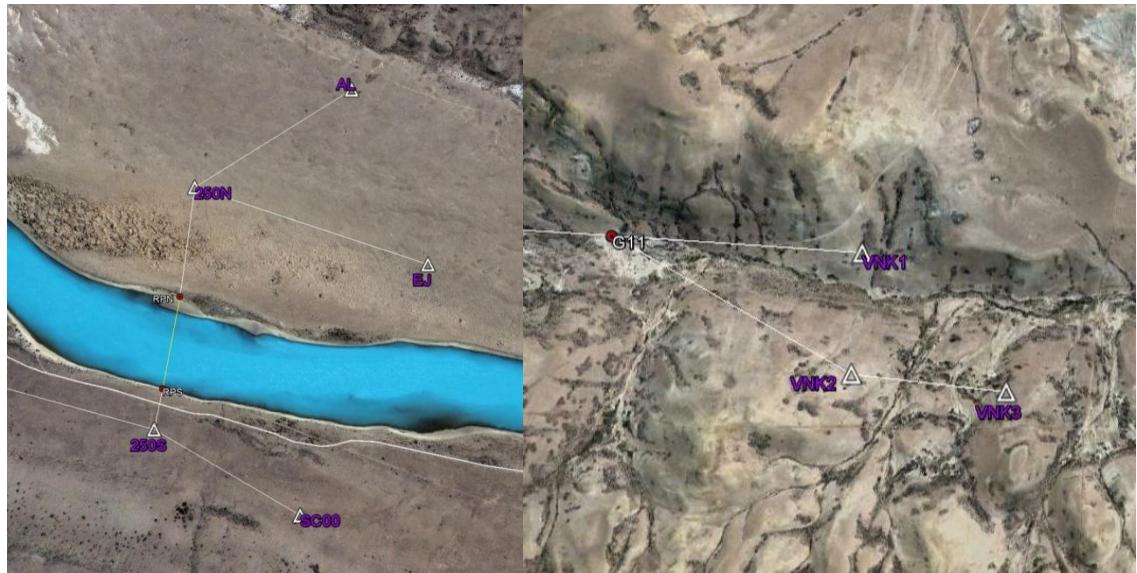


Imagen 73 y 74. SAP NK y Villa NK. Del Autor. Córdoba, 2015.

## VII.VI. FRENTE DE TRABAJO JC

El SAP de JC se compone de 5 mojones y 3 del sub sistema villa. Igual que en NK. Se utilizaron 2 puntos de AyE. Es decir que se colocaron 3 mojones nuevos del SAP y 3 del sub sistema villa.

### Puntos AyE:

- 2LI
- 2KI

### Puntos nuevos:

- JA
- ML
- JR

### Nivelación geométrica

- PF10N (370) a **VJC2**
- **VJC2** a **VJC3**
- **VJC2** a **VJC1**
- **VJC1** a **2LI**
- **2LI** a **2KI**
- **2LI** hasta el **JR**

#### **Medición GNSS**

Estas son sesiones medidas en simultáneo y con método estático. En sesiones prolongadas de 6 hs.

- Sesión SAP NK de:

- **2LI**
- **2KI**
- **JA**
- **ML**
- **JR**

Esta sesión tuvo la complicación de no contarse con acceso a la margen norte de JC. Por este motivo, se alquiló una lancha para ese día particular.

Con una medición de 6 hs en simultáneo. Una vez verificado que este todo correcto, fueron procesados en la oficina técnica de DBA.

- Sesión Villa NK de:

- **2LI**
- **2KI**
- **VJC1**
- **VJC2**
- **VJC3**

Posteriormente fue enviado a la oficina técnica de DBA para su procesamiento.

#### **Mediciones de gravedad relativa. Para corrección y determinación de cota ortométrica**

- **2LI**
- PF10N (370)
- 2XII( finalmente no se utilizó)

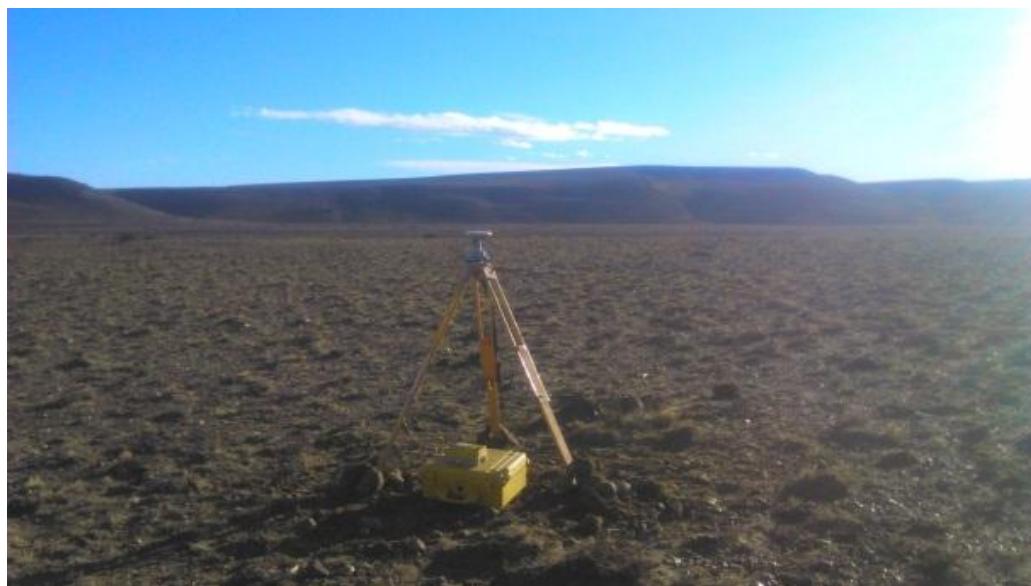


Imagen 75. Punto JA del SAP JC. Del autor. Santa Cruz, 2015.



Imagen 76 y 77. Puntos JR de y LES- Del Autor. Santa Cruz, 2015.



Imagen 78. Zona JC con los SAP, líneas de nivelación y puntos de paso (rojo). Del Autor. Santa Cruz, 2015.



Imagen 79 y 80. SAP JC y puntos Villa JC. Del Autor. Córdoba, 2015.

## VII.VII. FRENTE DE TRABAJO ZONA COMPLETA

### Medición GNSS para la sesión de vinculación.

Este frente de trabajo incluye solo una tarea, pero una de las más difíciles, que es, realizar una medición en simultáneo de 7 puntos en un frente de trabajo que incluye toda la obra.

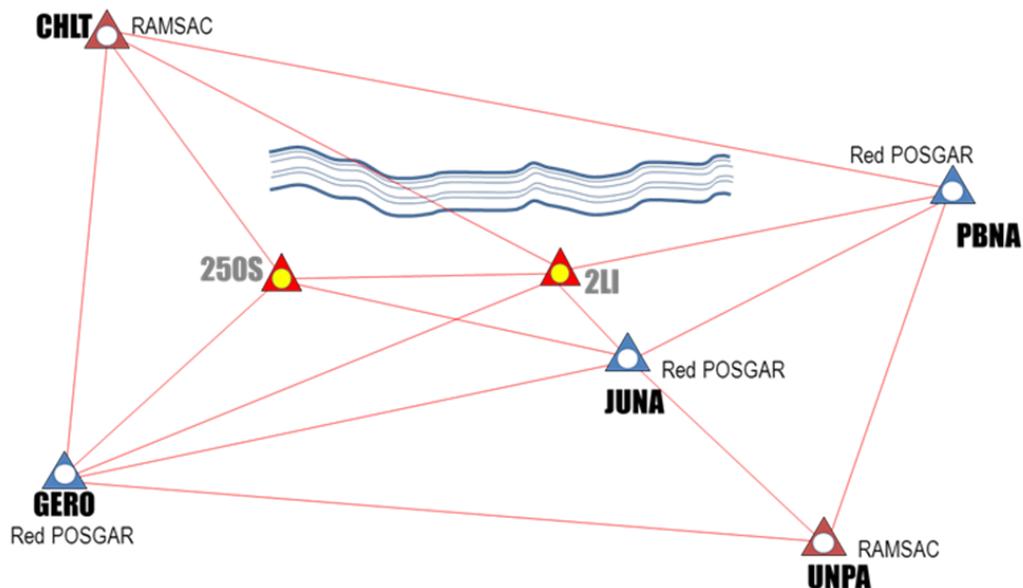


Imagen 81. Esquema de la Red de Vinculación. Armando Del Bianco. Córdoba, 2015.

- El punto **GERO** se encuentra en la Estancia Nibepo Aike, dentro del Parque Nacional Los Glaciares.
- El punto **JUNA** se encuentra entre las presas **NK** y **JC**
- El Punto **PBNA** se encuentra en cercanías de la ciudad de Piedra Buena.



Imagen 82. Puntos POSGAR JUNA, GERO, PBNA. Del autor. Santa Cruz, 2015.

### Mediciones de las líneas de altimetría del IGN.

Se miden los puntos altimétricos del IGN en la zona, para calcular el valor de alturas elipsoidales siendo conocidas las cotas ortométricas de los puntos IGN, se puede determinar el valor “N” en la zona. De esta

manera, las mediciones de Cota GPS tendrán valores más cercanos a la cota geométrica. Los puntos medidos son:

- Corrida 369, del punto 15,16 y 17
- Corrida 370 los puntos 1 al 10
- Corrida 381 los puntos 5 al 15
- Corrida 382 del 1 al 6.

Se incluyen además las mediciones de los puntos SAP de cada presa.

## VII. VIII. INSTRUMENTALES Y MEDICIONES

### Nivelaciones geométricas

Las nivelaciones geométricas requirieron especial cuidado para cumplir con las tolerancias fijadas en:

$$\text{Error} = 3v(L) * \text{mm}$$

Con L=longitud en kilómetros.

Se intentaba medir tramos de 1 km en ida y vuelta. Si el tramo cerraba con las tolerancias establecidas se validaba, caso contrario se volvió a medir. Algunos tramos fueron más cortos (unos 500 metros) o más largos (2 km), en cuyos casos, se calculó la proporción de error correspondiente a dicha longitud. Si cerraba se validaba, sino se descarta y el tramo se volvía a medir.

#### Método

Nivelación diferencial (geométrica) de precisión, realizada en ida y vuelta. Miras con código de barra (invar / aluminio), zócalos de apoyo, niveletas con nivel circular.

#### Procedimiento.

A los fines de eliminar la influencia de los errores debido a la esfericidad de la tierra, el error causado por la refracción atmosférica, el operador se estaciona en la mitad de la distancia que separa la mira de adelante y de atrás.

Las distancias entre el nivel y las miras, en terreno llano, no superan los 50 pasos. Para eliminar el error por hundimiento de las miras, estas se apoyan sobre un zócalo enterrado bien firme en el suelo.

Para evitar errores de lectura por falta de verticalidad en las miras, éstas se verticalizan empleando una niveleta con nivel circular. El mirero que sostiene la mira de atrás, no levanta la mira hasta que el operador no de la señal de listo, y esto ocurre recién, cuando ya esté registrada la lectura hacia delante.

La nivelación se realiza por tramos, se deja un pp (punto de paso), un hierritto de Ø 0.8 hincado en el terreno y pintado con pintura roja cada 5 tramos nivelados, en caso que la nivelación no cierre en la tolerancia preestablecida, se repite el tramo en ida y vuelta.

#### Instrumental utilizado.

En este trabajo se emplean 2 (dos) niveles digitales, marca TRIMBLE modelo DiNi 03.

- **Precisión ± 0.3mm por Km**

(En la nivelación realizada en ida y vuelta).

- **Resolución en la lectura ± 0.1mm.**

Este instrumento elimina automáticamente los errores de lectura, de apunte y de transcripción de datos.

Trimble DiNi 0,3 mm por km

- Medición electrónica
- Mira invar precisa con escala codificada. .... 0,3 mm
- Mira estándar con escala codificada. .... 1,3 mm
- Medición visual. .... 1,5 mm
- Medición de distancias
- Alcance
- Medición electrónica. .... 1,5m–100m
- Medición visual. .... desde 1,3m
- Medición electrónica Trimble DiNi 0,3 mm por km
- Medición altura de resolución. . . 0,01 mm



Imagen 83 y 84. Nivel TRIMBLE DiNi. Miras de invar o aluminio con Código de barras



Imagen 85. Nivelación geométrica en NK y JC. Del autor. Santa Cruz, 2015.

# Nivelaciones trigonométricas

Las mediciones trigonométricas se vieron impedidas en algunas oportunidades por la bruma. Sin embargo, en condiciones normales los resultados fueron óptimos. La nivelación trigonométrica de NK se repitió como verificación, arrojando valores con diferencias insignificantes.



Imagen 86. Nivelación Trigonométrica con ET Trimble S3. Del autor. Santa Cruz, 2015.

La Estación Total Trimble M3 efectúa mediciones de:

- Angulares de 3"
- Distancias de  $(2 \pm 2\text{ppm} \times D)\text{mm}$

La Estación Total Trimble S3 efectúa mediciones de:

- Angulares de 2"
- Distancias de  $(2 \pm 2\text{ppm} \times D)\text{mm}$

Si bien la prisión angular es a los 3" y 2". Ambos instrumentos permiten lecturas angulares a 1". Todos estos valores en buenas condiciones (Sin calima, visibilidad superior a 40 km (25 millas) y con primas específicos.

## Mediciones GNSS

Algunas sesiones de medición GNSS se descartaron por las condiciones climáticas que impidieron medir algunos puntos. De cualquier manera, se utilizaron las sesiones de medición que estuvieran completas, en condiciones atmosféricas óptimas y con los tiempos de medición necesarios.

### Receptores utilizados



Imagen 87. Receptor Trimble 5700

GPS TRIMBLE L1/ L2 5700

Static and Fast Static GPS surveying

Horizontal. .... ± 5 mm + 0.5 ppm RMS

Vertical. .... ± 5 mm + 1 ppm RMS



Imagen 88. Receptor Trimble R5

GNSS TRIMBLE L1/ L2 R5

Static GNSS surveying (GPS + GLONASS)

Horizontal. .... ± 3 mm + 0.1 ppm RMS

Vertical. .... ± 3.5 mm + 0.4 ppm RMS



Imagen 89. Receptor Trimble R6

GNSS TRIMBLE L1/ L2 R6

Static GNSS surveying (GPS + GLONASS)

Horizontal. .... ± 3 mm + 0.1 ppm RMS

Vertical. .... ± 3.5 mm + 0.4 ppm RMS

## Mediciones con gravímetros relativos

Los gravímetros relativos son equipos que permiten medir diferencias de gravedad. Siempre necesitan de un punto de inicio con gravedad previamente medida. Imagine el lector que una medición de gravedad relativa es como medir una diferencia de nivel.

La metodología de medición consiste en hacer rodeos, llamados Loop. Con los puntos de inicio y final tengan valor de gravedad previo. Esta condición de inicio y final es para verificar que no se genere ninguna medición errónea o descalibración en el proceso. Similar al método de ida y vuelta en las nivelación geométricas.

Las mediciones de gravedad relativa se vieron complicadas solo en el nodal 8 de El Calafate, producto de las vibraciones que producían los vehículos en su normal tránsito. Por esto, un Loop fue medido desde el PF1N (381). Otro inconveniente que presento, es no poder medir un punto SAP de la margen izquierda de JC. Las demás mediciones fueron suficientes.



Imagen 90. Gravimetría Nodal 8. Del autor. El Calafate, 2015.

# CAPITULO VIII. PROCESAMIENTO

## VIII.I. INTRODUCCIÓN

Una vez realizadas las mediciones en campaña y revisadas, son enviadas a la oficina técnica de DBA en Córdoba, sin embargo, no todos los datos son procesados allí. Los datos de gravedad son enviados a la UNR, al igual que los datos para la red geodésica de vinculación, que vincula los puntos 2LI y 250S al marco POSGAR2007. Una vez procesados en la UNR son reenviados a DBA, donde se analizarán los resultados. Con los datos enviados desde la UNR y los datos generados por la oficina técnica de DBA se arma el informe de resultados. Que una vez armado, debe ser revisado para generar el informe final. La semana del 7 al 11 de septiembre el autor se trasladó a la ciudad de Rosario Santa Fe, para que, la Dra. Pacino y el Ingeniero Noguera explicaran como hicieron sus respectivos procesamientos.



Imagen 91. Jorge O'Connor y Gustavo Noguera en la UNR. Del Autor. Rosario, 2015

## VIII.II. CORRECCIONES GRAVIMÉTRICAS

Como bien se aclaró, las mediciones de gravedad se hicieron con gravímetro relativo. Este tipo de instrumentos no miden gravedad absoluta, sino que, miden la gravedad relativa de un punto respecto a otro.

El procedimiento de medición consiste en medir un Loop con puntos de inicio y final de gravedad ya determinada. Mientras que, los puntos intermedios son los puntos a determinarle la gravedad. El primer Loop fue de calibración, se midió puntos en distintas latitudes y se comparó los resultados con los valores del IGN, es decir, no se lo utiliza para determinar cotas ortométricas.

El procesamiento de correcciones gravimétricas lo realizó un equipo de docentes e investigadores de la UNR coordinado por la Doctora Cristina Pacino. Para esto requiere de la formulación de modelos sobre la distribución de densidad de las masas terrestres.

### Metodología para cálculo de correcciones

1. Determinación del desnivel geométrico  $\Delta h$
2. Medición de gravedad relativa en el punto de origen y a determinar
3. Valor promedio de gravedad en el tramo.

$$G \text{ (promedio)} = [G \text{ (nodal8)} + G \text{ (Regla)}] / 2$$

4. Diferencia de Cotas Potenciales. Mediante:

$$\text{Altura geométrica} \times G \text{ (promedio)}$$

5. G medio es el valor de gravedad medida sobre la superficie y “trasladada” a la mitad de la distancia entre la superficie y el geoide (aproximadamente H/2). Se logra con el coeficiente 0.0424 que contempla las reducciones de Aire Libre y de Bouguer.

6. Calculo de la corrección ortométrica por:

$$\text{Corrección Ortometrítica} = \{[G \text{ (promedio)} - G(45^\circ)] / G(45^\circ)\} * \Delta h + [G \text{ medio(el pto. inicio)} - G(45^\circ) / G(45^\circ)] * h(\text{pto. inicio}) - [G \text{ medio(pto a determinar)} - G(45^\circ) / G(45^\circ)] * h(\text{pto. A determinar}).$$

7.  $\Delta$  ortométrico = Dif. de Cotas Potenciales/G medio (pto. De inicio)+Corrección ortométrica.

NOTA: La siguiente imagen es un ejemplo del procedimiento expuesto.

Pto. Fijo	Latitud [°]	$g_{ob}$ [kgal]	$g_{ob}$ [gal]	$\Delta h$ [m]	Altura Geométrica. [m]	Prom. g Tramo [Kgal]	Dif. de Cotas Pot. [Kgal m]	$g$ medio [Kgal]	Correc. Ortometrítica [m]
NODAL 8	-50.339722	0.981016	981.015980		200.066			0.98102446	
				-25.196		0.98101757	-24.71771869		-0.00019947
Regla Calafate	-50.317519	0.981019	981.019160		174.870			0.98102657	
$\Delta$ Ortometrítico [m]		$\gamma$ [kgal]	$\gamma_m$ [kgal]	Correc. Normal [m]	$\Delta$ Normal [m]	Alturas Ortometrísticas [m]	Alturas Normales [m]		
		0.981100630	0.98106976			200.066	200.066	NODAL 8	
-25.196				0.00100015	-25.194				
		0.981098654	0.981071671			174.870	174.872	Regla Calafate	
$\gamma_0^{45}$ [Kgal]						0.000	0.002		
0.980619920									

Imagen 92. Corrección gravimétricas Escala Lago Argentino. Pacino. Rosario, 2015.

## VIII.III. RED DE VINCULACIÓN

El procesamiento de los vectores GNSS y el ajuste de redes se encargaron a un equipo de docentes e investigadores de la UNR. Coordinado por el Ingeniero Gustavo Noguera.

## Procedimiento para los vectores

Se vinculan los puntos **250S** y **2LI** al Marco de Referencia Geodésico Nacional POSGAR 2007 mediante mediciones efectuadas con receptores GNSS a:

- Dos estaciones permanentes de la Red RAMSAC: UNPA y CHLT
- Tres puntos de la Red POSGAR 2007: GERO, JUNA, PBNA

Las mediciones se realizaron el día 13/06/2015, con cinco receptores GNSS Trimble, modelos R5, R6 y 5700, operando en forma simultánea entre 6 y 11 hs.

Para el cálculo se seleccionaron los vectores que vinculan los puntos de coordenadas conocidas (ya sea estación permanente o punto POSGAR) a los puntos a vincular (250S y 2LI), empleando el software TBC 2.60.43

Quedando conformada la siguiente red:

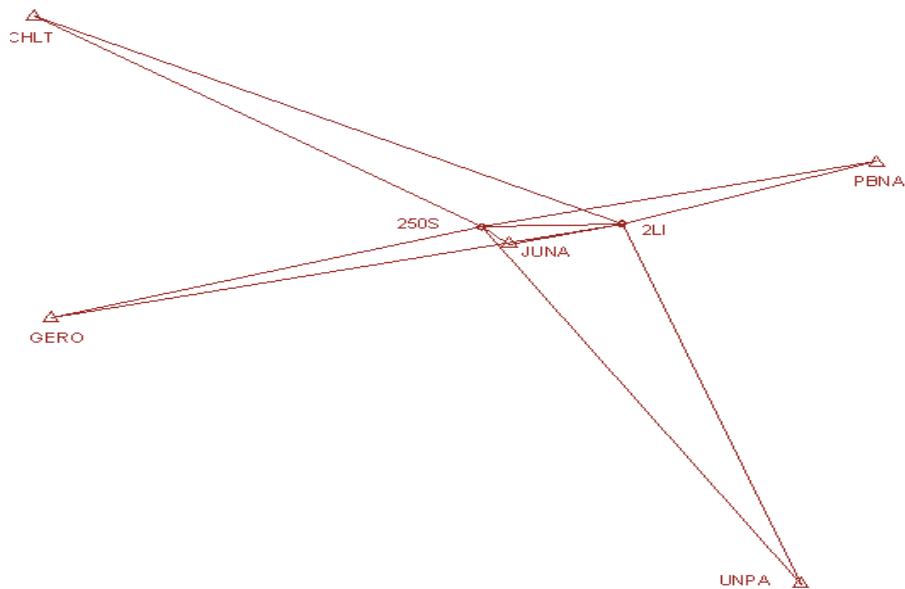


Imagen 93. Red de Vinculación en escala. Gustavo Noguera. Rosario, 2015.

Para efectuar el cálculo de los vectores se adoptaron 3 estrategias, en todas haciendo uso de efemérides precisas del IGS:

1. Asignando coordenadas de arranque al punto UNPA, considerándolo como el de mejor calidad en cuanto a las coordenadas conocidas. El informe de este cálculo se adjunta en “infoproces-v1.pdf”
2. Asignando coordenadas de arranque a un punto central de la red, en este caso JUNA, para distribuir los vectores de forma homogénea. El informe correspondiente es “infoproces-v3.pdf”
3. Finalmente, para descartar cualquier influencia de las coordenadas de arranque sobre el cálculo de los vectores y como verificación se calcularon los vectores utilizando como arranque las coordenadas de UNPA calculadas por SIRGAS para la última semana disponible (w 1884), el informe correspondiente es “infoproces-v5.pdf”

En todos los casos se obtuvieron soluciones fijas, las diferencias entre los valores obtenidos para los vectores mediante los tres cálculos son insignificantes (< 3mm).

## Procedimiento de ajuste

Para el ajuste se utilizaron 2 estrategias:

- 1.- Fijando un solo punto para comprobar la red internamente, se fijó UNPA y se ajustó la red por mínimos cuadrados, obteniendo valores de cierre que están en el informe anexo “Ajuste\_fijando\_1\_punto.html”.
- 2.- Fijando los 5 puntos de coordenadas conocidas (dos estaciones permanentes y tres puntos POSGAR), obteniendo errores de cierre y en las coordenadas de los dos puntos a vincular (250S y 2LI) compatibles con las precisiones enunciadas para los puntos POSGAR, por lo tanto se adoptan estas coordenadas obtenidas como definitivas. El informe correspondiente se encuentra en **ANEXO 9** y en archivo “Ajuste\_fijando\_5\_puntos.html”.

# Coordenadas de los puntos fundamentales

PUNTO	Latitud	Longitud	Alt. Elip.	Elipse de error[mm]	
				Mayor	Menor
250S	S50°12'51.08676"	O70°47'08.86121"	140.21	±12	±8
2LI	S50°11'58.03666"	O70°06'50.54509"	94.82	±10	±8

Tabla 21. Puntos Fundamentales. Armando Del Bianco. Córdoba, 2015.

## VII.IV. PROCESAMIENTO DE LOS PUNTOS SAP

Los puntos del Sistema de Apoyo y villas de NK y JC. Fueron calculados en la oficina técnica de DBA. El software utilizado fue el TBC 2.3. Los cálculos se realizaron con efemérides precisas IGS. Para el SAP NK y villa NK se usó como base el 250S. Mientras que, para SAP JC y villa JC se usó como base el 2LI. Todos los valores poseen su elipse de error. Definida por los semiejes mayor y menor.

### SAP Néstor Kirchner

PUNTO	Latitud	Longitud	Alt. Elip.	Elipse de error[mm]	
				Mayor	Menor
250S	S50°12'51.08676"	O70°47'08.86121"	140.21	±12	±8
250N	S50°12'31.16601"	O70°47'01.66354"	133.98	±5	±4
AL	S50°12'23.98793"	O70°46'40.45436"	137.53	±5	±4
EJ	S50°12'38.87744"	O70°46'31.85589"	134.06	±6	±5
SC00	S50°12'58.60924"	O70°46'50.55974"	155.98	±5	±4

Tabla 22. Puntos SAP de NK. Armando Del Bianco. Córdoba, 2015.

### Villa Néstor Kirchner

PUNTO	Latitud	Longitud	Alt. Elip.	Elipse de error[mm]	
				Mayor	Menor
VNK1	S50°15'34.10675"	O70°45'37.53704"	292.43	±5	±4
VNK2	S50°15'51.57406"	O70°45'37.35275"	313.12	±5	±4
VNK3	S50°15'52.07784"	O70°45'02.32186"	297.37	±5	±4

Tabla 23. Puntos Villa NK. Armando Del Bianco. Córdoba, 2015.

### SAP Jorge Cepernic

PUNTO	Latitud	Longitud	Alt. Elip.	Elipse de error[mm]	
				Mayor	Menor
2LI	S50°11'58.03666"	O70°06'50.54509"	94.82	±10	±8
2KI	S50°11'14.04337"	O70°07'25.23197"	96.18	±1	±1
JA	S50°11'10.28674"	O70°06'30.89795"	94.41	±1	±1
JR	S50°11'34.85103"	O70°06'32.49064"	97.85	±1	±1
ML	S50°11'04.85148"	O70°07'06.79509"	93.72	±1	±1

Tabla 24. Puntos SAP JC. Armando Del Bianco. Córdoba, 2015.

# Villa Jorge Cepernic

PUNTO	Latitud	Longitud	Alt. Elip.	Elipse de error[mm]	
				Mayor	Menor
<b>VJC1</b>	S50°16'58.22816"	O70°09'49.67796"	187.12	±11	±14
<b>VJC2</b>	S50°16'41.64082"	O70°09'32.83699"	172.19	±11	±14
<b>VJC3</b>	S50°17'06.36098"	O70°09'35.59665"	207.46	±11	±15

Tabla 25. Puntos Villa JC. Armando Del Bianco. Córdoba, 2015.

## Errores en planimetría

Errores SAP NK-JC	
Parámetro	Valores en mm
Media	2.5
EMC	2.29
K	±Vinculación ±vértices
K	14.29
Error Final	17.50
Error Final <sup>2</sup>	306.25
K <sup>2</sup>	204.20
Error del Sistema	10.10

Tabla 26. Errores del SAP en planimétrica. Del autor. Córdoba, 2015.

Como se puede observar, tanto el error medio cuadrático como el error del sistema son más que aceptables para los puntos SAP. Dando por valido los resultados y las metodológicas.

## VII.V. Procesamiento de las nivelingaciones

### *Procesamiento de nivelingaciones trigonométricas*

Las nivelingaciones trigonométricas como ya se aclaró fueron reciprocas y simultaneas. La fórmula a utilizar fue:

$$Dh = L \left( 1 + \frac{Hm}{R} \right) \cdot \operatorname{tg} \frac{z' - z}{2}$$

Dónde:

- L = distancia RPS – RPN
- Hm = altura media s/nmm.
- R = radio de la tierra
- z' = distancia zenithal 1
- z = distancia zenithal 2

### *Resultados de las nivelingaciones trigonométricas*

Las nivelingaciones trigonométricas se calcularon en la oficina técnica de DBA. Arroyando los valores:

- Néstor Kirchner con un error en la determinación del desnivel: ± 2 mm
- Jorge Cepernic con un error en la determinación del desnivel: ± 11 mm.

En JC se encuentra un posible error en la nivelación trigonométrica 5 veces mayor al valor de NK. Pero, debido a la falta de permisos no se puede volver a medir, quedando con ese valor de error.

## **Procesamiento de nivelinges geométricas**

Las nivelinges geométricas constan de las longitudes aproximadas que a continuación se describen.

### **Zona Lago Argentino**

- 3,5 km de Nivelación desde Nodal 8( El Calafate) hasta escala de Lago Argentino.
- 5 km desde PF17N (369) hasta Escala Charles Fuhr
- 1 km del punto de paso H7 ( punto de paso a Escala de Ch.F.) hasta LL

**Total de 9,5 km de nivelación geométrica en zona Lago Argentino.**

### **Zona NK**

- 11 km desde PF3N (381) hasta punto fundamental 250S
- 500 metros desde el 250S hasta el SC00
- 100 metros desde el 250S hasta el punto de paso RPS
- 300 metros desde RPN hasta el 250N
- 500 metros desde 250N hasta AL
- 600 metros de 250N a EJ
- 6,5 km desde PF3N (370) hasta VNK1.
- 1,2 km desde el G11(último punto de paso antes de llegar de PF3N (370) hasta VNK1) hasta el VNK2
- 800 metros del VNK2 al VNK3.

**Total de 21,5 kilómetros de nivelación geométrica en NK.**

### **Zona JC**

- 22 km desde el PF10N (370) al punto fundamental 2LI. Esta nivelación pasa por los puntos VJC1 y VJC2
- 400 metros de VJC2 a VJC3
- 800 metros de 2LI a JR
- 50 metros de 2KI a LES

NOTA: la nivelación geométrica de LEN a ML y JA no se pudo realizar. Por no haber permisos de paso por parte de un propietario.

**Total de 23,25 kilómetros de nivelación geométrica en JC.**

### **Kilómetros totales de nivelación.**

En total se midieron 54,25 kilómetros de nivelación geométrica. Con una proporción del 40% de tramos repetidos. Debido a que no cerraban las tolerancias en los tramos que como se expresó anteriormente es de:

- Nivelaciones de alta precisión:  $\text{error} = 3V(L) * \text{mm}$

**Totalizando 75,95 kilómetros aproximadamente de nivelación geométrica. Para cumplir con las tolerancias en la totalidad de la obra.**

## **Errores en las nivelaciones**

### **Error en la nivelación del Punto Fundamental 250S de Néstor Kirchner**

Nivelación PF3N382 a 250S				
Desnivel Ida	-7.15686	m	Dist Ida	11187.803
Desnivel Vuelta	7.1576	m	Dist Vuelta	11189.091
Error Acumulado	0.74	mm		
Distancia recta	10.4	mm		
Tolerancia	3	mm	Distancia Promedio	11188.447
Error por distancia	10	mm		
$\Sigma$ Error normalizado	2	mm		
EMC(del normalizado)	1	mm		

Tabla 27. Calculo estadístico nivelación a 250S. Del autor. Córdoba, 2015.

### **Error en la nivelación del Punto Fundamental 250S de Néstor Kirchner**

Nivelación PF10N370 a 2LI				
Desnivel Ida	-299.484	m	Dist Ida	20990.347
Desnivel Vuelta	299.495	m	Dist Vuelta	21152.558
Error Acumulado	10.42	mm		
Distancia recta	12	mm		
Tolerancia	3	mm	Distancia Promedio	21071.453
Error por distancia	10	mm		
$\Sigma$ Error normalizado	8	mm		
EMC(del normalizado)	2	mm		

Tabla 28. Calculo estadístico nivelación a 250S. Del autor. Córdoba, 2015.

### **Conclusión.**

En ambos casos se cumple con las tolerancias fijadas. Siendo el EMC de NK de  $\pm 1$ mm. En tanto que en el caso de JC, el EMC es de  $\pm 2$ mm. Es importante volver a resaltar que, fue necesario re medir varios tramos para caer dentro de estas tolerancias.

En ninguno de los dos casos se pudo cerrar el rodeo, impidiendo determinar el error de cierre de la nivelación.

## **VII. V. SAP EN PROYECCION POR PRESA**

Como se expresó en el capítulo de proyecciones, cada presa cuenta con una proyección local para tareas de topografía. Estos son los valores de cooordenadas y cota ortométrica que se utilizaran en obra. Los valores finales serán:

## SAP con Proyección Local Néstor Kirchner

PUNTO	Proyección Local			Elipse de error[mm]		EMC de nivelación
	X	Y	Cota	Mayor	Menor	
<b>250S</b>	49963.94	19372.14	121.55	±12	±8	±1
<b>250N</b>	49348.40	19229.50	127.80	±5	±4	±1
<b>AL</b>	50185.76	19792.69	125.11	±5	±4	±1
<b>EJ</b>	49725.70	19963.20	121.64	±6	±5	±1
<b>SC00</b>	49116.01	19592.38	143.58	±5	±4	±1

Tabla 29. SAP NK en proyección local. Del autor. Córdoba, 2015.

## SAP con Proyección Local Villa Néstor Kirchner

PUNTO	Proyección Local			Elipse de error[mm]		EMC de nivelación
	X	Y	Cota	Mayor	Menor	
<b>VNK1</b>	44311.33	21039.19	280.12	±5	±4	±2
<b>VNK2</b>	43771.62	21042.74	300.81	±5	±4	±2
<b>VNK3</b>	43755.87	21736.56	285.06	±5	±4	±2

Tabla 30. SAP Villa NK en proyección local. Del autor. Córdoba, 2015.

## SAP con Proyección Local Jorge Cepernic

PUNTO	Proyección Local			Elipse de error[mm]		EMC de nivelación
	X	Y	Cota	Mayor	Menor	
<b>2LI</b>	69133.71	30385.85	83.14	±10	±8	±2
<b>2KI</b>	70493.02	29697.83	84.46	±1	±1	±2
<b>JA</b>	70609.04	30775.73	---	±1	±1	±2
<b>JR</b>	69850.06	30744.02	86.16	±1	±1	±2
<b>ML</b>	70777.04	30063.58	---	±1	±1	±2

Tabla 31. SAP JC en proyección local. Del autor. Córdoba, 2015.

## SAP con Proyección Local Villa Jorge Cepernic

PUNTO	Proyección Local			Elipse de error[mm]		EMC de nivelación
	X	Y	Cota	Mayor	Menor	
<b>VJC1</b>	60370.10	27171.78	160.61	±11	±14	±2
<b>VJC2</b>	59606.26	27117.56	195.95	±11	±14	±2
<b>VJC3</b>	59857.39	26838.63	175.50	±11	±15	±2

Tabla 32. SAP Villa JC en proyección local. Del autor. Córdoba, 2015.

# CAPITULO IX. CONCLUSIONES

## IX.I. INTRODUCCIÓN

Las tareas en campaña permiten concluir conceptos sobre los instrumentales. Como recaudos a tener en cuenta y efectividad en su uso. Sobre eso se va a hacer algunas conclusiones.

Las tareas inicialmente definidas para la medición del SAP, fueron detalladas en el Manual de Procedimientos. Elaborado por el Ingeniero Amando del Bianco. En este, se plantearon varias alternativas que luego no pudieron realizarse por cuestiones logísticas, operativas, plazos, etc. Muchas tareas de las cuales, fueron pensadas para tener dobles controles y/o mejorar la solidez de las metodologías. Lo que pone en evidencia algunas variantes entre lo definido conceptualmente y lo que finalmente se ejecutó:

- Diseño de redes
- Vinculaciones a redes planimétricas y altimétricas
- Instrumentales y metodologías optimas

## IX.II. INSTRUMENTALES UTILIZADOS

### Niveles Digitales y miras de Invar/aluminio

Los niveles digitales DiNi Trimble con miras de INVAR (o aluminio) de códigos sorprenden por su precisión y exactitud. Siempre y cuando se tenga los recaudos necesarios. Empezando por el estado de los instrumentos, pero además, hay cuestiones operativas que es importante tener en cuenta. Por ejemplo:

- No se los estaciona en terrenos excesivamente duros. Donde los zunchos no se entierran.
- No se los estaciona en suelos excesivamente blandos. Donde las patas se desplazan.
- No se los estaciona en zonas donde pueden estar afectados por vibraciones de los vehículos
- No se mide si el viento genera oscilaciones en el compensador del retículo.
- No se mide si el viento genera movimientos en las miras
- No se mide en horarios donde la luz da de frente a objetivos. Ni cuando la luz es poca como para generar lecturas.

#### Estacionamiento del DiNi

El procedimiento para verticalizar el DiNi consiste en:

- Clavar los zunchos
- Verticalizar con los tornillos nivelantes
- El equipo está correctamente estacionado

En zonas aptas y con tolerancias de medición holgadas (Nivelaciones topográficas con error =  $7\sqrt{L}$  mm) puede resultar práctico y eficiente. Pero las tolerancias que se busca cumplir son menores (Nivelaciones de alta precisión con error =  $3\sqrt{L}$  mm). Además, se intentaba estar por debajo de la mitad de este último. Sumado a que, la zona presenta terreno difícil para el estacionamiento, en algunas zonas por ser excesivamente duro (piedras o material sedimentario muy compacto), mientras que, otras zonas presentan terreno excesivamente blanco (arena). Se suma una complicación extra que es el viento, que genera oscilaciones en el compensador del nivel y en la verticalidad de la mira. Obligando a hacer algunas consideraciones extra y por lo tanto se agregan algunos pasos complementarios. Quedando de la siguiente forma:

1. Buscar el mejor suelo posible
2. Clavar los zunchos
3. Apuntas hacia atrás
4. Verticalizar con los tornillos nivelantes
5. Apuntar hacia adelante
6. Verticalizar con los tornillos nivelantes
7. Apuntar hacia atrás
8. Se repite del 3 al 7 hasta que la burbuja del nivel no cambie su posición dentro del círculo del nivel
9. El equipo quedo en condiciones de efectuar lecturas

Este procedimiento es tedioso y se pierde mucho tiempo, sin embargo, disminuye la influencia de error por cambio del plano de comparación del DiNi.

#### **EL DiNi puede leer a la centésima de milímetro y asegurar a la décima de milímetro**

Los niveles digitales generan las lecturas a miras graduadas (invar o aluminio). El fabricante asegura una precisión de lectura del mm (milímetro), pero, permite efectuar lecturas estimando a la centésima de milímetro ( $0.001\text{ mm}=0.00001\text{m}$ ). Se probó en varias situaciones distintas, medir una y otra vez con el DiNi a una misma mira. Los valores que arrojaba siempre eran muy cercanos, con variaciones que estaban siempre por debajo de la centésima de milímetro. Es decir, el DiNi en buenas condiciones y con los recaudos necesarios, puede estimar la milésima de milímetro y, arrojar valores con muy poca desviación a la décima de milímetro.

#### **Miras de invar y aluminio.**

La precisión tiene que ver con cuan cercanos son entre si los valores medidos. Hace a la distribución de las mediciones respecto a la media aritmética, es decir, está relacionado con la incertidumbre en la medición. Para un instrumento en condiciones óptimas (sin fallas constructivas u elemento en mal estado) depende de hasta dónde se puede estimar. Siendo que las miras de invar y aluminio tienen códigos iguales, ambas permiten estimar hasta la centésima de milímetro. Es decir que, la precisión está relacionada con el nivel y se puede asegurar a la décima de milímetro.

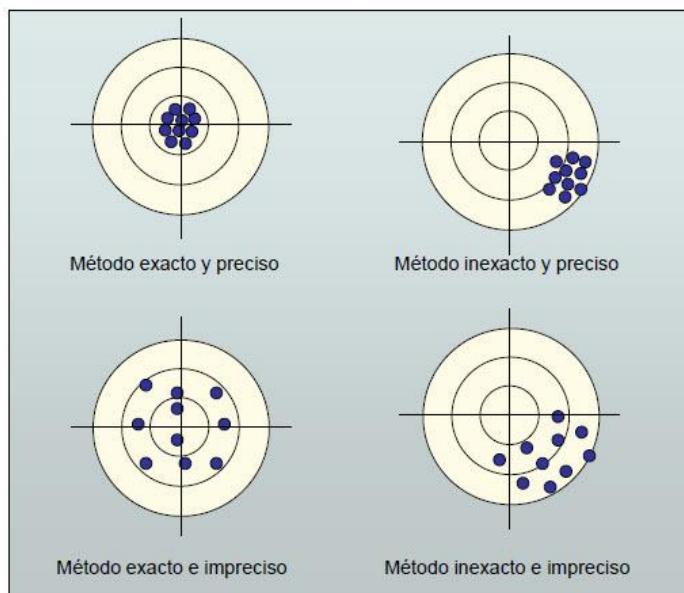


Imagen 94. Precisión y exactitud. Fuente: desconocida.

La exactitud en cambio, se relaciona con que tan cercano están los valores medidos con el valor verdadero. Es aquí donde entra en juego, el material del que se compone la mira. Sobre todo porque el aluminio se ve afectado en mayor medida que el invar al cambio de clima. Por eso se utiliza miras de invar para nivelingaciones de alta precisión.

La cuestión seria. ¿Hasta dónde conviene medir con mira de aluminio y mira de invar? Sobre todo sabiendo que la mira de invar es incomoda debido a que es delicada y pesada, pero, con menor variabilidad en las mediciones. La práctica en las nivelaciones de la obra nos indican que:

- Para nivelaciones de alta precisión con error =  $1.5V(L)$  mm) es posible utilizar mira de aluminio, con el inconveniente que se repiten tramos por entrar dentro de las tolerancias. En una proporción del 50 por ciento de tramos repetidos.
- Para nivelaciones de alta precisión con error =  $3V(L)$  mm) es posible medir con mira de aluminio, sin embargo, no todos los tramos cierran en las tolerancias. Repitiendo una proporción del 30 por ciento.

No es una conclusión general. Sino una conclusión de las condiciones particulares que se dieron en esa zona, con esos instrumentales y con esas miras.

#### **Movimiento de miras por acción del viento.**

Si son factores determinantes respecto a las miras:

- Revisar la verticalidad de las niveletas mediante los hilos del retículo. Para esto, observamos la mira por los hilos del retículo del objetivo, e indicamos las correcciones por aproximaciones sucesivas, corriendo los tornillos de las niveletas. Hasta que no quede totalmente vertical, no está en condiciones de ser utilizada la mira.
- Verticalizar y medir cuando el viento no genere variaciones. Obviamente que estamos hablando de pequeñas brisas de viento. Vientos fuertes directamente generan vibraciones en el compensador y oscilación de la mira. En situaciones de brisas leves se procede de la siguiente manera, se intenta buscar valore distintos para descartar mediciones y no dar por válidas. Entonces, si se observa por el objetivo y la mira oscila, hacemos varios disparos, buscando que genere valores distintos. Si los valores que genera en reiteradas veces son iguales, se puede medir. Si no, es porque el viento genera variaciones considerables y no podemos medir. Esto se concluye midiendo tramos completos en situaciones de viento muy leve. Y cuando se cerraba el tramo, siempre se quedaba afuera de tolerancia, por más que, se tuvieran todos los demás recaudos.
- Los sapos de nivelación deben ser enterrados hasta que no se mueven y en terrenos que no sean muy blandos. Además, las miras deben ser apoyadas con cuidado y sin generar fuerzas muy grandes, para no generar enterramientos del sapo.
- Los trípodes deben estar en excelentes condiciones. Sino, genera variaciones del plano de comparación y por lo tanto en las lecturas.

Tanto el DiNi como la mira, niveletas y sapos deben ser revisados cada día que se mide, para verificar que todo esté en las condiciones óptimas de medición.

NOTA: hay que considerar que, si bien se aseguraba mediciones con tolerancia de Nivelaciones de alta precisión, cuyo error es =  $3V(L)$  mm. Las mediciones se efectuaban intentando que los tramos en ida y vuelta cerraran a la mitad de este valor. Son muy pocos los tramos que quedaron entre ambos valores, y absolutamente ningún tramo excede el valor de  $3V(L)$  mm.

## **Estaciones totales en nivelaciones trigonométricas**

Las estaciones totales mostraron que en condiciones climáticas aceptables y con los cuidados necesarios, generan valores de incertidumbre muy bajos. Este es el caso de la nivelación en Néstor Kirchner que tuvo diferencias de  $\pm 2$  mm. En cambio, la nivelación trigonométrica de Jorge Cepernic se hizo con varias complicaciones operativas que derivó en un error probable mayor de  $\pm 11$  mm.

## **Receptores GNSS**

La primera conclusión que se puede sacar es que, las baterías funcionan mucho menos tiempo en el frío, además, los equipos empiezan a fallar. Posiblemente porque el frío afecta a los circuitos y las fichas de conexión. Otro tema a considerar y ya sabido es, no medir cuando está nublado. El viento como factor es importante, porque puede volar el instrumental. Por este motivo, se ataban las patas a hierros clavados al suelo. El estado de las bases nivelantes y trípodes es importante, para no generar variaciones en la ubicación de las antenas.

## **Gravímetros relativos**

Los resultados muestran que los valores calculados en PF11 N (367) y PF13 N (367). Varían en menos de 1 mGal con los valores conocidos para esos puntos. Lo que se considera compatible dentro del margen esperable. Verificándose así, que la Escala del gravímetro no se ve alterada en la región de trabajo, además, el procedimiento de medición mediante Loop, asegura que en caso de haber una diferencia, esta sea detectada inmediatamente.

## **IX.III. CONCLUSIONES CONCEPTUALES**

La teoría es la base desde la que se fundamenta la práctica, aunque, de la teoría a la práctica surgen inconvenientes que llevan a cambiar los planteos iniciales y en este punto entra en juego el conocimiento integral y el ingenio. Esta situación no ocurre en el caso de las nivelaciones trigonométricas ni de las correcciones de gravedad, donde se ejecutó tal y cual plantea la teoría y las metodologías fijadas inicialmente. Pero, si hay situaciones a analizar en el caso de las nivelaciones geométricas y las mediciones GNSS, sobre todo porque en la práctica entra en juego una variable determinante, que es los tiempos y los rendimientos. Ya que, si se cumplen todas las condiciones teóricas y los controles necesarios, los costos se elevan mucho. Motivo por el cual, en la práctica se buscan soluciones coherentes que permitan ejecutar las mediciones y siempre dentro de las tolerancias y condiciones fijadas, aunque, esto no implica que las tareas no sean válidas. Por este motivo, vamos a estudiar los conceptos desde los cuales se plantean las tareas, como se relacionan, que se tuvo en cuenta, y como ponderar cada variable. Para encontrar un equilibrio entre las pautas teóricas y los condicionamientos prácticos.

## **Redes Geodésicas**

### ***Conceptos teóricos***

#### **Red de primer orden.**

La red POSGAR 2007 representa la red de orden superior a la que se ata el SAP. POSGAR 2007 se compone de hitos distribuidos por todo el territorio continental argentino, con puntos pasivos (POSGAR2007) y puntos activos (RAMSAC). Se estima en  $\pm 3.5$  cm la incertidumbre en las coordenadas planimétricas de los puntos y se calcula en 1.5 y 2 veces dicho valor para la coordenada altimétrica (altura elipsoidal), es decir, entre  $\pm (5.25 \text{ a } 7)$  cm. Estos valores deben ser tenidos en cuenta a la hora de determinar el valor de error probable para los puntos del Sistema de Apoyo Principal que se fija en 3.5 cm en tolerancia planimétrica.

#### **Redes geodésicas.**

Una de los requisitos en el diseño de redes geodésicas es la uniformidad en los vectores y los triángulos, para que de esta manera la distribución de errores también sea uniforme.

Además, para el caso de observables GNSS se recomienda vectores no mayores a 70 km. con sesiones en simultaneo y prolongadas. Sobre este último punto, existen distintos criterios por autor, con 2, 3, 6 y 12 hs como sugerencias.

Se recomienda medir en más de un día. Para que los observables respondan a distintas constelaciones y condiciones atmosféricas. De esta manera, se puede monitorear posibles errores groseros (como altura de antena) o errores en los observables GNSS.

Por otro lado, los observables deben responder a constelaciones similares y de geométricas con bajo valor de PDOP. El primero para que los vectores se determinen mediante los mismos satélites, el segundo para poder estimar que tan confiable es la estimación en el posicionamiento tridimensional.

Como mecanismo de doble control, se sugiere sesiones que midan vectores supernumerarios, es decir, vectores que permitan controlar con que error cierran los triángulos que forman la red.

Todos estos conceptos teóricos deben ser tenidos en cuenta a la hora de pensar una red geodésica.

Una conclusión más que interesante es que, si bien los triángulos que conformaron la red de vinculación no fueron regulares, los valores de elipses de error fueron aceptables. Es decir que, con las consideraciones necesarias:

***“Es posible medir, calcular y ajustar Redes Geodésicas con geometría irregular con resultados aceptables para vinculaciones a Redes de Orden Superior”***

## **Condicionamientos prácticos**

Uno de los principales inconvenientes es que los puntos POSGAR 2007 se encuentran a más de 70 km. Que sumado a la ubicación de los Puntos Fundamentales, generan figuras irregulares.

Algunos valores enteros a modo ilustrativo son:

- CHLT-2LI = 221 km
- JUNA-2LI = 40 km
- GERO-2LI = 199 km
- JUNA-250S = 12 km

La distancia es además, un condicionante para la configuración de las constelaciones. Por ejemplo, CHLT y UNPA se encuentran a unos 360 km, con lo cual, es lógico pensar que no van a medir a los mismos satélites. Respecto a la geometría de las constelaciones, debe ser estudiada con cuidado en cada punto.

Las condiciones climáticas, el terreno, la época del año, las distancias y la comunicación, complejizan la logística, lo que complica las mediciones de las sesiones. Sobre todo la simultaneidad y los cambios de receptores de un punto a otro, para generar vectores supernumerarios, además de, medir en distintos días. Existen semanas enteras en las que no se puede acceder a algunos puntos, sobre todo el caso del punto GERO.

## **Análisis de alternativas**

En función de los conceptos teóricos y los condicionamientos prácticos se formuló una alternativa. Compuesta de 4 sesiones distintas. Cada una medida en simultaneo y de 6 hs.

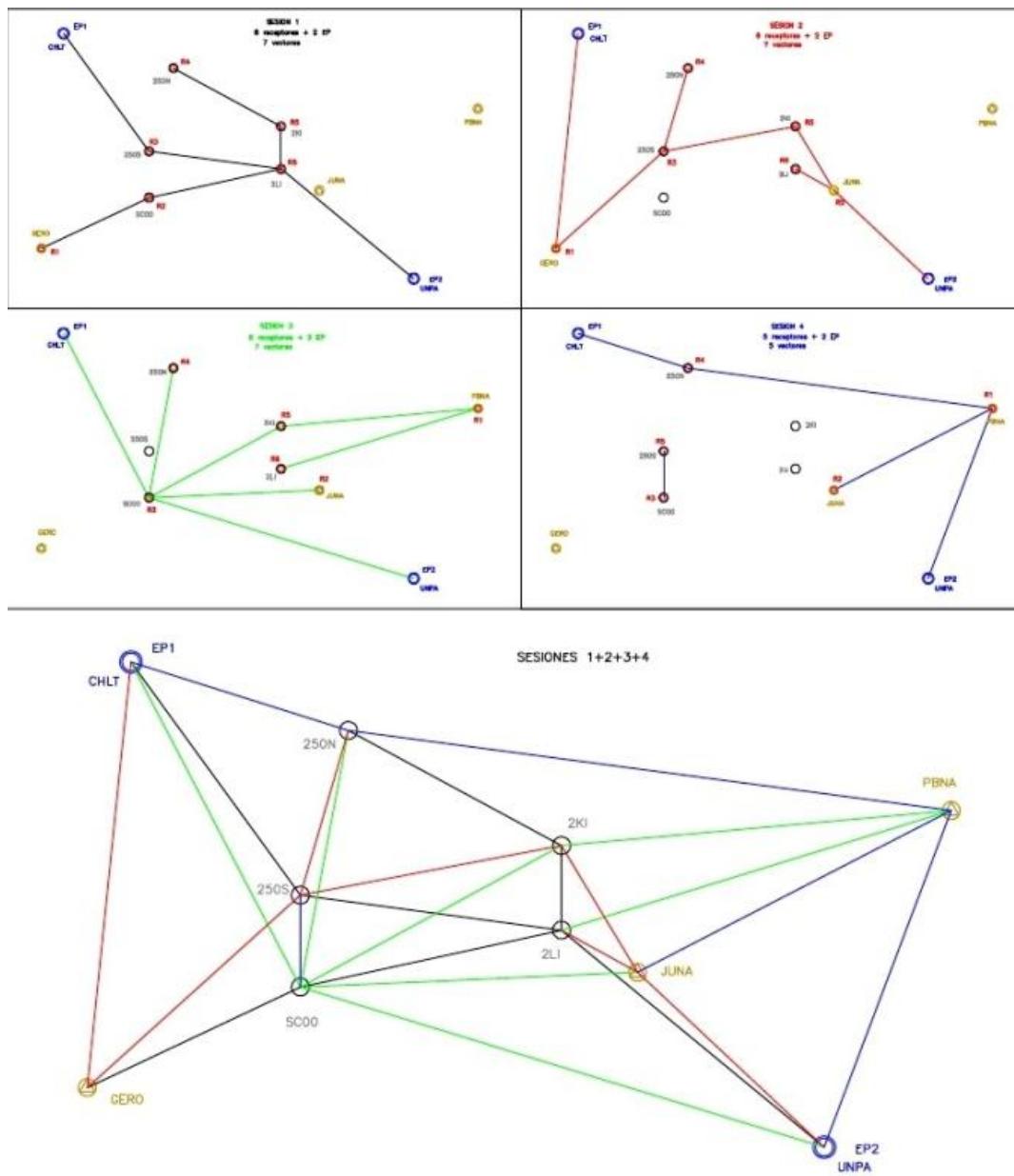


Imagen 95. Esquema inicial de Red de Vinculación. Noguera. Rosario, 2015

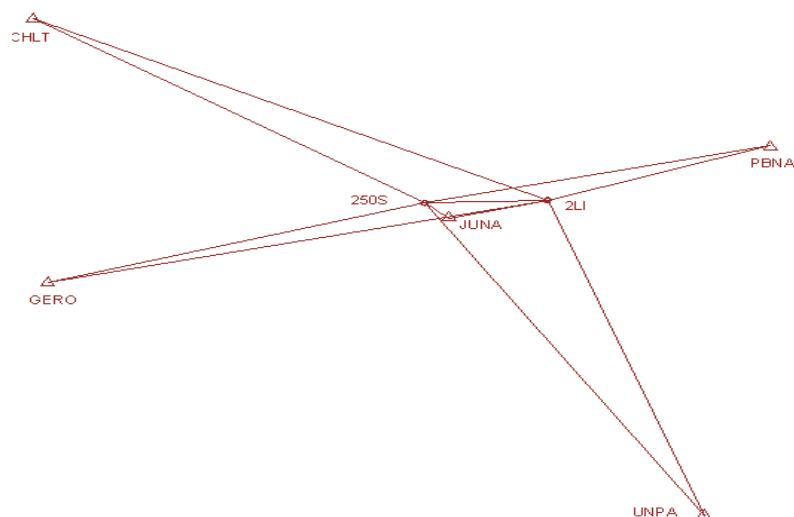


Imagen 96. Esquema final de Red de Vinculación. Noguera. Rosario, 2015

Sin embargo, luego de intentar esta opción, fue necesario re formular re formular el planteo. Se terminó optando por una medición de una sesión de:

- Los 2 puntos RAMSAC: CHLT y UNPA
- Los 3 puntos POSGAR2007: GERO, JUNA, PBNA
- Los 2 Puntos Fundamentales: 250S, 2LI

Medida en una sesión de casi 11 horas. Esta sesión fue la que se envió a la UNR para su procesamiento.

PUNTO	Latitud	Longitud	Alt. Elip.	Elipse de error[mm]	
				Mayor	Menor
250S	S50°12'51.08676"	O70°47'08.86121"	140.21	±12	±8
2LI	S50°11'58.03666"	O70°06'50.54509"	94.82	±10	±8

Tabla 33. Errores del SAP en planimétrica. Del autor. Córdoba, 2015.

Errores SAP NK-JC	
Parámetro	Valores en mm
Media	2.5
EMC	2.29
K	±Vinculación ±vértices
K	14.29
Error Final	17.50
Error Final <sup>2</sup>	306.25
K <sup>2</sup>	204.20
Error del Sistema	10.10

Tabla 34. Errores del SAP en sí mismo y EMC. Del autor. Córdoba, 2015.

Como bien se explicó al principio del capítulo. Desde un punto de vista teórico se puede hacer algunas observaciones. Pero fue la mejor opción que se encontró en función de los condicionamientos que se dan en la realidad, y, las tablas de resultados nos permiten observar que estas dentro de tolerancias tanto en la vinculación como en los puntos SAP en sí mismos.

## Nivelaciones geométricas

### *Conceptos teóricos*

Las nivelaciones geométricas en ida y vuelta no terminan de dar una certeza sobre los valores determinados. Sobre todo por el hecho que en general, el camino de ida es igual al de vuelta, un método de control es hacer un rodeo. Es decir, partir de un punto con cota determinada y, terminar en un punto con cota determinada. Este punto es sobre todo importante cuando se busca determinar la diferencia de nivel para proyectos hidráulicos. Más aún, si los puntos a determinar su cota se vinculan a puntos altimétricos distintos. Es necesario analizar alternativas para solucionar este importantísimo concepto. Es el caso de los puntos SAP de NK y la cota del punto "LL", que, sirven para determinar las diferencias de nivel entre la desembocadura del Lago Argentino y la potencial cota de Coronamiento de NK.

Nivelación PF3N382 a 250S				
Desnivel Ida	-7.15686	m	Dist Ida	11187.803
Desnivel Vuelta	7.1576	m	Dist Vuelta	11189.091
Error Acumulado	0.74	mm		
Distancia recta	10.4	km		
Tolerancia	3	mm	Distancia Promedio	11188.447
Error por distancia	10	mm		
$\Sigma$ Error normalizado	2	mm		
EMC(del normalizado)	1	mm		

Tabla 35. Errores de nivelación al 250S. Del autor. Córdoba, 2015.

Nivelación PF10N370 a 2LI				
Desnivel Ida	-299.484	m	Dist Ida	20990.347
Desnivel Vuelta	299.495	m	Dist Vuelta	21152.558
Error Acumulado	10.42	mm		
Distancia recta	12	km		
Tolerancia	3	mm	Distancia Promedio	21071.453
Error por distancia	10	mm		
$\Sigma$ Error normalizado	8	mm		
EMC(del normalizado)	2	mm		

Tabla 36. Errores de nivelación al 2LI. Del autor. Córdoba, 2015.

## Condicionamientos prácticos

Solucionar el problema de cotas entre la desembocadura de Lago Argentino y la Presa NK es el principal desafío. Sobre todo porque calcular una diferencia de nivel mayor puede generar un menor salto potencial en la presa NK. Consecuentemente generaría menor energía eléctrica. Y una determinación menor, puede afectar la curva de remanso, generando un aumento en el nivel de Lago Argentino. Pero, como bien se explicó al principio del capítulo, el mayor condicionante es el costo, puesto que, en general la teoría lleva a justificar metodologías más rigurosas y mayores controles que se traduce en mayor cantidad de dinero

## Análisis de alternativas

El método de ida y vuelta es válido. Sin embargo no es suficiente para determinar la diferencia de nivel entre dos puntos. Sobre todo por el hecho que el rodeo utiliza caminos distintos y permite tener un doble control. Se propusieron las siguientes nivelaciones para la vinculación altimétrica:

- Nivelación geométrica de PF17N (369) a Punto LL
- Nivelación Geométrica de PF3N (382) a 250S
- Nivelación Geométrica de PF10N (370) a 2LI

Más una nivelación para cerrar el rodeo:

- Nivelación geométrica de 250S a LL

Esta última nivelación tiene una longitud aproximada de 80 km, en una zona ventosa, con condiciones climáticas desfavorables y tolerancias tan bajas que representa un aumento significativo en los costos que finalmente no se solicitó.

## **IX. IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS**

Tanto las mediciones como el procesamiento cumplen con las condiciones y tolerancias solicitadas, de hecho, en algunos casos se solicitó mayor cantidad de controles o cierres. Dando por validas todas las tareas ejecutadas. Sin embargo, se extendieron los plazos y costos previstos puesto que repetir tramos de nivelación, días de paro, nieve y lluvia derivaron en días perdidos en campaña.

## **IX. V. SISTEMAS DE APOYO PRINCIPAL**

Los sistemas de Apoyo Principal son los entes geométricos mediante los cuales se sostiene una obra. Por este motivo, es fundamental contar con los conocimientos teóricos y la experiencia de profesionales para elaborar y ejecutar obras de esta envergadura.

En este sentido, es importante la consultar de la bibliografía que hace a la topografía y Geodesia práctica. Pero, también es necesario consultar conceptos de geofísica, estadística y geometría. Esto obligó al autor a asistir a un curso de geofísica con la Dra. Pacino y un curso sobre Procesamiento de Redes Geodésicas con el Ingeniero Noguera, ambos de la UNR. Además, vincularse a Redes de Orden Superior requiere de conocer como porque y para que se elaboran dichos Sistemas, por este motivo, el autor tuvo que interiorizarse en los sistemas POSGAR, RAMSAC, PASMA, RAGA, Red Altimétrica con sus metodologías, consideraciones técnicas, condiciones, tolerancias, distribución y jerarquía.

Respecto a las mediciones en sí mismas, siempre son más complejas y difíciles de lo que a simple vista se puede suponer, ya que, el clima, las distancias y las tolerancias nos obligan a repensar alternativas para cumplir con lo solicitado.

## **IX. VI. FORMACION DEL FUTURO INGENIERO**

Los contenidos curriculares incorporados en los años de cursado son una basta y confiable base teórica. Pero también lo son la formación de criterio resolutivo impartida durante el cursado. Lo que es importante complementar con la opinión de los profesionales que tengan experiencia en el área. Es decir que se integra:

- Formación de pensamiento analítico resolutivo (informática, álgebra, análisis matemático y demás materias del ciclo básico de ingeniería)
- Contenidos conceptuales (materias de la especialidad Agrimensura)
- Saber ponderar alternativas (escuchar a profesionales no solo de la agrimensura sino de también de otras profesiones).

La formación del estudiante no termina el día que obtiene el título habilitante. Es una formación continua a lo largo de su vida profesional.

# CAPITULO X. BIBLIOGRAFÍA

La bibliografía de consulta representa la base donde asentar el presente informe. Algunos de los artículos o libros citados fueron utilizados como base para comprender conceptos. Mientras que otros fueron citados. Ya que son explicaciones muy concretas, sencillas y útiles. A continuación se presenta una lista de algunas publicaciones consultas y/o citadas.

- Huerta – Mangiaterra – Noguera. **GPS Posicionamiento Satelital**. Rosario: UNR Editora. 2005
- María Soledad Souto Llamas. **Diseño de una Red Activa GNSS para la Provincia de Córdoba, Argentina**. Universidad Politécnica de Valencia. 2009.
- Armando Del Bianco. **Topometría y Micro geodesia, Apuntes de Clases**. Córdoba. 2000.
- José Manuel Millán Gamboa. **Geodesia y Topografía**. Cádiz. JM Ediciones, 2006.
- Instituto Geográfico Nacional de España. Sistemas **Geodésicos de Referencia**. [www.ign.es](http://www.ign.es)
- Enrique Calero. **Sistema de Referencia WGS-84**. Universidad Politécnica de Madrid. 23 de Marzo de 2003.
- **Manual de Cartografía I**. Ingeniería de Geodesia y Cartografía. Universidad Politécnica de Jaén (España). 2008-09.
- María Virginia Mackern Oberti. **Materialización de un Sistema de Referencia Geocéntrico de alta precisión mediante observaciones GPS**. Universidad Nacional de Catamarca. Mayo de 2003.
- Enrique Calero. **Sistema de Referencia WGS-84**. Universidad Politécnica de Madrid. 23 de Marzo de 2003.
- María Jesús Aguilera Ureña. **Desarrollo de una Metodología de Cálculo de Redes Geodésicas observadas mediante GPS. Análisis de la Influencia de los métodos de cálculo en la precisión**. Universidad de Córdoba. España. 2001
- Rubén C. Rodríguez, **Marco de Referencia Geodésico Argentino**. 31 de Marzo de 2010.
- Moirano, J. F. **Materialización del Sistema de Referencia Terrestre Internacional en Argentina mediante observaciones GPS**. Argentina. 2000.
- Página Oficial del Departamento de Ingeniería de Sistemas y Automática de la Universidad de Valladolid. <http://www.isa.cie.uva.es/gps/GPSerrores.html>
- Virginia Mackern Oberti. **Ajuste de Redes y Análisis de Precisión**. Catamarca, Septiembre 2011.
- Raúl Márquez. **Sistemas Lineales Inconsistentes y Ajuste de Redes GPS**. Universidad Nacional de San Juan.
- IGN. **Curso de Georreferenciación**. Mendoza, 2013.
- IGN. **Modelo GAR**. Tucumán, 2012.
- IGN. **Proyecciones Cartográficas**. Buenos Aires, 2015.
- Comité Nacional de la Unión Geodésica y Geofísica Internacional. **Sistemas Geodésicos**. Argentina, 1999.
- Página del IGN. **POSGAR94 y 07, RAMSAC, Gauss Krüger, SIRGAS**. Argentina, 2015.