

3



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLÁN"**

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LAS PILAS
DEL VERTEDOR DE LA PRESA REGULADORA
SAN RAFAEL, NAYARIT**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

295781

PRESENTA

MA. GUADALUPE BARRIOS GALVÁN

ASESOR

M. I. REGINALDO HERNÁNDEZ ROMERO



Junio del 2001





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

DEDICADA:

A los hombres comprometidos consigo mismos, conscientes de su naturaleza y potencial, en búsqueda constante de retos que les permitan alcanzar la recompensa legítima del mérito y la oportunidad, sin olvidarse nunca de tenderles la mano a todos aquéllos que lo necesitan.

AGRADECIMIENTOS

*Aunque el hombre generalmente emplea un sin fin de palabras para poder expresar sus sentimientos, creo yo que para poder expresar mi agradecimiento a todas aquellas personas que intervinieron directa e indirectamente en la elaboración de este trabajo, no existe una palabra más clara y precisa que **GRACIAS**.*

***Gracias:** A un amigo muy especial, por que siempre me ha escuchado y ha tratado de enseñarme a jugar el juego de la vida con justicia, valor, fortaleza y confianza.*

***Gracias:** A mis padres por haberme brindado el don de la vida y apoyarme siempre con su cariño, su comprensión y confianza incondicionales.*

***Gracias:** A mis hermanos por quererme y consentirme tanto, brindándome siempre su amistad y su confianza.*

***Gracias:** Al Ingeniero Gabriel Macedo Gómez por apoyarme en la realización de este trabajo, con su cariño y su confianza, pero sobre todo con su experiencia profesional y su gran paciencia.*

***Gracias:** Al Ingeniero Reginaldo Hernández Romero por facilitarme su tiempo, su experiencia profesional y brindarme su confianza.*

***Gracias:** Al Ingeniero Luis Chávez Ramírez por su confianza, pero sobre todo por brindarme todas las facilidades para utilizar los recursos materiales necesarios para la elaboración de este trabajo.*

***Gracias:** A los Ingenieros Enrique Mena Sandoval y Francisco González Valencia por permitir que hiciera uso del P.R.H. San Rafael, Nay. como tema de mi tesis profesional.*

***Gracias:** Al Sr. Rodolfo Lopez Corral por su cariño y por el valioso tiempo que me regalo fuera de horas de trabajo, compartiendo conmigo su compromiso y calidad hacia el trabajo.*

***Gracias:** Al Ingeniero Mario Montero Catalán por el tiempo e información facilitada.*

***Gracias:** Gracias a todos los compañeros de la Oficina de Estructuras de Materiales Téreos, por la amistad y ayuda técnica que me brindaron.*

***Gracias:** A todos mis profesores quienes con sus consejos y experiencia, además de sus conocimientos, colaboraron en la terminación de mi carrera profesional.*

***Gracias:** A dos compañeros y amigos Mario y Rene por haberme brindado siempre su amistad y de manera muy especial le doy las gracias a Israel por haberme brindado su cariño y su confianza.*

CONTENIDO

PRÓLOGO

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES

1.1. Descripción y finalidad de la obra.....	3
1.2. Localización geográfica.....	3
1.3. Fisiografía de la zona.....	4
1.4. Geología regional.....	5
1.5. Geología del sitio.....	7
1.6. Comportamiento general de la presa.....	8

CAPÍTULO 2: OBRAS DE EXCEDENCIAS

2.1. Aspectos generales.....	11
2.2. Estructuras componentes.....	11
2.3. Tipos de obras de excedencias.....	13
2.4. Consideraciones generales de diseño.....	14
2.4.1. Diseño hidráulico.....	15
2.4.1.1. Selección de la avenida de diseño.....	15
2.4.1.2. Capacidad del vertedor.....	15
2.4.1.3. Tamaño y tipo del vertedor.....	15
2.4.2. Diseño estructural.....	16
2.4.2.1. Descripción de la obra.....	16
2.4.2.2. Condiciones de carga.....	16
2.4.2.3. Análisis estructural.....	17
2.4.2.4. Diseño estructural.....	18
2.5. Diseño estructural del vertedor de la P.R.H. San Rafael, Nayarit.....	18
2.5.1. Descripción de la obra.....	18
2.5.2. Acciones y cargas que actúan sobre el vertedor.....	19
2.5.3. Características físico-mecánicas de los materiales.....	20
2.5.4. Consideraciones básicas de cálculo.....	21

CAPÍTULO 3: INSTRUMENTACIÓN EN OBRAS CIVILES

3.1. Seguridad de las obras.....	25
3.2. Definición y objetivos de la instrumentación.....	25
3.3. Variables que se miden e instrumentos de medición.....	26
3.4. Proceso de medición.....	28
3.5. Procesamiento de datos y evaluación de los resultados.....	29

3.6. Características específicas de la instrumentación instalada en el vertedor del P.R.H. San Rafael, Nayarit.....	30
3.6.1. Localización de los instrumentos.....	30
3.6.2. Interpretación de lecturas.....	31
3.7. Características y componentes principales de un strain gage.....	32
3.7.1. Componentes de un deformímetro strain gage.....	33
3.7.2. Características de los deformímetros strain gages.....	34
3.7.3. Parámetros que influyen en su comportamiento.....	34

CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LAS PILAS

4.1. Resultados de las mediciones realizadas en la instrumentación de las pilas.....	36
4.1.1. Deformímetros instalados en el acero.....	37
4.1.2. Deformímetros instalados en el concreto.....	38
4.2. Resultados de la modelación de las pilas mediante el método de elemento finito(MEF).....	39
4.2.1. Método de elemento finito.....	39
4.2.2. Resultados de la modelación.....	41
4.3. Análisis comparativo entre los resultados obtenidos con la instrumentación y los obtenidos con la aplicación del método de elemento finito.....	42

<i>CONCLUSIONES</i>	44
----------------------------------	----

<i>BIBLIOGRAFÍA</i>	46
----------------------------------	----

ANEXO A: DEFINICIÓN, CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES DEL CONCRETO

A.1. Concreto.....	49
A.2. Características y propiedades del concreto.....	49
A.2.1. Concreto en estado fresco.....	50
A.2.2. Concreto en estado endurecido.....	51
A.2.3. Efectos de las restricciones en los cambios volumétricos.....	56
A.3. Relación esfuerzo-deformación del concreto.....	58
A.4. Consideraciones generales de diseño.....	59

ANEXO B: TABLAS Y FIGURAS

RELACIÓN DE TABLAS

- 1.1. Datos generales del proyecto
- 1.2. Principales sistemas de fracturas en el sitio del P.R.H. San Rafael, Nayarit.
- 1.3. Variables medidas e instrumentos de medición

- 2.1 Combinaciones de cargas
- 2.2 Características físico-mecánicas de los materiales proporcionadas por C.F.E. para el diseño del vertedor del P.R.H. San Rafael, Nayarit.
- 2.3 Modificaciones a las características físico-mecánicas de los materiales
- 2.4 Características de la roca de cimentación

- 3.1. Identificación de los instrumentos instalados en el P.R.H. San Rafael, Nayarit
- 3.2. Modos de despliegue (a-f)

- 4.1. Esfuerzos principales máximos

- A.1. Características del concreto fresco que influyen en su comportamiento en las diferentes etapas de su utilización
- A.2. Características y propiedades del concreto endurecido relacionadas con su funcionamiento estructural y su durabilidad
- A.3. Principales cambios volumétricos que suelen ocurrir en el concreto fresco y endurecido
- A.4. Variación de la restricción ejercida por la cimentación con la altura del concreto

RELACIÓN DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

- 1.1 Localización y acceso al P.R.H. San Rafael, Nayarit
- 1.2. Localización fisiográfica
- 1.3. Cuenca hidrológica del río Santiago
- 1.4. Columna estratigráfica del área
- 1.5. Principales rasgos estructurales en torno al proyecto
- 1.6. Localización de las provincias y elementos tectónicos al nivel del Pacífico
- 1.7. Distribución de la red sísmica y localización sísmica
- 1.8. Localización del eje “el venado”
- 1.9. Planta general del P.R.H San Rafael, Nay.
- 1.10. Sección transversal máxima (0+225), de la cortina
- 1.11. Sección longitudinal de la cortina
- 1.12. Localización en planta del sistema de instrumentación

CAPÍTULO 2

- 2.1. Planta general del proyecto hidroeléctrico Peñitas
- 2.2. Sección transversal del vertedor de servicio
- 2.3. Planta general de la obra de excedencias
- 2.4. Vista A-A del vertedor
- 2.5. Corte transversal 1-1
- 2.6. Isométrico de la obra de excedencias

CAPÍTULO 3

- 3.1. Localización de la instrumentación instalada en el vertedor
- 3.2. Deformímetros instalados en el acero de refuerzo, pila No. 1 del vertedor
- 3.3. Deformímetros instalados en el acero de refuerzo, muro izquierdo del vertedor
- 3.4. Deformímetros instalados en el concreto, pila No. 1 y muro izquierdo del vertedor
- 3.5. Panel de control GR-403
- 3.6. Transductor de cuerda vibrante

CAPÍTULO 4

- 4.1. Esfuerzos registrados, con respecto al nivel de embalse, en los deformímetros instalados en el acero, dirección X.
- 4.2. Esfuerzos registrados, con respecto al nivel de embalse, en los deformímetros instalados en el acero, dirección Y.
- 4.3. Esfuerzos registrados, con respecto al nivel de embalse, en los deformímetros instalados en el acero, dirección Z.
- 4.4. Esfuerzos registrados, con respecto al nivel de embalse, en los deformímetros instalados en el concreto, dirección X.
- 4.5. Esfuerzos registrados, con respecto al nivel de embalse, en los deformímetros instalados en el concreto, dirección Y.
- 4.6. Esfuerzos registrados, con respecto al nivel de embalse, en los deformímetros instalados en el concreto, dirección Z.
- 4.7. Esfuerzos registrados, con respecto al nivel de embalse, en los deformímetros instalados en el acero, dirección X.
- 4.8. Esfuerzos registrados, con respecto a la temperatura, en los deformímetros instalados en el acero, dirección Y.
- 4.9. Esfuerzos registrados, con respecto a la temperatura, en los deformímetros instalados en el acero, dirección Z.
- 4.10. Esfuerzos registrados, con respecto a la temperatura, en los deformímetros instalados en el concreto, dirección X.
- 4.11. Esfuerzos registrados, con respecto a la temperatura, en los deformímetros instalados en el concreto, dirección Y.

- 4.12. Esfuerzos registrados, con respecto a la temperatura, en los deformímetros instalados en el concreto, dirección Z.
- 4.13. Idealización de una región mediante elementos finitos
- 4.14. Desplazamientos en los nodos de un elemento finito
- 4.15. Distribución de los esfuerzos principales σ_1 , con un nivel de embalse de 59,00 m
- 4.16. Distribución de los esfuerzos principales σ_2 , con un nivel de embalse de 59,00 m
- 4.17. Distribución de los esfuerzos principales σ_3 , con un nivel de embalse de 59,00 m
- 4.18. Distribución de los esfuerzos normales direcciones X, Y, y Z, con un nivel de embalse de 59,00 m, detalle muro derecho.
- 4.19. Distribución de los esfuerzos normales direcciones X, Y y Z, con un nivel de embalse de 59,00 m, detalle pila No. 5
- 4.20. Distribución de los esfuerzos principales σ_1 , con un nivel de embalse de 61,00 m
- 4.21. Distribución de los esfuerzos principales σ_1 , con un nivel de embalse de 61,00 m
- 4.22. Distribución de los esfuerzos principales σ_1 , con un nivel de embalse de 61,00 m
- 4.23. Distribución de esfuerzos normales direcciones X, Y y Z, con un nivel de embalse de 61,00 m, detalle muro derecho.
- 4.24. Distribución de esfuerzos normales direcciones X, Y y Z, con un nivel de embalse de 61,00 m, detalle pila No. 5
- 4.25. Distribución de los esfuerzos principales σ_1 , con un nivel de embalse de 63,41 m
- 4.26. Distribución de los esfuerzos principales σ_1 , con un nivel de embalse de 63,41 m
- 4.27. Distribución de los esfuerzos principales σ_1 , con un nivel de embalse de 63,41 m
- 4.28. Distribución de esfuerzos normales direcciones X, Y y Z, con un nivel de embalse de 63,41 m, detalle muro derecho.
- 4.29. Distribución de esfuerzos normales direcciones X, Y y Z, con un nivel de embalse de 63,41 m, detalle pila No. 5.
- 4.30. Direcciones de los esfuerzos principales, detalle pila No. 5, con un nivel de embalse de 63,41 m
- 4.31. Comparación entre los resultados de la instrumentación y el modelo numérico, deformímetros en el acero, dirección x.
- 4.32. Comparación entre los resultados de la instrumentación y el modelo numérico, deformímetros en el acero, dirección y.
- 4.33. Comparación entre los resultados de la instrumentación y el modelo numérico, deformímetros en el acero, dirección z.

ANEXO A

- A.1. Forma usual del avance de la rigidización y endurecimiento del concreto, a temperatura normal
- A.2. Forma como evoluciona normalmente el desprendimiento de calor de la pasta de cemento, en las primeras 12 horas después del mezclado
- A.3. Cambios volumétricos de la pasta de cemento en el lapso anterior al fraguado
- A.4. Pérdida de calor para cuerpos sólidos
- A.5. Curvas típicas de esfuerzo-deformación obtenidas en cilindros de concreto en compresión uniaxial

PRÓLOGO

Hay mucho de mágico en la historia de la electricidad y la imaginación se siente tentada, por eso, a complacerse más en la anécdota que recoge los hechos maravillosos, que en las frías estadísticas concernientes a los avances de la industria, mediante la cual el hombre ha llegado a ser el prometeo capaz de robar el fuego a los dioses sin acabar encadenado como castigo a su atrevimiento. Hoy, frotar la lámpara de Aladino para obtener los servicios del genio, es un acto ridículo, frente a la posibilidad de apretar un botón y poner en marcha el mundo. Pero el genio de Aladino simboliza a infinidad de genios, y la lámpara maravillosa es emblema de los portentos electrónicos de la computación moderna (Ref. 5).

Una lucecita, encendida en un rincón provinciano, fue el anuncio de lo que iba a llegar, anticipación de las grandes centrales hidroeléctricas y de las altas torres de tensión que acabarían por transformar el paisaje mexicano. Cuando esa pequeña luz se multiplicara por la técnica y el esfuerzo humano, el país sería otro, con un ritmo de vida increíblemente acelerado.

Los hombres actuales no podríamos entender nuestro ambiente sin la electricidad, es inherente a la civilización. Suspender el fluido eléctrico en modernos centros habitados equivale a parar las principales actividades civilizadas. El panorama electrificado representa verdaderamente el progreso del hombre, es nuestra imagen puesto que pensamos y actuamos por impulsos de nuestra propia electricidad.

Son varios los recursos y diferentes los procesos de producción que se utilizan para la generación de este servicio. En México la Comisión Federal de Electricidad es el principal organismo encargado de la generación y distribución de energía eléctrica. Actualmente se cuenta con plantas generadoras del tipo Hidroeléctricas, Geotérmicas, Carboeléctricas, Termoeléctricas, Eoeléctricas y una Nucleoeléctrica.

Las presas como la Angostura, Chicoasén, Peñitas y Malpaso en Chiapas; Aguamilpa en Nayarit; el Infiernillo y la Villita en Michoacán, y el Caracol en Guerrero, son sólo algunos ejemplos de estas grandes obras civiles que la Ingeniería Mexicana ha hecho posible. En la realización de cada uno de estos proyectos interviene todo el amplio campo de la ingeniería civil; se requiere de ingenieros estructuristas e hidráulicos que diseñen las obras, geotecnistas que evalúen el sitio en el que se cimentarán, y constructores que las construyan.

Muchas de estas presas se construyen con la función principal de generar energía eléctrica, pero muchas de estas también, tiene funciones tales como el control de avenidas, la irrigación y la pesca, contribuyendo con esto al desarrollo económico de las poblaciones situadas a sus alrededores.

La construcción de cada uno de estos proyectos implica una serie de políticas en las que se mezclan intereses económicos, políticos y sociales, los cuales se deben de tratar en forma conjunta para lograr que la obra beneficie a todos los sectores. Un aspecto de gran importancia que se considera durante el proyecto, construcción y funcionamiento, es la seguridad de la estructura.

Evaluar su comportamiento durante su construcción y operación no es una tarea fácil, pues son muchos los factores que se combinan en este proceso, sin embargo, el ingeniero ha ideado una manera confiable de hacerlo.

La instrumentación es la mejor herramienta que nos permite conocer de manera confiable y cuantitativa el comportamiento de cualquier estructura, ya sea durante su construcción y operación o cuando se presenta algún evento extraordinario. Mediante un buen sistema de instrumentación e inspecciones periódicas se obtiene información que permite evaluar el comportamiento estimado en el diseño y la vida útil de la estructura; además, permite comprobar la calidad que se alcanzó durante la etapa de construcción.

Siempre será recomendable apoyarse de todas las herramientas con las que cuente el hombre o ingenieros aquéllas que le hagan falta para garantizar la seguridad de la obra que se construya, logrando así asegurar el éxito de la misma.

INTRODUCCIÓN

El desarrollo en México de la ingeniería de presas, basada en áreas tan importantes como la Geología, Geotécnica, Mecánica de Materiales, Hidráulica y por supuesto de las técnicas de construcción, ha llevado a la construcción de grandes presas cuyo objetivo principal es la irrigación y el control de avenidas que, desde su inicio o posterior al mismo, incluyeron plantas hidroeléctricas, dando lugar a obras de propósito múltiple.

El proyecto regulador hidroeléctrico San Rafael, se localiza sobre el río Santiago a 45 km al NW de la ciudad de Tepic, Nayarit. La cortina es del tipo gravedad construida de concreto compactado con rodillo (CCR), tiene 48,35 m de altura máxima con una capacidad de almacenamiento de $12,5 \times 10^6 \text{ m}^3$. Actualmente la presa se emplea para regular las descargas de la C.H. Aguamilpa y se tiene contemplado instalar una central generadora.

La obra de excedencias es un canal vertedor a cielo abierto localizado en la margen derecha, cuenta con seis compuertas radiales diseñadas para descargar un gasto total de $6,350 \text{ m}^3/\text{s}$. Con el fin de acelerar su proceso constructivo se decidió utilizar un nuevo diseño en los apoyos, de tal manera que las pilas de concreto reforzado recibieran directamente el empuje de las compuertas y no por medio de elementos postensados como comúnmente se había hecho en otras obras de la Comisión Federal de Electricidad (CFE).

Para conocer el estado de esfuerzos y deformaciones en la zona de apoyo, se instrumentó la pila 1 y el muro izquierdo del vertedor con medidores de deformación strain gages (deformímetros), del tipo cuerda vibrante instalados en el concreto y el acero.

El objetivo de este trabajo fue evaluar el estado de esfuerzos y deformaciones del concreto de las pilas del vertedor a partir de los registros obtenidos de los deformímetros, paralelamente se presenta un análisis de la estructura realizado mediante la técnica de método de elemento finito para conocer la distribución teórica de los esfuerzos.

Los resultados permitieron determinar que los esfuerzos en la zona del apoyo de la compuerta se deben principalmente a las propiedades intrínsecas del concreto como la expansión térmica durante la etapa de fraguado y la contracción por secado y enfriamiento en la etapa de endurecimiento, y de manera significativa por las restricciones ejercidas por las condiciones de frontera impuestas en el procedimiento constructivo.

El contenido de este trabajo se ha dividido en cuatro capítulos y dos anexos. En el Primer Capítulo se presenta toda la información de la obra, dando un panorama general del tipo de construcción, la localización, la fisiografía de la zona, la hidrología, y la geología regional y del sitio específico donde se construyó.

En el Capítulo Dos se incluye la función y objetivo principal de una obra de excedencias, sus principales componentes, tipos, consideraciones generales de diseño y el diseño estructural del vertedor del Proyecto Regulador Hidroeléctrico San Rafael, Nay.

En el Capítulo Tres se describe, la definición y objetivos de la instrumentación, las principales variables que se miden, el proceso de medición, la interpretación de los datos y la evaluación de los resultados, así como las características específicas de los instrumentos instalados en el vertedor en estudio.

En el Capítulo Cuatro se presentan los resultados obtenidos de la instrumentación, algunas generalidades del método del elemento finito, los resultados de la modelación de las pilas mediante este método y un análisis comparativo realizado entre la información obtenida con la instrumentación y la arrojada con la modelación de la estructura.

Finalmente se incluye los anexos A y B, en el primero se describe la definición y las principales características del concreto, en dos estados fundamentales: estado fresco y estado endurecido, y en el segundo se incluyen las tablas y figuras que complementan este trabajo.

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

1.1 DESCRIPCIÓN Y FINALIDAD DE LA OBRA

El Proyecto Regulador Hidroeléctrico San Rafael, Nayarit, consiste de una cortina del tipo gravedad construida de concreto compactado con rodillo (CCR). Tiene 48,35 m de altura máxima con una capacidad de almacenamiento de $12,50 \times 10^6 \text{ m}^3$; y un vertedor en canal localizado en la margen derecha, con seis compuertas radiales con capacidad de descarga de $6,350 \text{ m}^3/\text{s}$. La corona se localiza a la elevación 67,85 m. La función actual de la obra es regular el caudal turbinado por la C. H. Aguamilpa y se contempla en un futuro próximo implantarle una obra de generación eléctrica, por lo que la margen derecha quedó provista para el equipamiento; está margen se encuentra protegida contra inundaciones del río y del embalse con muros de concreto y cuenta con tres compuertas tipo aguja para permitir la toma de agua para las turbinas y el canal de derivación que la Comisión Nacional del Agua (CNA) utilizará para la irrigación de la zona.

Su construcción comenzó con el canal de desvío en noviembre de 1993, la cortina se inicio a construir en marzo de 1994 y fue puesta en operación el 28 de noviembre del mismo año. Actualmente la presa funciona como reguladora y normalmente el caudal turbinado por la C. H. Aguamilpa, se opera con dos compuertas radiales de acuerdo con la política de operación establecida por la CNA.

Los datos generales del proyecto se indican en la tabla 1.1.

1.2 LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA

El P.R.H. San Rafael Nayarit, se localiza sobre el río Santiago a 12 km. en línea recta aguas abajo de la C.H. Aguamilpa y a 45 km. al NW de la ciudad de Tepic. La presa y el embalse quedan comprendidos dentro de los municipios de Tepic, en la margen izquierda y el Nayar por la margen derecha (figura 1.1).

El acceso a la obra se efectúa a través de la carretera estatal que comunica a la ciudad de Tepic con la C. H. Aguamilpa, a partir de la cual existen dos opciones para llegar al sitio del P.R.H. San Rafael, Nayarit.

La primera es por la margen izquierda, donde se toma la desviación ubicada en el km 35, para transitar por la brecha que conduce al poblado San Rafael, con un desarrollo aproximado de 4 km.

La segunda opción es por la margen derecha, cruzando el puente del río Santiago, situado en el km 42, siguiendo por un camino pavimentado de 17 km de longitud que conduce a la presa San Rafael.

1.3 FISIOGRAFÍA DE LA ZONA

El área estudiada se ubica, según E. Raisz (1957), en los límites de las subprovincias de Sierra de Pie Monte y Sierras Costeras de Sinaloa-Nayarit, ambas pertenecientes a la Provincia de Sierras sepultadas (figura. 1.2). La primera subprovincia se caracteriza por estar en una etapa de madurez temprana y da lugar a la formación de cerros y lomas altas de formas subredondeadas, las que contrastan con rasgos abruptos más recientes; la segunda subprovincia se encuentra en etapa de madurez tardía, conformando lomas de poca altura y llanuras bajas.

a). Geomorfología

A nivel regional el ciclo geomorfológico del río Santiago, cuyo curso en forma general se rige por estructuras de carácter regional, se encuentra en la etapa juvenil y juvenil madura en su tercio superior y medio respectivamente, considerándose a partir del Lago de Chapala; por lo que respecta al tercio inferior, donde se localiza la presa, el ciclo geomorfológico se encuentra en la etapa de madurez tardía, reflejándose en el cauce del río, pues tiende a formar meandros y sus laderas tienen pendientes suaves con un relieve poco accidentado.

b). Hidrología

El río Santiago forma parte del sistema hidrológico Lerma-Santiago, inicia en la parte nororiental del Lago de Chapala en el estado de Jalisco y termina en el Océano Pacífico en un lugar denominado Boca del Titiritero, al NW del Puerto de San Blas, Nay. Su curso está regido por los lineamientos tectónicos regionales, con orientación preferencial NW-SE hasta su confluencia con el río Huaynamota, donde cambia su curso en dirección NE-SW hasta su desembocadura en el mar.

Las principales corrientes tributarias que drenan a la cuenca del río, son los ríos Verde, Juchilipa (controlados por la C.H. Santa Rosa), Bolaños, Huaynamota y Jesús María (controlados por la C. H. Aguamilpa), todos ellos localizados en la margen derecha del río.

La zona donde se ubica la presa se encuentra en la cuenca baja del río Santiago, específicamente en la subcuenca del río Huaynamota-Océano, se caracteriza por presentar el mismo sistema de drenaje subparalelo que a nivel regional, manifestado por una serie de arroyos localizados en ambas márgenes, siendo estos tributarios de regulación considerable. El régimen hidrológico de todas estas corrientes superficiales se considera de características torrenciales, con grandes avenidas en tiempo de lluvias y estiajes severos durante la primavera que casi los secan por completo. Dentro del vaso de la P. R. H. San Rafael el arroyo El Chilte, localizado en la margen izquierda, destaca como el cual es el afluente más importante (figura. 1.3).

c). Climatología

El régimen climatológico que predomina en la región es cálido subhúmedo, con lluvias en verano, el porcentaje de lluvia invernal oscila entre 5 y 10,2 mm. La precipitación media anual varía entre 800 y 1000 mm y la temperatura media anual es de 28, 8 °C. En julio se presenta la

mayor precipitación con cifras de 220 a 230 mm; el mes que registra menor cantidad de lluvia es abril, con un valor inferior de 55 mm. Las máximas temperaturas corresponden a julio con valores de 26 y 27 °C y las mínimas se presentan en enero, oscilando entre 18 y 19 °C.

1.4 GEOLOGÍA REGIONAL

La cuenca baja del río Santiago, donde se ubica el proyecto, se localiza en la porción centro-occidente del estado de Nayarit, a 27 km en línea recta al norte de la ciudad de Tepic y dentro de las coordenadas geográficas: 21°46' 05" a 21°47' 50" de latitud norte y 104° 50' 15" a 104° 55' 00" de latitud oeste.

El marco geológico de la zona, comprende rocas ígneas extrusivas y esporádicos cuerpos intrusivos (apófisis y diques), con edades del Oligoceno al reciente, de las cuales las que afloran en las márgenes del segmento del río, donde se localiza el eje de la cortina, son principalmente dacita-riolita, andesita (base de la secuencia litológica) y esporádicos diques de composición andesítica.

a). Estratigrafía

La columna estratigráfica esta constituida por una gama de rocas extrusivas e intrusivas, las primeras son del tipo piroclástico y de derrame, de naturaleza variable de ácida a básica. Las segundas están representadas por cuerpos cuya composición va de monzodiorita hasta granito calcoalcalino, diques doleríticos y monzoníticos. Existen además depósitos no consolidados como aluvión, talud y suelos residuales, producto de la alteración de la roca (figura. 1.4).

b). Rasgos estructurales

Regionalmente la zona se caracteriza por la presencia de macroestructuras, tales como fallas, fracturas y planos de pseudoestratificación, así como la presencia de cuerpos subvolcánicos. Con orientaciones preferenciales al NW-SE y al NE-SW, la conjugación de ambas da lugar a la formación de bloques de forma rómbica de dimensiones considerables. En el segmento rectilíneo donde se ubica el eje se tiene la presencia de pequeñas fallas de salto inferior de 10 m y zonas de afectación del orden de 5 a 8 m; el sitio seleccionado es el menos afectado por dichas estructuras.

El fallamiento regional esta representado en la figura 1.5 y las características de las estructuras de mayor relevancia son las siguientes:

La falla El Sauz conforma el límite occidental de la fosa Colorado de la Mora, Tiene una longitud estimada de 35 km de traza superficial, con rumbo N 10-25° W. Se localiza a 14 km en línea recta al Este del proyecto, su salto estructural es desconocido.

La falla Atonalisco consiste de un alineamiento, de rumbo N 40° W, localizado al pie de la mesa de Picachos y cuya traza sigue una trayectoria entre la Estación Roseta y el SE de

Atonalisco; tiene una longitud aproximada de 25 km y un salto estructural desconocido. Su traza se localiza a 3,5 km en línea recta al WSW del proyecto.

La falla altos de ventana corresponde a un alineamiento de rumbo general N 50° W/SW, con una longitud aproximada de 18 km, se ubica a 13 km en línea recta del proyecto y su salto estructural es desconocido.

La estructura La Bolita se localiza a 13 km al NW del proyecto, esta formada por un alineamiento magnético de rumbo N 50° E, de 30 km de longitud, se localiza entre la estación Nanchi y el cerro Los Coquitos y se relaciona con una fractura profunda, aunque se desconoce si conforma alguna falla.

La falla El Colorado es de rumbo aproximado N-S/W, tiene una traza semi-rectilínea y esta comprendida entre la rancharía del mismo nombre hasta la altura del cerro Los Izotes, sobre la margen derecha del río San Pedro, se desconoce su salto y se localiza a 11 km al oeste del área del proyecto. Tiene una longitud estimada de 6 km.

Otro rasgo importante es la trayectoria semicircular que presenta el río Santiago, en donde su curso es modificado por el emplazamiento del cuerpo subvolcánico denominado cerro Picachos.

c). Tectónica

El proyecto se ubica tectónicamente en los límites entre el Gabren Tepic- Chapala y la Sierra Madre Occidental, esta última formada por rocas volcánicas del Oligoceno-Mioceno. Su origen se debe al hundimiento de la placa Farallón debajo de la placa Norteamericana, lo que dio lugar a una trinchera activa en la costa pacífica del continente Americano (Atwater, 1970).

Los elementos tectónicos más importantes, a nivel regional, que influyen sobre la región son la placa Norteamericana como principal elemento positivo, y la porción del Cinturón Volcánico Transmexicano. En la figura 1.6 se muestran las provincias y elementos tectónicos al nivel del Pacífico.

d). Riesgo sísmico

En junio de 1987 se instaló una red de monitoreo sísmico local con tres estaciones para la P. H. Aguamilpa. Actualmente se tienen diez estaciones en el área propiedad de CFE en diferentes proyectos. Para el monitoreo regional se cuenta también con la red Telemétrica de la Universidad de Guadalajara (figura 1.7), con cinco estaciones de registro analógico y digital, así como siete estaciones pertenecientes a la red Telemétrica de la Universidad de Colima.

El análisis de la sismicidad registrada instrumentalmente ha permitido definir las zonas sismomagnéticas en la cuenca del río Santiago y obtener el cálculo de la aceleración teórica, que resultó del orden de 0,10 g para la C.H. Aguamilpa y que corresponde a un sismo de 6,4 grados Richter con origen en las costas del Pacífico.

Las zonas sismomagnéticas que se han considerado como las de mayor riesgo, con base en la distribución de los sismos contemporáneos registrados, se identifican como:

- a) La zona de Jesús María localizada al NW del proyecto, aproximadamente a 35 km en torno al río, y de acuerdo con los resultados obtenidos a la fecha se puede estimar un evento de 5,5 grados de magnitud.
- b) Las zonas de Santa María del Oro y Sanganguey se localizan en las inmediaciones de dichos aparatos volcánicos y se estima un temblor máximo de 6,0 grados.
- c) En la zona costa sur de Nayarit se estima un evento sísmico de 6,5 grados.

1.5 GEOLOGÍA DEL SITIO

De los siete sitios posibles recomendados en la etapa de prefactibilidad, se consideró que el sitio menos desfavorable, por poseer las mejores condiciones litológicas y estructurales para la construcción de las obras civiles de generación proyectadas fue el eje conocido como "El Venado" (figura 1.8), cuyo marco geológico está conformado por las siguientes unidades litológicas, de acuerdo con la secuencia litológica del área estudiada (ref. 28).

Andesita (Ton-ata). Esta unidad tiene mayor distribución al noroeste del eje, con afloramientos restringidos a la parte inferior de la ladera del río Santiago, aproximadamente 300 m aguas arriba del eje, así como en los arroyos más profundos de la zona, dichos afloramientos son reducidos, de forma alargada, expuestos por la acción de la erosión de la roca que los cubre. Sus características específicas son: roca masiva, compacta, poco silicificada y con alteración hidrotermal; en la superficie se acentúa la alteración por efecto de la meteorización.

Ignimbrita Dacítica (TM-igd). Esta unidad es la que tiene mayor distribución regional. Se pueden observar afloramientos aguas arriba y aguas abajo del eje de forma envolvente a las otras unidades en la zona. Es una roca compacta, masiva con dureza alta, pseudoestratificada, con fragmentos líticos de dacita y andesita, esta unidad subyace a la dacita-riolita sin la existencia de ningún contacto definido.

Dacita-riodacita (TM-d). Esta unidad conforma las laderas del segmento del río donde se localiza el eje, es una roca masiva, compacta, de coloración gris claro con tonalidades violáceas, esta solidificada con fracturamiento cerrado. La dacita y la riolita se agrupan en una misma unidad, presentan un contacto transicional prácticamente indiferenciable a simple vista.

Brecha riolítica (Tp-Qtdr). El afloramiento de esta unidad es muy restringido, se localiza en la margen izquierda, de la cota 75 a la 175, es de forma alargada y corona a los afloramientos de dacita-riodacita en contacto normal. Superficialmente se encuentra muy alterado.

Diques (Qp-da). Adicionalmente a las unidades antes mencionadas se detectó la presencia de tres diques en la margen derecha, su emplazamiento es dentro de las estructuras NW-SE. El

primero cruza el eje en la cota 58 y tiene un espesor de 0,70 m; a 14 m aguas abajo hay otro con espesor de 2 m y un tercero en la misma dirección aproximadamente a 74 m del eje. Los tres son de composición andesítica, superficialmente están alterados en menor grado que la roca encajonante.

El fracturamiento se manifiesta cerrado, y en menor proporción abierto y relleno por sílice, con espesores que no rebasan los 5 cm; presentan formas irregulares, longitudes de 1 a 10 m y sus planos son generalmente rugosos y alabeados. Los tres sistemas principales, de fracturamiento, que se tienen en ambas márgenes están indicados en la tabla 1.2.

a). Margen derecha.

Superficialmente esta margen está constituida por dacita en su parte inferior y riodacita en su parte superior. Se encuentra cubierta de suelo residual, con espesores de 1,5 a 3,5 m; está cubierta engruesa hacia los arroyos laterales, apareciendo aisladamente material de talud. El macizo rocoso en su parte inferior, entre las cotas 47 a 60, es de buena calidad; y en el espesor, cota 60 a 100, es de regular calidad. Su permeabilidad varía de impermeable a poco permeable, con rangos de 2,00 a 9,60 Unidades Lugeon (U.L.) según los estudios realizados.

b). Margen izquierda.

Está constituida en forma general de dacita-riodacita; en su parte baja, muy cerca del aluvión, se tiene la presencia de un cuerpo hipabisal (dique traquiandesítico). En su parte superior (cota 75) destaca la presencia de un afloramiento de brecha riolítica, la cual se observa coronando dacita-riodacita.

La roca de esta margen presenta mayor alteración, comparativamente con la margen derecha, llegando a tener una profundidad hasta de 40 m sobre todo en su segmento entre las cotas 50 y 65, repitiéndose esta condición desde la cota 75 hacia la parte alta de la margen. La cubierta de suelo residual tiene espesores de 1 a 2,5 m de forma general, incrementándose de 3 a 5 m por arriba de la cota 78.

La roca es de regular calidad considerando una zona de relajamiento al nivel de la cota 70 aproximadamente de 6 a 8 m. Si no se considera esta zona la roca entraría dentro del rango de buena calidad.

En el segmento de 0 a 7,3 m la roca es permeable, mientras que en el segmento 7,3 a 22,3 es impermeable, confirmándose la buena calidad de la roca.

Las obras civiles que integran al P.R.H. San Rafael se muestran en las figuras 1.9 a 1.11.

1.6 COMPORTAMIENTO GENERAL DE LA PRESA

El término concreto compactado con rodillo (CCR) o roller compacted concrete (RCC), describe el proceso constructivo en el cual se combinan las técnicas, en la colocación rápida y

económica de los materiales de un terraplén sumada a las propiedades excelentes de resistencia y durabilidad que muestra el concreto. Se han hecho muchos estudios en diferentes países bajo nombre tales como: roller compacted concrete, roller compacted dam concrete, roller compacted, rollcrete, lean concrete y roller lean concrete. Todos muestran un proceso similar, sin embargo se pueden identificar dos enfoques principalmente, el roller compacted concrete y el roller compacted dam concrete, desarrollados en los Estados Unidos y el Japón respectivamente.

La construcción de presas usando concreto compactado con rodillo se ha estudiado aproximadamente desde 1970, algunos avances considerables se dieron hasta 1975, pero el desarrollo mundial se dio a partir de 1975. La importancia de este método de construcción se ha incrementado por varias razones, entre estas podemos mencionar que los costos de la construcción de presas de concreto convencional son mucho mayores en comparación con la construcción de presas de terraplén, esto sumado al hecho de que el concreto es un material constructivo bueno y de larga duración.

El método convencional de construcción de presas de concreto del tipo gravedad consiste en la colocación de una serie de monolitos divididos por juntas de contracción. El método ha tenido avances en la prevención de grietas por temperatura, pero el complicado equipo utilizado en el proceso de colocación y enfriamiento del concreto lo hacen un método menos económico que el tradicional para la construcción de presas de CCR.

La instrumentación usada en las presas de CCR es similar a la que se utiliza en las presas de gravedad de concreto convencional. Los instrumentos instalados se usan para determinar temperaturas, esfuerzos, deformaciones y presiones del agua además de la medición de grietas, permitiendo al ingeniero confirmar la seguridad de la estructura además de obtener información que puede ser utilizada para diseños futuros.

Un sistema de instrumentación se diseña con base en la práctica actual de la especialidad, teniendo en cuenta el tipo de presa, características geológicas, topográficas y geométricas del proyecto, las hipótesis y resultados del cálculo de diseño de la estructura, así como también el comportamiento.

En el caso específico de la P. R. H. San Rafael, debido al material utilizado (CCR) y a la velocidad de construcción, se consideró necesario instrumentar, con el fin de obtener información sobre: la evolución de las temperaturas, subpresiones y niveles piezométricos dentro del cuerpo de la cortina, los movimientos de las juntas, los desplazamientos de la corona y las pilas del vertedor; los gastos de filtración a través de la cortina y el estado de deformaciones en los apoyos de una de las compuertas del vertedor. En la figura 1.12 se muestra la distribución de la instrumentación instalada, y en la tabla 1.3 se indica la variable, el instrumento y localización del mismo para cada caso.

Aunque la instalación de los instrumentos se realizó en conjunto con el avance de las obras, las mediciones se iniciaron a partir del mes de julio de 1994 hasta la fecha. Toda esta información obtenida es procesada y analizada por personal especializado encargado de evaluar el comportamiento y de verificar la seguridad de la estructura. Son aproximadamente

cinco años que se le ha dado seguimiento a la presa, tiempo durante el cual no se ha reportado ninguna anomalía que se considere un riesgo para su seguridad.

La cortina, desde el inicio de su operación, ha mostrado un comportamiento dentro de los márgenes de seguridad esperados. Los movimientos presentados por las estructuras componentes de la obra, se consideran pequeños, y son asociados a la respuesta de la misma a las acciones combinadas del empuje hidrostático y los efectos de temperatura. Por lo que respecta a los demás parámetros medidos, en estos no se ha detectado la existencia de algún riesgo (Ref. 20).

CAPÍTULO 2

OBRAS DE EXCEDENCIAS

2.1. ASPECTOS GENERALES

La obra de excedencias en un aprovechamiento hidráulico superficial es la estructura que permite descargar los volúmenes de agua que exceden la capacidad útil o de control de un almacenamiento, para ser conducidos fuera del vaso con el máximo de seguridad, evitando el daño a estructuras adyacentes. Estas funciones se realizan normalmente utilizando vertedores y sólo en casos especiales de obras pequeñas, se utilizan sifones. Por tal razón, las obras de excedencias son generalmente vertedores.

En ocasiones es necesario distribuir los volúmenes excedentes en dos obras: una llamada vertedor de servicio, que descarga con mayor frecuencia y exige mayor seguridad en su operación, y la otra denominada vertedor auxiliar, que descarga eventualmente de manera simultánea a fin de permitir la reparación del servicio, y lograr mayor economía y seguridad en el conjunto.

La obra de excedencias se utiliza para descargar la llamada avenida de diseño, cuyas características se obtienen de los estudios hidrológicos realizados en el río y del tránsito de avenidas a través del vaso de almacenamiento. Dichos estudios permiten conocer la carga y el gasto máximo, así como las políticas de operación con que debe manejarse.

En el caso específico del P.R.H. San Rafael, Nayarit, la función principal es regular el volumen de agua turbinado por la operación de la C. H. Aguamilpa, a través de su vertedor, manteniendo siempre un caudal en el río aguas abajo.

2.2 ESTRUCTURAS COMPONENTES

Como resultado de los estudios del tránsito de la avenida de diseño a través del vaso, se obtiene la carga hidráulica $H_{\text{máx}}$ y el gasto máximo $Q_{\text{máx}}$ para el cual deben dimensionarse las diferentes estructuras que forman la obra de excedencias. Estas estructuras son: el canal de acceso o de llamada, la estructura de control, el conducto de descarga, la estructura terminal y el canal de desfogue (figuras 2.1 y 2.2).

a) Canal de llamada

Esta estructura sirve para conducir el agua del almacenamiento a la estructura de control, de tal manera que llegue con una velocidad gradual, en dirección perpendicular, distribuida uniformemente en toda su longitud y libre de turbulencias a fin de lograr el coeficiente de descarga máximo y el mínimo de problemas en el vertido.

Dependiendo del tipo de obra de excedencias, ésta parte puede ser requerida o no; por ejemplo, en una cortina vertedora no se necesita; mientras que en vertedores apoyados en las laderas de la boquilla casi siempre es necesaria.

b) Estructura de control

Esta estructura controla y regula las descargas del almacenamiento. La regulación puede efectuarse mediante una sección de control constituida por un simple umbral, un cimacio, un orificio o una tubería, que puedan descargar libremente o sumergidos y estar controlados o no por compuertas o válvulas. En cualquier caso, es muy importante obtener la mayor eficiencia de la estructura de control, con un coeficiente de descarga lo más grande posible para la descarga máxima y evitar el despegue de la lámina vertiente.

c) Conducto de descarga

Los volúmenes liberados por la estructura de control se conducen al río aguas abajo de la presa a través de esta estructura, la cual puede ser un canal a cielo abierto o un túnel a través de las laderas.

La selección del tipo y dimensiones de la estructura están regidos por consideraciones hidráulicas, económicas, topográficas y geológicas del sitio. Debido a las altas velocidades de agua que pueden desarrollarse, estas estructuras deben estar recubiertas con materiales resistentes para soportar las fuerzas a las que se encontrara sujeta durante la operación.

d) Estructura disipadora

Se ubica al final de la descarga y tiene por función disipar un alto porcentaje de la energía cinética excedente que adquiere el agua en su descenso desde embalse hasta el río aguas abajo, o bien lanzar el agua directamente al río para lograr la disipación, aunque ésta ocurra realmente fuera de la estructura. En el primer caso se utilizan tanques amortiguadores o cubetas disipadoras y en el segundo cubetas de lanzamiento, pero en cualquiera de ambos el objetivo es alcanzar una disipación eficaz de la energía y eliminar la erosión.

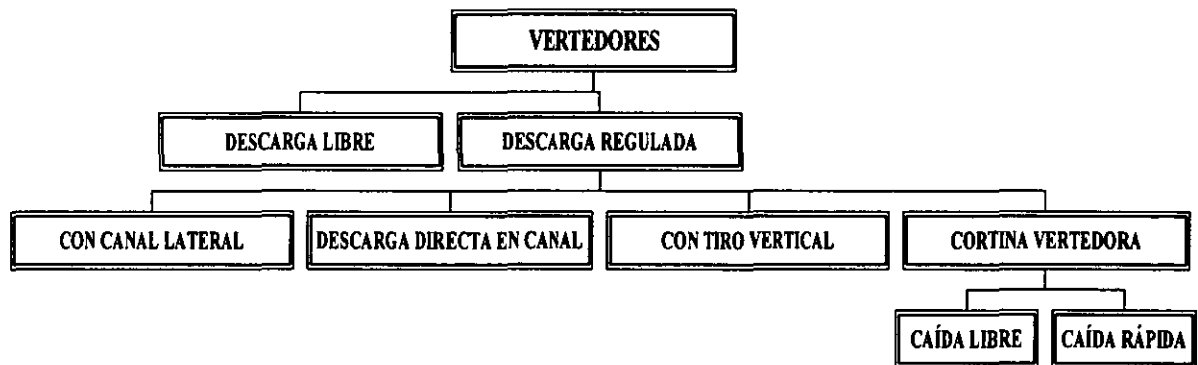
e) Canal de salida

Continúa después de la estructura disipadora, su función es captar y conducir el agua hasta un lugar donde escurra en forma natural, pudiendo ser el lecho del río, sin producir remansos hacia aguas arriba que afecten el funcionamiento de la propia estructura terminal o de estructuras que también descarguen al río. No siempre se requiere construir el canal de salida, esto depende de las condiciones topográficas, de la calidad de la roca o de la disposición de otras estructuras.

2.3 TIPOS DE OBRAS DE EXCEDENCIAS

Los vertedores de excedencias pueden clasificarse según diferentes criterios que originan una amplia variedad de tipos. Generalmente se clasifican en base a la forma de descarga o al sistema de control.

- 1) Tomando en cuenta el sistema de control, se tienen vertedores controlados o sin control según se tenga compuertas o no. Algunos autores les denominan de descarga libre y de descarga regulada como se muestra en el siguiente cuadro (Ref. 29).



Los vertedores de cresta libre son aquéllos en los que no se tienen compuertas y llegando el agua en el vaso a un cierto nivel fijo, la estructura vierte. En el caso de los de descarga regulada, tienen un control para la descarga ejercido por compuertas de diversos tipos; que incluyen a las radiales o de segmento, a las deslizantes, las de tambor y aún aquéllas que se nombran agujas.

- 2) Algunas obras de excedencias son conocidas por un nombre propio que les vienen de cierto rasgo característico de alguna de sus partes o por su disposición. Bajo este criterio tenemos los siguientes:

a) *Vertedor de caída libre*

Son los que se localizan en la parte superior de un embalse, tienen un desarrollo muy corto y después de la estructura el agua tiene una caída libre. Entre estos se incluyen los de pared delgada, los que tienen un pequeño desarrollo de cimacio y aquéllos en los que después del pequeño cimacio se tiene una estructura con una cubeta de lanzamiento.

b) *Vertedor de cimacio*

Son aquéllos construidos por una cresta de control curva, la cual continúa en una rápida de alta pendiente tangente a ella y relativamente corta, que está rematada con una superficie curva contraria a la de la cresta, la cual debe llegar tangente a la plantilla de un tanque amortiguador.

c) *Vertedores en rápida*

Son aquellas estructuras que están construidas de un cimacio recto normal a un canal que le sigue y colocados en la parte superior de un embalse.

d) *Vertedores en canal lateral.*

Son aquellas estructuras que tienen un tanque-canal colector paralelo a la cresta vertedora, seguido de un canal conductor o rápida. Generalmente la cresta vertedora es recta.

e) *Vertedor de abanico*

Es una estructura construida por un cimacio en curva cóncava con relación a la dirección media del escurrimiento y viendo en el sentido del mismo, el cual descarga a un tanque de geometría tal que propicia un resalto al pie del cimacio y un escurrimiento lento en éste.

f) *Vertedores en medio abanico*

Se puede considerar como una variante de los vertedores de canal lateral y los de abanico, este tipo de vertedor ha sido empleado en pocas ocasiones pero las experiencias en modelo indican que su funcionamiento es bueno.

g) *Vertedores en embudo*

La estructura de control está formada por un cimacio de perfil especial cuya cresta en planta es circular, el agua pasa a través de la cresta y cae en una lumbrera vertical o inclinada conectada a la zona de descarga en el río a través de un túnel o conducto casi horizontal.

Este vertedor consta de principalmente de cinco elementos: una cresta ancha vertedora, transición, lumbrera vertical o inclinada, codo y túnel de descarga.

h) *Sifones vertedores*

Es un conducto de sección circular, rectangular, etc., que en su desarrollo tiene forma de U invertida. El extremo de la U que se coloca del lado de la presa y que es la entrada del sifón, casi siempre se encuentra sumergido, mientras que el otro extremo, puede estar o no ahogado. El conducto no es de sección constante y tanto a la entrada como a la salida es de forma abocinada.

2.4 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

Un vertedor de excedencias no solo debe tener la suficiente capacidad de descarga, sino que también debe ser hidráulica y estructuralmente adecuado, tiene que estar localizado de manera que las descargas no erosionen ni socaven el talón de aguas abajo de la presa. Las superficies

que forman el canal de descarga deben ser resistentes a las velocidades erosivas creadas por la caída desde la superficie del vaso a la del agua de descarga.

2.4.1 Diseño Hidráulico

La frecuencia del uso de la obra de excedencias la determinan las características del escurrimiento de la cuenca y la naturaleza del aprovechamiento. Las descargas por el vertedor se pueden producir durante las avenidas o periodos de escurrimiento elevado sostenido, cuando las capacidades de las demás salidas se exceden. En presas derivadoras en las que el almacenamiento es limitado y los volúmenes derivados son relativamente pequeños el vertedor se usará constantemente.

En el diseño hidráulico de un vertedor se consideran los siguientes aspectos:

2.4.1.1 Selección de la avenida de diseño

La determinación de la avenida máxima probable, se basa en consideraciones racionales de las probabilidades de ocurrencia simultánea de los máximos de varios elementos o condiciones que la conforman. Esta avenida es la mayor que se puede esperar razonablemente y que ordinariamente se acepta como de diseño.

Las presas que forman grandes vasos, construidas en ríos principales y con un elevado potencial de escurrimiento se consideran en la categoría de muy peligrosas, así que debe de asumirse un criterio conservador tomando como base que no se podría tolerar una falla debido a la probable pérdida de vidas y a los daños potenciales que pueden alcanzar las proporciones de un desastre. En presas construidas en corrientes aisladas, en áreas rurales donde la falla no amenace la vida humana ni produzca daños mayores que la capacidad financiera, se consideran en la categoría de poco riesgo. En estos proyectos el criterio puede establecerse de manera menos conservadora.

2.4.1.2 Capacidad del vertedor

La capacidad del vertedor depende en gran medida de la magnitud de la avenida de diseño. Cuando la presa no es de almacenamiento, el vertedor debe ser suficientemente grande para permitir el paso del gasto máximo que produzca la avenida. Cuando se pueda disponer de una capacidad de almacenamiento relativamente grande, una porción del volumen de la avenida puede regularse temporalmente en el vaso y la capacidad del vertedor puede reducirse considerablemente.

2.4.1.3 Tamaño y tipo del vertedor

Al determinar la mejor combinación de la capacidad de almacenamiento y la capacidad del vertedor para afrontar la avenida del proyecto elegida, deben considerarse todos los factores pertinentes de hidráulica, hidrología, proyecto de costos y daños posibles. Se tienen que tomar

en cuenta factores tales como: las características del hidrograma de avenidas, los daños que podrían resultar si ocurriera la avenida sin la presa, los daños que resultarían si la presa estuviera en su lugar, los daños que ocurrirían si se rompiera la presa o el vertedor, efectos que se obtendrían con la diferentes combinaciones de presas y vertedores sobre el probable aumento o disminución de los daños arriba o abajo de la presa, costos relativos de aumentar la capacidad del vertedor y el uso combinado de las obras de descarga para servir a más de una función, como para el control de descarga o paso de las avenidas.

Las características especiales de evacuación dependen de la forma especial que se haya elegido para la descarga. El vertedor puede carecer de medios de control o puede estar provisto de compuertas o de válvulas para regular la descarga. Una vez elegido el tipo de control y sus dimensiones, se puede determinar la máxima descarga del vertedor y el nivel máximo del vaso mediante estudios de variación de niveles. A los demás componentes del vertedor se les dan las dimensiones que correspondan a la capacidad necesaria y a las condiciones especiales del emplazamiento lográndose entonces la forma del vertedor completa.

2.4.2. Diseño estructural

El criterio para desarrollar el diseño estructural de la obra civil de un vertedor de excedencias comprende lo siguiente:

2.4.2.1 Descripción de la obra

La obra de excedencias es una obra destinada específicamente al control de las avenidas para garantizar el gasto requerido y la seguridad de las estructuras. Esta será de concreto armado en su totalidad, constará de tres estructuras que funcionarán en forma conjunta. El canal de llamada corresponde a la entrada de la obra de excedencias y puede constar de losa de piso y muros de contención y/o recubrimientos laterales. La estructura de control es la parte media y es propiamente la destinada a regular el nivel requerido en la presa y obras de generación y consta de cimacio, muros laterales y pilas intermedias (en las cuales operan las compuertas) y losa-puente sobre ellas (para mover y operar las grúas pórtico o estructura similar de izaje). El canal de descarga es la parte de salida de la obra y consta de losa de piso y muros laterales de contención y recubrimiento.

2.4.2.2 Condiciones de carga

Se consideran las siguientes cargas para el diseño de la estructura:

a) Cargas muertas. Sus acciones obran en forma continua sobre la estructura y su intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo.

a.1. Peso propio.- En el caso de los canales, el peso propio de la estructura se determinara considerando las dimensiones geométricas de las mismas con un peso volumétrico de $2,4 \text{ t/m}^3$

que incluye el peso del acero de refuerzo. En el caso del concreto masivo de la zona del cimacio, el peso volumétrico será de 2,2 t/m³.

a.2. *Empuje de tierras.*- En los muros en general, cuando se trate de contacto con rellenos, deberá tomarse de dicho material y considerarse el muro como de contención. Si los tratamientos garantizan la estabilidad de la roca, se podrán considerar como muros de revestimiento.

a.3. *Peso de equipos.*- Deberán considerarse de acuerdo a la información proporcionada por el fabricante (compuertas, grúas, rejillas, etc.).

b) *Cargas vivas.* Las acciones que provocan estas cargas sobre la estructura tienen una intensidad variable con el tiempo, pero alcanzan valores significativos durante lapsos grandes.

b.1 *Peso del agua.*- En ciertas combinaciones de cargas, deberá considerarse el peso del agua que gravite sobre la estructura.

b.2 *Subpresión.*- Esta carga estará en función del tirante del agua en el embalse y en el cauce.

b.3 *Empuje hidrostático.*- Como la anterior dependerá del tirante del agua en el embalse y en el cauce.

c) *Cargas accidentales.* Su acción puede tomar valores significativos sólo durante pequeñas fracciones de la vida útil de la estructura. Dentro de este tipo se incluyen las siguientes:

c.1 *Sismo en estructura.*- El coeficiente de riesgo sísmico será el indicado en el Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por sismo-acciones, CFE, tomando en cuenta las condiciones regionales.

c.2. *Sismo en agua.*- Se considera el efecto hidrodinámico de acuerdo al Diseño de Presas Pequeñas (Design of small Dams. USBR)

d) *Combinación de cargas.* Las combinaciones de carga analizadas para dimensionar la estructura se muestran en la tabla 2.1.

2.4.2.3 *Análisis estructural*

Estas combinaciones darán resultados, principalmente para revisar la estabilidad de las estructuras. Para el aspecto estructural se utilizará la combinación más crítica, sin considerar el elemento rigidizante del puente, es decir la estructura en proceso de construcción y sujeta a sismo transversal para analizar la pila como voladizo empotrado al cimacio o en la losa de cimentación, se revisará también la pila considerando el peso del puente para la condición que considere sismo. En el caso de muros de contención serán similares las combinaciones.

En el canal de llamada se considera losa estructural y muro de contención incluyendo la continuidad entre elementos y en caso de tener anclaje, las restricciones que proporcione éste. La estructura de control deberá considerarse como estructura de gravedad, por lo que normará el diseño por estabilidad y en la zona de apoyo de las compuertas deberá considerarse la transmisión de la fuerza del empuje hidrostático.

En el canal de descarga las consideraciones deberán ser similares a las del canal de llamada, los muros y las losas de los canales serán independientes, considerando una porción de la losa como cimentación para el muro. Para el análisis de la zona de control se deberán integrar los muros y pilas a la parte correspondiente del concreto masivo del cimacio o de la losa de cimentación, formando un solo elemento. El puente funcionará como estructura apoyada libremente. Para analizar los muros y las pilas se considerará un marco plano de ancho unitario que contemple las características de estos, y cargados con las combinaciones de carga indicadas para obtener los elementos mecánicos, la losa del canal de descarga se considerará como una losa plana apoyada en roca.

2.4.2.4 Diseño estructural

Con los resultados obtenidos en el análisis anterior, se procede a diseñar cada uno de los elementos estructurales, lo que se llevará a cabo por el método de carga y resistencia última aplicando el criterio indicado en el Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado ACI 318-95 y sus comentarios ACI-318R.

2.5. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL VERTEDOR DE LA P. R. H. SAN RAFAEL, NAY.

La proyección estructural del vertedor fue realizada por una empresa rusa de nombre "Ukrhidroproyekt", bajo las especificaciones de los rusos y la aprobación de la C. F. E.

2.5.1 Descripción de la obra y condiciones de trabajo

En la figura 2.3 se muestra la planta general del vertedor. Sus límites de proyección se encuentran en 0+306 a 0+374 m y su límite inferior se tiene en la peña que sirve como cimentación. La obra es de concreto armado, incluye una losa de cimentación continua de 33,5 m de ancho, 68,5 m de longitud y un espesor constante de 4,0 m; cinco pilas y dos muros laterales, de 2,5 m de espesor, 33,5 de longitud y de 15,0 a 20,0 m de alto, que forman los orificios de escape de 8,5 m de ancho (figuras 2.4 a la 2.6)). Estos orificios se cierran mediante las compuertas segmentadas, con un radio de la superficie de presión de 16,5 m. Marco de umbral de desagüe de 48,0 m y un marco de eje de los apoyos de las compuertas de 61,0 m.

Sobre las pilas se apoya un sistema de vigas divididas, simplemente apoyadas, destinadas para soportar el equipo de grúa, así como para realizar el trabajo de operación y reparación. La obra en su totalidad tiene una longitud de 33,5 m en la dirección del flujo y de 68,5 transversal al flujo del río. Se cimentó sobre una peña sólida caracterizada con un modulo de deformación de 306000 kf/cm². La carga básica para la cual se diseño es la presión hidrostática del agua del lado de aguas arriba, cuya acción puede provocar un desplazamiento de la obra, así como la destrucción de las pilas en la zona de apoyo de las compuertas.

La región donde se localiza la obra se considera de sismicidad importante (coeficiente de sismicidad igual a $k_s = 0,16$). Los efectos a considerar como resultado de la acción sísmica son

los siguientes: cuando la acción este dirigida a lo largo del flujo, se presentará la acción sísmica adicional del agua sobre las compuertas y bordes superiores de las pilas y cuando la dirección de la acción es a través del flujo, las fuerzas de inercia surgidas, y la presión sísmica hidrodinámica del agua provocaran los momentos flexionantes y fuerzas transversales en las pilas.

Las cargas transmitidas por las pilas a la losa de cimentación provocan el surgimiento de los momentos flexionantes y fuerzas transversales en la misma, sobre la cual también actúa una subpresión ocasionada por la filtración del agua desde aguas arriba hacia aguas abajo.

Los niveles de agua, aguas arriba para el cálculo son:

- Nivel de agua normal (NAMO) de 63.41 msnm
- Nivel de agua extraordinario (NAME) de 66.10 msnm

2.5.2. Acciones y cargas que actúan sobre el vertedor

Conforme a las normas de proyección de las obras hidroeléctricas, vigentes en Rusia, las cargas consideradas que actúan sobre el vertedor se dividieron en:

a) Cargas muertas

- Peso propio de la obra y equipo mecánico permanente (compuertas, mecanismos de izaje, etc.) cuya ubicación en la obra no se cambia en el curso de su operación. El peso propio se determina como producto del peso específico del concreto armado (2400 kg/m^3) y el volumen del elemento, y el del equipo se considero de acuerdo a los datos del Instituto "Zaporozhhidrosta!" acorde a las características del mismo.
- Presión del agua debajo del NAMO, sobre la superficie de la obra aguas arriba y la presión del nivel mínimo aguas abajo. Esta se considera como el producto del peso específico del agua (1000 kg/m^3) y la profundidad bajo el nivel de agua del punto en el cual se determina la presión.
- Subpresión que se ejerce sobre la base al nivel del NAMO aguas arriba y el nivel mínimo del agua en las aguas abajo. Esta consta de la presión de carga y la presión de filtración. La primera se determina igual a la presión hidrostática y la segunda se considera según la lineal a lo largo del pie de la obra.

b) Cargas vivas

- La presión del agua abajo del NAMO, sobre la superficie de la obra y la presión del nivel aguas abajo correspondiente al escape del agua a través de la compuerta.
- La subpresión en la base, al nivel del NAMO aguas arriba y la del nivel de aguas abajo que corresponde al escape del agua a través de una compuerta. Esta se consideró según los datos de los cálculos realizados en la sección de investigación científica del "Ukrhidroproyekt".

- Las cargas provocadas por los mecanismos de izaje cuya ubicación cambia en el curso de operación (grúas del lado de aguas arriba y aguas abajo).
- La presión hidrodinámica del agua al escape del agua a través de una compuerta.

c) Cargas accidentales

- Acciones sísmicas. Se consideran en los cálculos como fuerzas de inercia sísmicas y presión hidrodinámica sísmica del agua. Estas cargas se determinan conforme a las normas de proyección de Ucrania en las regiones sísmicas. La acción de las cargas de inercia sísmicas sobre cada elemento de construcción en la dirección del flujo, se consideran como el producto de la aceleración sísmica y la masa de dicho elemento. En la dirección transversal al flujo se consideran teniendo en cuenta frecuencias y formas de oscilación propias acorde a la teoría lineal espectral y se determinaron utilizando los programas “Miraje” para la computadora personal IBM PC/AT-486. Este programa tiene la capacidad de determinar el estado de tensión y deformación de los elementos de construcción bajo las cargas estáticas y dinámicas. La presión sísmica hidrodinámica del agua en las pilas y compuertas se determinó por medio del programa “SDH” elaborado en el Ukrhidroproject, realiza el método de descomposición de las funciones del problema del plano hidrodinámico.
- Influencias de temperatura que se determinan para cada año, durante la cual la amplitud de oscilación de las temperaturas medias del mes es máxima.
- Presión del agua sobre la superficie de la obra aguas arriba en el marco 67,85 m y el nivel de aguas abajo que corresponde al escape del caudal calculado de 6750 m³/s.

Las cargas, acciones e influencias se consideraron en las combinaciones más desfavorables probables. Las combinaciones principales de cargas incluyen cargas muertas, cargas vivas, y combinaciones especiales que se forman de las principales y una carga especial.

En los cálculos realizados, no se consideró la influencia de la temperatura, debido a que la amplitud de oscilación de la temperatura medida por mes no superó los 6 °C. Tampoco se consideró la presión del agua sobre superficie de la obra cuando se tenga un caudal de escape de 6750 m³/s, ya que es evidente que en condiciones de salida del caudal a todas compuertas abiertas los esfuerzos en los elementos del vertedor serán mínimos.

2.5.3 Características físico-mecánicas de los materiales

Las características físico-mecánicas de los materiales, propuestas por C.F.E para el diseño del vertedor, se muestran en la tabla 2.2.

Sin embargo para realizar los cálculos de resistencia de la obra, estas características se consideraron excedidas, por lo que acorde a las normas de diseño vigentes en Rusia, para construcciones de concreto y concreto armado de las obras hidrotécnicas, se realizaron algunas modificaciones. Estas modificaciones están indicadas en la tabla 2.3.

La ausencia de datos sobre el carácter del agrietamiento, la dimensión y extensión de las grietas, las condiciones geológicas en la zona del vertedor, y las características de resistencia de las rocas yacidas en la base de la obra, no permitieron realizar los cálculos de estabilidad según el esquema de desplazamiento profundo, la resistencia local de la base y las condiciones de estabilidad de la obra en sumo grado de seguridad. Sin embargo estas circunstancias se tomaron en consideración por C.F.E.

Para realizar los cálculos de estabilidad, las características de la roca de cimentación se tomaron basándose en las normas vigentes en Rusia y se muestran en la tabla 2.4.

2.5.4 Consideraciones básicas de cálculo

Los cálculos se realizaron según el método de estado límite, considerándose dos estados:

- 1º Resistencia última (ineptitud completa de las obras, sus construcciones y su cimentación a la operación). Se calculó la resistencia general y estabilidad del sistema “obra-cimentación”.
- 2º Condiciones de servicio (ineptitud en operación normal). Se calculan los desplazamientos y deformaciones, formación de grietas o juntas de construcción.

En el diseño de las obras hidráulicas, su construcción y cimentación se consideraron las siguientes condiciones:

$$\gamma_c F = R_{\gamma_c} / \gamma_n$$

- γ_c *Coefficiente de combinación de cargas.* El cual se consideró igual al primer estado
 Combinación principal de las cargas en el periodo de operación normal – 1,0
 Periodo de construcción y reparación – 0,95
 Combinación especial de cargas – 0,9
 Segundo estado – 1,0
- F** *Fuerza generalizada* (fuerza, momento, tensión), deformación u otro parámetro,
- R** *Capacidad general de tensión*, deformación u otro parámetro considerado por las normas de diseño.
- γ_c *Coefficiente de condiciones de trabajo.* Toma en consideración tipo de obra, cimentación, tipo de material, aproximación del método de cálculo, tipo del estado límite u otros factores.
- γ_n *Coefficiente de seguridad* según el destino de la obra, considerando la importancia y el significado de los resultados en los estados límite. Para el primer caso se considera una obra de III clase y se consideró $\gamma_n = 1,15$, para el segundo caso $\gamma_n = 1,0$.

a) Cálculos de la estabilidad del vertedor

Los cálculos se realizaron según el esquema de desplazamiento plano. Como reserva se consideró la superficie, al pie de la obra, plana. Se tomaron en cuenta dos casos:

1) Combinación principal de cargas. El nivel de aguas arriba a la elevación del NAMO, 63,410 m.s.n.m. y el nivel aguas abajo a 48 m.s.n.m. con todas las compuertas cerradas. Las cargas consideradas son las siguientes:

- Peso propio
- Presión hidrostática del agua, aguas arriba y aguas abajo
- Subpresión al pie de la obra

2) Combinación especial de las cargas, Las condiciones son iguales al primer caso. Adicionalmente se consideró la acción sísmica en dirección al flujo. Las cargas consideradas son las siguientes:

- Peso propio
- Presión hidrostática del agua aguas arriba y aguas abajo
- Subpresión al pie de la obra
- Presión sísmica hidrodinámica del agua
- Fuerzas de inercia sísmica en la obra

La condición de estabilidad de la obra se escribe de la siguiente forma:

$$\gamma_{lc} F = R_{\gamma_c} / \gamma_n$$

F Fuerza de desplazamiento activa. Es igual a la proyección de la resultante de la carga en la dirección del desplazamiento.

R Suma de fuerzas de resistencia al desplazamiento, que es igual a:

$$R = N \cdot \text{Tg } \varphi + c \cdot A$$

N Suma de fuerzas verticales que actúan en la obra considerando la subpresión al pie

Tgφ Coeficiente de rozamiento del concreto con la roca

C Adherencia específica del concreto con la roca

A Área al pie de la obra

Los valores de γ_{lc} , γ_c , y γ_n se presentaron anteriormente.

Al realizar los cálculos de estabilidad, se considera la fuerza de adherencia al pie de la obra igual a $C \cdot A$. En el caso del momento que actúa en la obra, es probable que la obra tenga cierta separación del pie; por lo que para considerar la adherencia del concreto con la roca, se determinan las tensiones normales del contacto de la obra con la base, utilizando la fórmula de compresión de extracentro.

$$\sigma_{1,2} = N / A \pm M / W$$

M Suma de momentos de todas las fuerzas que actúan sobre la obra con relación al centro de gravedad del pie.

W Momentos de resistencia de la sección de pie de la obra que es igual a :

$$W = BL^2 / 6$$

B y L Dimensiones de la obra, transversal y longitudinal respectivamente

b) Cálculos de la resistencia general del vertedor

Desde el punto de vista de resistencia general, el vertedor es una losa en la cual se ubican las pilas y que está situada sobre una base elástica. Los casos más desfavorables según las condiciones de estabilidad de las pilas y la losa de cimentación son las siguientes:

- 1° Combinación de cargas (Operación): todas las compuertas están cerradas, el nivel de agua, aguas arriba, se considera de 63,41 m, y el nivel de aguas abajo a la elevación 48,0 m; se considera la acción sísmica a lo largo del flujo. El cálculo determina los esfuerzos máximos en la pila intermedia en la zona de la articulación de apoyo de la compuerta segmentada.
- 2° Combinación de cargas (Operación): todas las compuertas están cerradas, el nivel de agua, aguas arriba, se considera de 63,41 m; y el nivel de aguas abajo a la elevación 48,0 m; se considera la acción sísmica a través del flujo. El cálculo determina los esfuerzos máximos en la pila extrema y en la losa del lado de aguas arriba.
- 3° Combinación de cargas (Operación): solo la compuerta extrema está abierta, el nivel de agua, aguas arriba, se considera de 63,41 m, y el nivel de aguas abajo se considera a la elevación 51,0 m que corresponde al desfogue a través de una compuerta, se considera la acción sísmica a través del flujo. El cálculo determina el momento flector máximo que corresponde al borde interior de la pila extrema y los esfuerzos máximos en la losa cerca de dicha pila.
- 4° Combinación de cargas (Reparación): la compuerta extrema esta abierta, las dos compuertas próximas están cerradas y las demás están abiertas, el nivel de agua, aguas arriba, se considera de 63,41 m, el nivel de aguas abajo se considera a la elevación 57,0 m, que corresponde al desfogue a través de cuatro compuertas. Se considera la acción sísmica a través del flujo. El cálculo determina los esfuerzos máximos en la pila intermedia y en la losa cerca de esta pila.
- 5° Combinación de cargas (Reparación): la compuerta extrema está cerrada, las otras cinco están abiertas; el nivel de agua, aguas arriba, se considera de 63,41 m y el nivel de aguas abajo se considera a la elevación 58,0 m que corresponde al desfogue a través de cinco compuertas. Se considera la acción sísmica a través del flujo. El cálculo determina el momento flector máximo que corresponde al borde exterior de la pila extrema y los esfuerzos máximos en la losa cerca de dicha pila.
- 6° Combinación de cargas (operación): están abiertas primera, segunda y quinta compuerta, las demás se encuentran cerradas, el nivel de agua, aguas arriba, se considera de 63,41 m, y el nivel de aguas abajo se considera a la elevación 55,0 m que corresponde al desfogue a través de tres compuertas. Se considera la acción sísmica a través del flujo.

Al considerar las acciones sísmicas, los esfuerzos en las secciones se incrementaron del 20-30% en comparación con los esfuerzos que surgen de las acciones estáticas. Basándose en

las normas de diseño de Ucrania, las cargas para el cálculo se establecieron con un coeficiente de combinación sísmica de $\gamma_{ic} = 0.9$

Los cálculos para determinar los esfuerzos en las secciones de los elementos del vertedor se realizaron utilizando el programa "Miraje", modelando así la estructura por medio del método de elemento finito espacial, incluye 5311 elementos y 2391 nudos.

Para determinar la armadura necesaria en las diferentes secciones de los elementos se utilizó el programa "ARM-87" elaborado en Ukrhidroprpoyect. Al determinar el área de acero longitudinal y transversal, además de los esfuerzos, dimensiones de las secciones transversales de los elementos y las características de estabilidad del concreto y acero se tomó en consideración la supresión del agua en las secciones y ancho admisible de abertura de las grietas.

Los resultados de los cálculos de la estabilidad y resistencia general se muestran en la memoria de calculo del vertedor (ref. 3).

CAPÍTULO 3

INSTRUMENTACIÓN EN OBRAS CIVILES

3.1 SEGURIDAD DE LAS OBRAS

La construcción de cualquier obra civil del sector eléctrico, como el caso de una presa, se realiza con el objeto de satisfacer una necesidad nacional, pero eso no implica que no represente riesgos para la seguridad pública, por lo que es indispensable someter estas obras a una vigilancia permanente y minuciosa.

La mayoría de las fallas de las estructuras se puede evitar o por lo menos prever, si se cuenta con un sistema de instrumentación adecuado, observado sistemáticamente, con la frecuencia necesaria, y evaluando los resultados de inmediato para poder tomar acciones preventivas o correctivas de acuerdo con una estrategia preparada de antemano.

La instalación de un sistema de instrumentación que permita la detección de anomalías que se desarrollen o tengan tendencia a desarrollarse durante la construcción y la vida útil de la obra, es el medio más eficiente que tiene el ingeniero encargado de vigilar el comportamiento y evaluar su seguridad.

La instrumentación es la herramienta que proporciona al ingeniero información cuantitativa y cualitativa que le ha permitido adecuar y balancear los diseños geotécnicos de manera racional, determinando además la seguridad de las estructuras. Sin embargo debe tenerse siempre presente que el simple hecho de instrumentar no garantiza que los diseños sean buenos o las obras seguras. Puede darse el caso de que instrumentos inadecuados o instalados en sitios equivocados, proporcionen información no útil, que distraigan la atención, impidiendo detectar anomalías que puedan desarrollarse en otras partes de la obra. Por eso es muy importante determinar con claridad y visión los objetivos de cada proyecto de instrumentación, por simple que parezca.

La instrumentación se diseña sobre la base de la práctica actual de la especialidad, teniendo en cuenta el tipo de obra, las características geológicas, topográficas y geométricas del proyecto, así como también el comportamiento esperado de la misma, por lo que no es posible estandarizar la instrumentación en todas las obras.

3.2 DEFINICIÓN Y OBJETIVOS DE LA INSTRUMENTACIÓN EN GEOTECNIA

El éxito de un proyecto de instrumentación depende de un considerable trabajo de ingeniería y planeación, así como la participación de personal capacitado en todos los niveles. La instrumentación puede definirse de la siguiente manera:

“Es una combinación de filosofía, conocimientos y actividades prácticas, que requieren de sentido común, experiencia, aparatos y técnicas de medición, para obtener información cualitativa o cuantitativa necesaria para evaluar un problema geotécnico” (ref. 15).

Los tres objetivos principales de la instrumentación son:

- Asegurar que la estructura opere dentro de los límites de seguridad proyectados, mediante la auscultación de su estado, para detectar cualquier anomalía o cambio importante bajo condiciones de carga normales o extraordinarios (sismos), e intervenir oportunamente para anticipar la ocurrencia de fallas, manteniendo los índices de riesgo dentro de los límites predefinidos.
- Verificar que el comportamiento observado durante su construcción, vida útil o cuando se presente un evento adverso a la misma, éste de acuerdo con lo esperado en el diseño, estimando si las condiciones reales satisfacen las hipótesis de diseño y revisando si los métodos y procedimientos utilizados durante la construcción son los adecuados.
- Obtener conocimientos que ayuden a mejorar el “estado del arte” en diseño y construcción, permitiendo validar tanto los resultados de nuevos modelos y métodos de análisis, como la influencia en el comportamiento del empleo de nuevos materiales o procedimientos de construcción.

De los tres objetivos, en el presente trabajo se aplica el tercero, el cual permitirá conocer la respuesta del diseño estructural utilizado en la construcción de las pilas del vertedor.

Para alcanzar los objetivos propuestos deben de utilizarse los instrumentos de la exactitud y duración requerida. Deberá considerarse también que la instalación y medición la realice personal especializado.

3.3 VARIABLES QUE SE MIDEN E INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN

En Geotécnia generalmente se considera importante medir las siguientes variables:

a) Niveles y presiones de agua

Su medición permite conocer el patrón del flujo de agua dentro de la masa de suelo o roca, además permite proporcionar un índice de la resistencia o estabilidad de la masa (esfuerzos efectivos, subpresiones, etc.). Los instrumentos utilizados para este fin son los piezómetros, pozos de observación, piezómetros abiertos, neumáticos, de cuerda vibrante o de resistencia eléctrica.

b) Desplazamientos

Es muy importante conocer los desplazamientos horizontales, cambios de posición o de dimensión, y giros que pudieran dar lugar a la inestabilidad, formación de grietas y concentración de esfuerzos. Los desplazamientos pueden medirse superficialmente por medio de aparatos o referencias y procedimientos topográficos, péndulos y clinómetros; internamente pueden medirse mediante sondas que se introducen en tuberías especiales (inclinómetros).

c) *Asentamientos*

Los asentamientos o bufamientos (desplazamientos verticales) que sufre un estructura pueden medirse superficialmente mediante técnicas topográficas e internamente mediante sondas, (inclinómetros, deformómetros y celdas hidráulicas de asentamiento).

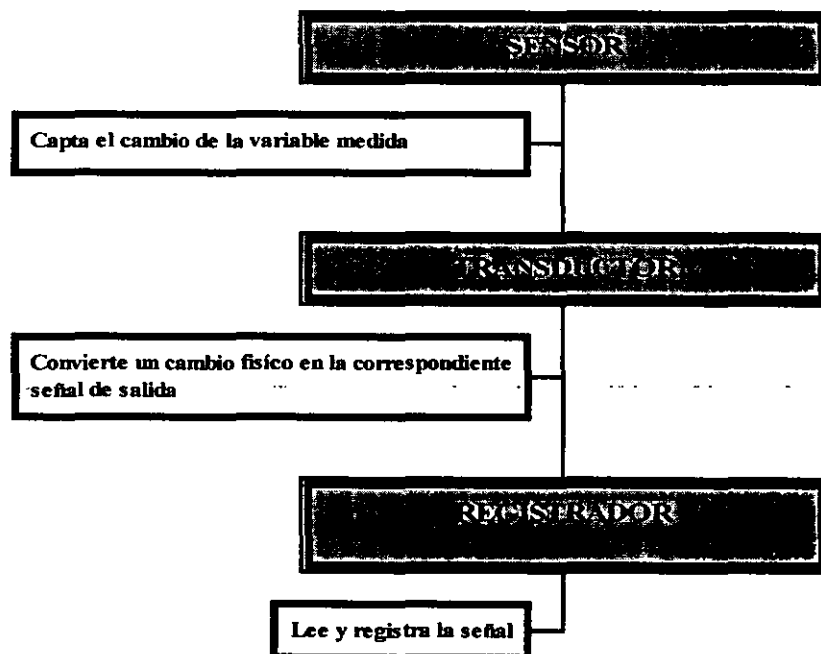
d) *Esfuerzos*

La estimación correcta de los esfuerzos en una estructura, los cambios en el estado de esfuerzos causados por actividades de construcción, excavación y aplicación de cargas, es un aspecto crítico en la ingeniería de diseño. Al medir los esfuerzo totales de la masa se pueden obtener los esfuerzos efectivos, y de esta formar estimar la magnitud y dirección de los esfuerzos principales. Los instrumentos que generalmente se utilizan son las celdas de presión, el gato plano y celdas de carga.

e) *Deformaciones*

Durante la construcción de obra tienen lugar deformaciones internas debidas a cambios en los esfuerzos totales y las presiones de poro, así como a flujos plástico o viscoso dentro de las masas de roca o a otros aspectos geológicos. La magnitud, velocidad y dirección del tiempo en un cierto punto dentro de la masa, puede variar durante las distintas etapas de construcción como respuesta a la variación de las cargas a que esta sometida. Para medir estos cambios se utilizan instrumentos tales como los extensómetros de superficie, de placas y en el caso de estructuras de concreto, los deformimétros.

Generalmente se utiliza un tipo de instrumento para la medición de cada variable, aunque existen algunas excepciones. Cualquiera que sea el instrumento utilizado, por simple o complejo que este sea, se integra por tres componentes básicos conectados en serie como se muestra en el siguiente esquema.



Existen diversos tipos de transductores, organizados en base a su simplicidad y confiabilidad quedan de la manera siguiente:

- *Ópticos*. Consisten en lentes y prismas que permiten amplificar o transformar una imagen o rayo luminoso.
- *Mecánicos*. El estímulo exterior lo transforman en desplazamientos de barras etc. y estos a su vez se amplifican empleando palancas, etc. Generalmente son de construcción simple y de bajo costo por sus características físicas, suelen ser resistentes al intemperismo y al trato rudo.
- *Hidráulicos*. En instrumentación geotécnica los más utilizados son los manómetros y los dispositivos de presión de tubo de Bourdon. Este último consiste de un tubo metálico ligeramente aplanado y en forma de C, que cuando es presurizado, internamente trata de enderezarse. El movimiento resultante del tubo se trasmite por medio de un mecanismo a una manecilla, la cual gira sobre una carátula circular donde se registra la lectura.
- *Neumáticos*. Generalmente se utilizan en instrumentos que miden presiones y son de dos tipos: normalmente cerrados y normalmente abiertos. Los más utilizados son los primeros, donde el transductor está compuesto por un cuerpo, una membrana y dos o tres tubos. La presión se trasmite inyectando un gas o fluido por una manguera hasta el cuerpo del transductor, para actuar sobre la membrana flexible, al vencer la presión externa que actué sobre la membrana, el gas o fluido circula por el cuerpo hasta otra manguera de retorno y se detecta su salida. Cuando esto se suspende la inyección, volviendo la membrana a su posición inicial pudiendo así leer la presión de apertura en un manómetro.
- *Eléctrico*. La variable que se debe de medir se traduce en una magnitud eléctrica proporcional. Este tipo de transductor se utiliza actualmente en gran número de instrumentos, los tipos principales son: Resistencia (Strain Gage), Inductancia, Cuerda Vibrante, Nivel Electrolítico y Magnético.

3.4 PROCESO DE MEDICIÓN

Las mediciones de la instrumentación se realizan conforme al programa diseñado en la etapa de planeación y de acuerdo a los procedimientos específicos para cada aparato, considerando en todo momento los requisitos indispensables en cualquier medición son que los resultados tienen que ser confiables y oportunos.

Para garantizar la confiabilidad se debe contar con los procedimientos específicos de toma de lecturas para cada aparato, proporcionar la capacitación adecuada al personal de la brigadas de medición, además de realizar una adecuada y continua supervisión en la obra.

La brigada de medición realizará su trabajo con la frecuencia establecida por el jefe de la instrumentación en el programa de mediciones y proporcionará diariamente los datos

obtenidos a la oficina de campo para que el residente realice una primera revisión de los mismos, además de integrar un informe con la frecuencia fijada para cada etapa de la obra.

Cualquier procedimiento por simple que este parezca no está fuera de factores o variables sobre las cuales no se tenga un control total y que puedan afectar los resultados. En el caso de una de medición, estos factores se pueden disminuir con la capacitación adecuada del personal que diseña, instala y realiza la medición. Los más comunes son los siguientes:

- a) *Errores groseros.*- Son causados por falta de cuidado, fatiga e inexperiencia del observador, como lectura equivocada, errores de cálculo, uso incorrecto de los instrumentos, instalación inadecuada, conexiones eléctricas mal realizadas etc.
- b) *Errores sistemáticos.*- Son causados por calibración inadecuada, alteración de la calibración con el tiempo tal que las lecturas son consistentemente altas o bajas y también histéresis y no linealidad.
- c) *Errores de conformabilidad.*- Causados por la ausencia de procedimientos adecuados de instalación, falta de cuidado al realizarlos, o por limitaciones de diseño del instrumento.
- d) *Errores por efectos ambientales.*- Son provocados por la influencia del calor, humedad, vibraciones, corrosión etc.
- e) *Errores de observación.*- Surgen cuando cada operador usa técnicas de medición diferentes a las establecidas en los procedimientos.
- f) *Errores de muestreo.*- Son comunes cuando se realizan mediciones de parámetros geotécnicos, debido a la variabilidad inherente de los materiales geológicos.
- g) *Errores accidentales.*- Representan el límite de la precisión en la determinación de un valor, son causados por ruido, fricción interna, histéresis, etc.

3.5 PROCESAMIENTO DE DATOS Y EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS

Las personas encargadas del proceso de los datos recibirán el informe de mediciones, revisarán que la información esté completa y procederán a realizar los cálculos numéricos que se requieran para obtener el valor de las variables que se controlan y elaborar las gráficas correspondientes, de acuerdo con los procedimientos específicos establecidos para este fin.

Como resultado de este proceso, se elaborará un informe que deberá incluir las gráficas y concentrados numéricos y toda la información adicional disponible, que permita llevar a cabo el trabajo de análisis.

El trabajo de análisis de los resultados es muy importante y tiene como finalidad alcanzar los objetivos planteados en el diseño de la instrumentación. Para ello es importante contar con documentos como la memoria técnica de la obra, memoria de instrumentación, informes de análisis previo, informes de proceso de datos e informes de visitas de inspección.

Como resultado del análisis se emitirá un informe en donde se reporten y evalúen las tendencias de las variables que se miden, se detecten posibles anomalías, se evalúe el estado de la instrumentación, se planteen posibles necesidades de medición adicional y se reporte el comportamiento y la seguridad de la estructura.

3.6 CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS DE LA INSTRUMENTACIÓN INSTALADA EN EL VERTEDOR DE LA P. R. H. SAN RAFAEL, NAY.

Con el fin de acelerar el proceso constructivo con relación al montaje de las compuertas del vertedor, en el P.R.H San Rafael se decidió utilizar un nuevo diseño en los apoyos, de tal manera que las pilas de concreto reforzado recibieran directamente el empuje de las compuertas y no la cimentación por medio de postensados como es tradicional en otras obras de la CFE. Esto motivó a instrumentar la zona de la chumacera de la pila No. 1 y del muro izquierdo de la obra de excedencias, para lo cual se eligieron medidores de deformación *strain gages del tipo cuerda vibrante* (inciso 3.7), para conocer el estado de esfuerzos-deformaciones que se desarrollen en dicha zona, permitiendo así verificar el criterio de diseño y abrir la posibilidad de utilizar esta solución en proyectos futuros.

3.6.1 Localización de los instrumentos

Usualmente la localización de los aparatos se determina después de realizar un análisis teórico de deformaciones en el concreto, sin embargo dado el avance en la construcción de las pilas, su localización se realizó de manera empírica con base en la experiencia y criterio del ingeniero. En la figura 3.1 se muestra la distribución en planta de los instrumentos que se instalaron.

Se instalaron en el acero de refuerzo veintitrés deformímetros “strain gages” de cuerda vibrante tipo soldable, marca geokon, modelo VK-4100”, dieciséis en la pila No.1 y siete en el muro izquierdo (figuras 3.2 y 3.3 y foto 1).

En el concreto, en arreglos tridimensionales de tres y seis aparatos, se instalaron veintidós deformímetros “strain gages de cuerda vibrante”, tipo para embeber en el concreto, marca geokon, modelo VCE-4200”; trece en la pila No.1 y nueve en el muro izquierdo (figuras 3.4 y foto 2).

Las claves de identificación de cada deformímetro se muestra en la tabla 3.1.

Para realizar las mediciones se utiliza una unidad de medición marca geokon, modelo GK-403, con la cual se efectúan mediciones precisas de varios tipos de instrumentos de cuerda vibrante. En el panel de control tiene las siguientes características (figura 3.5).

- LCD de 15 columnas por 8 filas
- Conector para transductor
- Conector para cargador de batería
- Interruptor ON/OFF
- Conector I/O (puerto de comunicación RS-232)
- Interruptor rotativo de 7 posiciones para seleccionar modo de lectura (A-F, compatibles con la unidad GK-401)
- Joystick para seleccionar opción y movimiento del cursor
- Dos botones para selección de opciones y almacenamiento de datos.

En el interruptor rotatorio cada posición tiene diferentes parámetros programados, los cuales están optimizados para ciertos instrumentos (tabla 3.2). Con los modos de display A-F, la unidad despliega datos tales como: el número de referencia del sensor, temperatura, fecha, hora y las unidades de medición.

La unidad de lectura, en los modos D y E, despliega unidades de microdeformaciones ($\mu\epsilon$), como resultado de los cálculos realizados internamente en su microprocesador, en donde se relacionan frecuencias de excitación con unidades de deformación del cable.

3.6.2 Interpretación de lecturas

El comportamiento de los materiales dentro del límite de proporcionalidad en donde los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones, corresponde al de un cuerpo elástico que recupera su forma original una vez que cede la fuerza que ocasiona la deformación. El alambre de los strain gages trabaja dentro de su zona elástica y se comporta de la misma forma que el elemento al que está sujeto, acortándose con esfuerzos de compresión y alargándose con esfuerzos de tensión.

La deformación unitaria que sufre el elemento (ϵ), es la variación de la longitud (Δl) o alargamiento o acortamiento dividido entre su longitud original (L). La microdeformación representa el valor del cociente pero afectado por 10^{-6} ($\mu\epsilon$), lectura que aparece desplegada en la pantalla de la unidad de medición.

$$\epsilon = \Delta l / L \text{ (pulg/pulg)}$$

Para el caso de los deformímetros Geokon VK-4100 y VCE-4200 el valor de L es de 2 y 6 pulgadas respectivamente.

Para conocer los esfuerzos que se están generando en los elementos sujetos a observación a partir de la deformación unitaria es necesario aplicar la ley de Hooke bajo las siguientes expresiones:

- *Acero (Strain gage VK-4100)*

$$S = (E) (\epsilon)$$

S = Esfuerzo (kg/cm^2)

E = Modulo de elasticidad = 2×10^6 (kg/cm^2)

ϵ = Deformación unitaria ($\mu\epsilon$)

- *Concreto (Strain gage VCE-4200)*

$$f'c = (\epsilon) (10000 \sqrt{f'c})$$

$f'c$ = Resistencia del concreto a la compresión simple (kg/cm^2)

$f c$ = Esfuerzo en el concreto (kg/cm^2)

ϵ = Deformación unitaria ($\mu\epsilon$)

$10000 \sqrt{f'c}$ = Modulo de elasticidad (el factor puede variar entre 10000 y 14000)

- *Efectos de temperatura*

Para el caso de los strain gage VK-4100 (acero), el coeficiente de dilatación térmica de la cuerda vibrante es el mismo que el del acero sobre el cual se instaló, no se requiere de corrección.

Para el strain gage modelo VCE-4200 (concreto), el manual indica incrementar $1\mu\epsilon$ por cada $^{\circ}\text{F}$ ($-17.22\text{ }^{\circ}\text{C}$) de incremento de temperatura en cualquier cambio aparente de deformación. Se tiene diferentes coeficientes entre concreto y cable.

- *Convención de signos*

Cuando se utilice la unidad de lectura GK-40, con el selector en la posición "E", la lectura esta dada en microdeformaciones y la interpretación de la misma será como sigue:

Diferencia = Lectura actual – lectura inicial = (+) Tensión

Diferencia = Lectura actual – lectura inicial = (-) Compresión

3.7 CARACTERÍSTICAS Y COMPONENTES PRINCIPALES DE UN DEFORMÍMETRO STRAIN GAGE

a) Deformímetro

Es un dispositivo cuya resistencia eléctrica varía proporcionalmente a una fuerza, peso, torque, presión o desplazamiento aplicado al dispositivo a lo largo de su eje sensible. Esta variación en la resistencia se detecta generalmente conectando unos o más Strain Gages a un puente de Wheatstone.

b) Transductor de cuerda vibrante

Un alambre de acero, protegido dentro de un tubo de acero inoxidable se fija a tensión entre dos soportes extremos soldados o atornillados a la superficie de una estructura. Las superficies aplicadas a la estructura inducen movimientos relativos entre los apoyos y en consecuencia cambia la tensión del alambre. Los cambios de tensión originan variaciones en la frecuencia natural de la vibración transversal del alambre que son proporcionales a la raíz cuadrada de la tensión. Un sistema combinado de electroimán e imán permanente se fija alrededor del tubo, centrándolo con respecto al alambre. Un pulso de corriente con respecto al electroimán genera un campo magnético oscilante que atraviesa el tubo y pone a vibrar el alambre. Una vez excitada la vibración, el alambre continúa vibrando entre pulsos y, debido a que persiste el campo magnético inducido por el imán permanente, se inducirá en el embobinado del electroimán un voltaje de corriente interna. Este voltaje se amplifica y se retroalimenta el embobinado con un siguiente pulso, etc. De esta forma la señal de salida se engancha a la frecuencia de vibración del alambre. El periodo de vibración de este se capta en el registrador y la deformación unitaria equivalente se determina por medio de un microprocesador en la unidad de lectura, el cual las convierte en unidades de deformación ϵ (figura 3.6).

3.7.1 Componentes de un deformómetro strain gage

a) Longitud de medición

La longitud o base de medida de un strain gages, es la parte activa o sensible de la rejilla, la porción final de cada filamento y las terminales, son consideradas insensibles debido a su sección transversal relativamente mayor y baja resistencia eléctrica.

Los strain gages muy pequeños (3.1 mm) presentan una degradación permanente de sus características originales, particularmente la capacidad de elongación y estabilidad bajo solicitaciones estáticas y baja considerablemente su capacidad cuando se sujetan a deformaciones cíclicas. Los strain gages con una base de medición grande presentan ventajas tales como, mayor facilidad de manejo e instalación, sin embargo tiene una limitación en la disipación de calor para la misma resistencia eléctrica nominal. La longitud comprendida entre 3 y 6 mm es la mejor opción, aunque realmente depende de lo que se quiera medir.

b) Configuración del filamento

Dentro de este aspecto se contempla lo referente a la distribución del filamento, el número y la orientación de los filamentos cuando se trata de arreglos múltiples, la forma de dimensiones de las terminales para la conexión soldada y algunas otras características que se consideran como estándar para un patrón particular.

Para los strain gages individuales, dos aspectos que deben ser considerados en la selección en cuanto a la configuración del filamento son:

- **Ancho de la rejilla formada por el filamento**

Un diseño de rejilla angosto minimiza el error promedio en las mediciones, cuando en la superficie de la estructura se presenta un alto gradiente de deformación, perpendicular al eje longitudinal del strain gage. Un diseño ancho es ventajoso debido a que se tiene un mayor poder de disipación térmica y consecuentemente una mayor estabilidad.

- **Resistencia eléctrica**

Generalmente la resistencia típica se encuentra entre 120 y 350 ohms. Cuando exista la posibilidad de seleccionar, la mejor opción es una resistencia mayor, en virtud de generar un calentamiento menor en proporción 3 a 1 cuando se alimentan con el mismo voltaje. Los medidores con alta resistencia presentan una ventaja adicional por lo que respecta a la resistencia parásita que presentan los conductos de conexión a los instrumentos y los efectos negativos al existir gradientes térmicos en estos alambres.

c) Terminales

Deben ser seleccionadas en función del espacio disponible para la instalación y con la configuración adecuada, considerando la habilidad del operador en el manejo de estos instrumentos.

3.7.2 Características de los deformímetros strains gages

a) Composición y Sensibilidad

El principal factor que determina las características de operación de un strain gage es la sensibilidad a la deformación de la aleación utilizada en la construcción de la rejilla. Sin embargo este aspecto no puede ser considerado separadamente de la base ya que existe una interacción con la base o soporte que la contiene, formando un sistema.

La aleación Constantan (aleación autocompensada), es la aleación más antigua y la más frecuentemente utilizada actualmente. Tiene una alta sensibilidad a la deformación, alta resistencia, lo cual induce grandes cambios en la resistividad del filamento con la deformación, no teniendo un excesivo coeficiente de resistencia-temperatura. Se caracteriza también por tener un buen comportamiento bajo condiciones de fatiga, exhibiendo una alta capacidad de soportar grandes deformaciones.

b) Base de los strain gages

Convencionalmente un strain gage del tipo *foil* esta constituido por un filamento hecho por el proceso de fotograbado, montado en una base delgada de plástico, la cual tiene funciones tales como:

- Proporcionar al sistema un medio que facilite el manejo del elemento sensible, durante su construcción.
- Presentar una superficie amplia para el pegado a la superficie del espécimen de prueba.
- Un medio de aislamiento eléctrico entre la superficie del espécimen de prueba y el filamento.

Básicamente son tres los materiales que constituyen la base de los strain gages: poliamida (polymide), epoxy y epoxy-fenólica reforzada con fibra de vidrio.

Si se requiere un buen trabajo de los strain gages en un amplio intervalo de temperaturas, seleccionar un instrumento con base epóxica-fenólica resulta ser la mejor opción. Esta base puede usarse en mediciones estáticas y dinámicas entre los $-269\text{ }^{\circ}\text{C}$ a $290\text{ }^{\circ}\text{C}$.

c) Características de las series

Como ya se ha mencionado la aleación del filamento y el material de la base del strain gages son elementos que no se pueden seleccionar de forma separada; así que la selección debe encaminarse a un sistema o una serie, en la cual van incorporadas las características especiales de diseño o construcción, estableciendo una combinación específica en cuanto a la aleación del filamento y material de la base.

3.7.3 Parámetros que influyen en su comportamiento

Las características de instalación y operación de un strain gage son afectadas por los siguientes parámetros, los cuales es posible determinar, en mayor o menor grado en todos los casos de aplicación.

- Sensibilidad a la deformación de la aleación del filamento
- Material de la base
- Longitud de medición
- Configuración del filamento

- Autocompensación a las variaciones de temperatura
- Resistencia eléctrica original
- Opciones en la presentación

Considerando todas las posibles combinaciones de estos parámetros, debe contemplarse básicamente la combinación cuyos parámetros sean compatibles con las condiciones ambientales y satisfacer las condiciones de instalación y operación. Los requerimientos son los siguientes:

- Grado de exactitud
- Estabilidad
- Máxima elongación
- Duración de la prueba
- Solicitaciones cíclicas
- Simplicidad y facilidad de instalación

CAPÍTULO 4

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LAS PILAS

4.1 RESULTADOS DE LAS MEDICIONES REALIZADAS EN LA INSTRUMENTACION DE LAS PILAS

El objetivo de instrumentar el vertedor del P.R.H. San Rafael, Nay., fue conocer el estado de esfuerzos que se desarrolla en las zonas donde se apoyan las compuertas, permitiendo con ello verificar el criterio de diseño que se utilizó, y abrir la posibilidad de utilizar esta solución en proyectos futuros.

En campo, por medio de la unidad de medición, se obtiene la información de los deformímetros, ésta a su vez es enviada al personal que se encarga de analizarla. El proceso se realiza conforme a los lineamientos establecidos en el inciso 3.6.2, obteniendo así las deformaciones unitarias y sus respectivos esfuerzos. Las mediciones consideradas para la evaluación abarcan un período del 14 de agosto de 1994, días antes que iniciara el primer llenado de la presa, hasta el 11 de septiembre de 1999.

Los instrumentos se instalaron en arreglos tridimensionales de 3 y 6 deformímetros (figura 3.4), sin embargo para fines de análisis sólo se consideraron las direcciones X, Y, y Z. En las figuras 4.1 a 4.6 se muestra el comportamiento de los esfuerzos, con respecto al nivel del embalse, registrados en los deformímetros instalados en el acero (figuras 4.1 a 4.3) y los instalados en el concreto (figuras 4.4 a 4.6).

Se consideraba a la carga hidráulica como la causa principal del origen de los esfuerzos, razón por la cual era de esperarse que los instrumentos instalados aguas arriba se encontraran registrando esfuerzos de tensión y los instalados aguas abajo, esfuerzos de compresión (ver figuras 3.3. a 3.6). El mismo comportamiento se observa en la figura 4.30, en esta se muestran las direcciones de los esfuerzos principales obtenidas del modelo numérico. Sin embargo, al observar el desarrollo de los esfuerzos que se han registrado (figuras 4.1 a 4.6), se puede establecer que su magnitud y variación se deben a fenómenos propios del comportamiento de un concreto, como lo son los cambios volumétricos por efecto de temperatura (figuras 4.7 a 4.12), los cuales están más relacionados con las propiedades intrínsecas del mismo que con las fuerzas de servicio a las que la estructura esta sujeta.

Los fenómenos intrínsecos del concreto, como la expansión por temperatura y la contracción por secado y enfriamiento, se describen en el anexo A. También se hace referencia a la importancia que representa, en la generación de esfuerzos por efectos de temperatura, la presencia de restricciones que limiten la evolución natural de las deformaciones.

Es importante tomar en cuenta esta situación al evaluar el estado de esfuerzos, considerando que los instrumentos se instalaron de tal forma que quedaron ahogados en un volumen de concreto de 4 m³ aproximadamente, el cual se coló tiempo después de haberse colado el concreto de la pila o muro según se trate, lo que lleva a considerar la presencia de un segundo

colado empotrado en un concreto ya en estado endurecido, situación que influye directamente en el estado de esfuerzos original de la estructura.

Realizando una evaluación general de las gráficas tanto del acero como del concreto se identifican tres etapas principalmente, en las cuales la causa que origina los esfuerzos es diferente. Inicialmente tenemos un periodo en el cual los esfuerzos son esencialmente de tensión, generados principalmente por la expansión térmica sufrida por el concreto, posteriormente se presenta un decremento paulatino en los mismos, debido al fenómeno de contracción por enfriamiento y secado a la que se vio sujeto y, finalmente tenemos una tercera etapa en la que la mayoría de los deformímetros presentan cierta estabilidad en sus lecturas. En las gráficas 4.7 a la 4.12 se puede observar el comportamiento que muestran los esfuerzos registrados tanto en el concreto como en el acero, direcciones X, Y y Z, nótese la influencia directa de la temperatura.

Considerando que el origen de los esfuerzos es consecuencia de una combinación de los fenómenos de expansión y contracción a los que se ha visto sujeto el concreto y limitándose solo a las direcciones X, Y y Z; los resultados son los siguientes:

4.1.1 Deformímetros instalados en el acero

- Los esfuerzos registrados en la dirección X (dirección paralela al flujo del río), son esencialmente de tensión. El hecho de que los instrumentos se hayan instalado en barras de acero que se encontraban previamente empotradas al concreto ya colado del resto de la pila, originó que en el momento en que el concreto se empezó a expandirse por la hidratación del cemento y posteriormente a contraerse por el efecto del secado, la restricción ejercida por el concreto ya endurecido en los extremos de las barras, no le permitió comprimirse libremente ejerciendo mayor tensión. En la figura 4.7 se observa que aunque la tensión disminuye notablemente esta continúa registrándose.

Aunque todos los instrumentos se encuentran registrando esfuerzos de tensión, la diferencia en su magnitud es considerable. Los deformímetros A-9 y A-13 presentan un incremento constante de tensión con respecto a los otros (A-1, A-5, A-17, A-21) la diferencia llega a ser hasta de 300 kg/cm^2 aproximadamente. Esta situación puede explicarse si se considera que los primeros instrumentos se encuentran ubicados más externamente, en una zona donde el concreto sufrió un enfriamiento más rápido que en el interior. Este hecho originó que estos aparatos colocados en un concreto ya endurecido se vieran sujetos a una tensión mayor ejercida por el concreto interior que continuaba contrayéndose.

Los esfuerzos máximos debidos a la expansión térmica son de 491 y 402 kg/cm^2 en los deformímetros A-5 y A-9. En la etapa de enfriamiento y secado se presentan decrementos en la tensión hasta de 210 kg/cm^2 (A-21), en tanto que los deformímetros A-9 y A-13 continuaban con incrementos de tensión registraron esfuerzos máximos de 597 y 659 kg/cm^2 respectivamente. En la tercera etapa se observa cierta estabilidad en las mediciones registradas.

- En la dirección Y, dirección transversal al eje del río, tenemos esfuerzos máximos de 195 kg/cm^2 debidos a la expansión térmica del material y en la etapa de enfriamiento y contracción se tienen decrementos máximos de 180 kg/cm^2 . En esta etapa se observa una variación drástica en el comportamiento de los deformímetros; mientras que los instrumentos A-2 y A-14 están respondiendo normalmente con un decremento constante, él A-12 y A-14 presentan un incremento constante pero a tensión. El hecho de que los estos últimos se hayan instalados en elementos de acero cuya restricción es mayor debido a la presencia de un dobles, que en aquellas donde se instalaron los primeros explicaría esta situación, ya que el concreto al contraerse y encontrar barras más empotradas generara esfuerzos de tensión mayores que si las barras se encontraran con mayor libertad.

En la etapa final todos los instrumentos muestran un decremento en los esfuerzos y una marcada tendencia a registrar esfuerzos de compresión. Esta situación se da muy independiente del nivel del embalse (figura 4.8).

- En la dirección Z todos los instrumentos se encuentran registrando incrementos constantes de tensión (figura 4.9). En la primera etapa de endurecimiento y en la etapa final es cuando se presenta una ligero decremento en los esfuerzos, excepto por el deformímetro A-10 donde el cambio es más drástico, inicia registrando esencialmente tensión y termina registrando compresión.

Aunque el comportamiento en esta dirección es muy similar al mostrado en las direcciones X y Y, es importante mencionar que el incrementó constante que se muestra sea originado por que el acero de refuerzo en esta dirección se encuentra menos restringido, encontrándose empotrado solo en uno de sus extremos, lo que le permite expandirse y contraerse con mayor facilidad.

Los esfuerzos máximos en esta dirección llegan a los 380 y 106 kg/cm^2 a tensión y compresión respectivamente. En la etapa donde se observa una ligera tendencia a disminuir se tienen decrementos de 40 kg/cm^2 aproximadamente.

4.1.2 Deformímetros instalados en el concreto

Los instrumentos instalados en el concreto fueron armados en rosetas de tres y seis deformímetros, según las direcciones que se deseaba medir, primeramente se ahogaron en cubos de concreto de 60 por 60 cm aproximadamente, los cuales a su vez se ahogaron en el volumen de concreto que se coló en la pila.

Esta situación se debe considerar al evaluar los esfuerzos registrados en estos instrumentos. La iteración entre el concreto de los cubos previamente colados y el concreto en donde se ahogaron, el cual se coló posterior al resto de la pila, puede dar origen a un estado de esfuerzos diferente al que se tendría normalmente. Esta situación hace que los resultados obtenidos en los instrumentos sean poco confiables, en magnitud, para representar el verdadero estado de esfuerzos al que se ve sujeto la estructura.

Sin embargo, el comportamiento general que presentan es similar al registrados por los instrumentos instalados en el acero. Se observa una etapa en la cual se tienen incrementos de tensión constantes, posteriormente se tiene un intervalo mucho más grande en donde los esfuerzos disminuyen continuamente, en esta etapa la mayoría de los instrumentos se encuentran registrando esfuerzos de compresión y al final se observa cierta estabilidad en las lecturas.

La influencia de la carga hidráulica sobre la generación de los esfuerzos y el comportamiento de los instrumentos no es muy evidente, solo puede observarse en los incrementos y decrementos del embalse, sin embargo es claro que los esfuerzos no tienen su origen por esta carga.

Al igual que en los deformímetros del acero, los esfuerzos registrados en el concreto se generaron por la expansión térmica y la contracción por secado y enfriamiento (figuras 4.10 a 4.12). Los esfuerzos máximos de tensión que se tienen son de 21,8 y 17 kg/cm² en las direcciones X, Y y Z respectivamente, en tanto que los decrementos que se presentan en la etapa de contracción son de 14, 23 y 38 kg/cm², con esfuerzos de compresión máximos se 26, 23 y 21 kg/cm², en las mismas direcciones.

4.2 RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DE LAS PILAS MEDIANTE EL MÉTODO DE ELEMENTO FINITO (MEF)

El objetivo de realizar el análisis numérico del vertedor, mediante el método de elemento finito, fue conocer la distribución teórica del estado de esfuerzos generado, en el concreto de las pilas, por efecto de la carga hidráulica considerada a diferentes niveles.

4.2.1 Método de elemento finito

En la ingeniería se tienen dos formas fundamentales de solucionar un problema: analítica y numéricamente. En la primera se emplea una fórmula explícita que permite tomar en cuenta las variables significativas que intervengan en el problema. En la segunda el medio en estudio es discretizado en un cierto número de elementos, a los cuales se les aplican los principios de la mecánica del medio continuo, para posteriormente al integrar estas soluciones particulares llegar a una solución general.

Entre los métodos numéricos empleados más frecuentemente se encuentran el método de las diferencias finitas y el método del elemento finito (MEF).

El método del *elemento finito* es un procedimiento numérico aproximado para resolver ecuaciones diferenciales de problemas complejos, con materiales heterogéneos, anisotrópicos, de comportamiento esfuerzo-deformación no lineal y con condiciones de frontera complicadas.

En general, mediante este método se puede modelar una estructura como un montaje de pequeñas partes o elementos (discretización) de geometría simple, para aproximarse a la solución del problema original por medio de la combinación de las soluciones simples de las partes continuas en las que se discretizó la estructura.

Esquemáticamente, la secuencia del método se puede resumir en los siguientes pasos:

1. El medio continuo (dominio de las variables de las ecuaciones diferenciales) se discretiza en regiones, denominados elementos finitos de formas convenientes (líneas, triángulos, cuadriláteros, tetraedros, etc.), generando la malla o retícula de la estructura.
2. Mediante una selección apropiada de ciertos puntos de los elementos finitos, denominados puntos nodales, las variables de la ecuación diferencial se aproximan mediante una combinación de funciones de interpolación (conocidas), seleccionadas adecuadamente, y de los valores (desconocidos) de las variables, y en algunos casos de sus derivadas, especificados en los puntos nodales.
3. Mediante el uso de los métodos variacionales, las ecuaciones diferenciales que gobiernan el problema, se transforman en ecuaciones del elemento finito que gobiernan, en forma aislada, a todos los elementos finitos.
4. Los elementos finitos aislados se agrupan para formar un sistema global de ecuaciones diferenciales o de ecuaciones algebraicas, con sus propias condiciones de frontera o condiciones iniciales.
5. Los valores de las variables de las ecuaciones diferenciales quedan definidas al resolver los sistemas de ecuaciones correspondientes.

Consideremos un medio continuo dividido en triángulos (figura 4.13), al cual se le aplica un sistema de fuerzas externas en los vértices de los elementos triangulares, ocasionando que el medio se deforme y se presenten desplazamientos en dichos vértices (figura 4.14). Las ecuaciones del elemento finito se obtienen valuando el trabajo de las fuerzas externas y el acumulado debido a los esfuerzos internos (energía interna de deformación). Para el caso elástico lineal ambos trabajos se igualan, despreciando las pérdidas de energía, lo que conduce a un sistema de ecuaciones lineales en el que las fuerzas en los vértices quedan en función de los desplazamientos. La solución del sistema permite conocer los desplazamientos en los nodos de los elementos finitos (triángulos), y esto a su vez permite conocer los esfuerzos generados dentro de los elementos en los que se dividió el medio. Este proceso queda matemáticamente representado por las siguientes expresiones:

$$[F] = [K][\delta]$$

Donde:

[F] = Vector de fuerzas aplicadas

[K] = Matriz de rigideces de todo el sistema

[\delta] = Matriz de desplazamientos

$$[\delta] = [K]^{-1} [F]$$

4.2.2 Resultados de la modelación

La simetría, tanto en la forma como en las fuerzas que actúan en la estructura, permitió realizar el análisis solo en una parte de la estructura (muro derecha y pilas No. 4 y 5, ver figura 3.1) Estableciendo de esta forma que los resultados y el comportamiento de cada una de las pilas serán iguales, lo mismo que en los muros izquierdo y derecho. El software que se utilizó para el análisis matemático fue el Nisa II versión 8 y las condiciones establecidas para la evaluación fueron las siguientes:

- El vertedor se consideró empotrado, sin posibilidades de desplazamiento y sobre este, específicamente en los apoyos de las compuertas, se aplicaron las fuerzas generadas por niveles de embalse a 59.00, 61.00 y 63.45 m.
- Las características físico-mecánicas de los materiales, que se consideraron, se muestran en la tabla 2.2.

Para poder evaluar los resultados obtenidos del modelo es importante mencionar que cuando una fuerza actúa sobre un cuerpo esta se transmite por acción molecular al interior del medio, manifestándose en esfuerzos locales en cada una de los puntos internos. Para representar geoméricamente estos esfuerzos se requiere algo más que un vector, ya que a través de éste punto hay infinitos esfuerzos, uno para cada elemento de superficie trazado idealmente por el mismo punto. Su representación se logra a través de tres esfuerzos normales que actúan en tres planos mutuamente ortogonales, llamados esfuerzos principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) y en donde los esfuerzos cortantes son iguales a cero.

La distribución de los esfuerzos principales obtenidos del modelo, considerando los tres niveles de embalse bajo los cuales se evaluó la estructura, se muestra en las figuras 4.15 a la 4.30. Se incluyen también la distribución de esfuerzos normales en las direcciones X, Y y Z para los mismo niveles. La magnitud de los esfuerzos esta dada en ton /m².

La distribución que se indica en las figuras, muestra que máximos esfuerzos son generalmente de tensión y se presentan directamente en los apoyos de las compuertas o en zonas muy cercanas a estos. Su magnitud se incrementa conforme el embalse lo hace, por ejemplo, para un nivel de embalse de 59,00 m se tienen esfuerzos máximo a tensión de 35,83 kg/cm² y para un nivel de 63,41 m el máximo a tensión es de 66,42 kg/cm². Sin embargo, está disminuye con la profundidad, en el punto de aplicación de la carga el esfuerzo a tensión que se registró es de 35,83 kg/cm², pero a una profundidad de 0,50 m aproximadamente, disminuye drásticamente registrándose esfuerzos que se encuentran entre 9,4 y 6,7 kg/cm² (ver detalles de la figura 4.16), lo que determina la presencia de un gradiente de esfuerzo alto en estas zonas.

Los esfuerzos principales máximos a tensión y compresión obtenidos del modelo en la vecindad del apoyo, para los distintos niveles de embalse se muestran en la tabla 4.1.

Considerando que los niveles de embalse máximos que se han registrado en campo son de 63,33 y 63,55 m. Los esfuerzos generados por estas cargas hidráulicas tendrían que ser similares en magnitud a los obtenidos del modelo para el mismo nivel. Representando éstos la situación más crítica a la que se ha visto sometida la estructura por efecto del embalse.

En la figura 4.30 observamos un detalle de la pila No. 5, en el cual podemos ver claramente las direcciones de los esfuerzos principales, esto nos permite corroborar que efectivamente por efecto de la carga hidráulica se deben de esperar esfuerzos de compresión, aguas abajo, y esfuerzos de tensión, aguas arriba.

Esta situación también se presenta en la distribución de los esfuerzos normales, direcciones X, Y y Z (ver figuras 4.28 y 4.29). Los esfuerzos de tensión generalmente se presentan aguas arriba y los de compresión aguas abajo. Los máximos se tienen para el nivel de 63,41 m y son de 56,70, 10,20 y 32.80 kg/cm² a tensión y de 35.90, 9.00 y 27.60 kg/cm² a compresión, direcciones X, Y y Z respectivamente.

4.3 ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS RESULTADOS OBTENIDOS CON LA INSTRUMENTACIÓN Y LOS OBTENIDOS CON LA APLICACIÓN DEL MÉTODO DE ELEMENTO FINITO.

La carga externa más relevante a la que aparentemente se ve sometido el vertedor es la originada por el nivel de embalse, se esperaba que esta fuerza fuera la que determinara el estado de esfuerzos dentro de la estructura. Sin embargo, la variación de los esfuerzos registrados por los deformímetros muestran que la expansión térmica y la contracción por secado y enfriamiento del concreto son los responsables.

Es muy importante enfatizar que la influencia de la carga hidráulica en la generación de los esfuerzos registrados no es nula, sin embargo no es determinante. El modelo nos permitió ver que el gradiente de esfuerzos que se presenta en la estructura es muy alto, lo que explica que el efecto de la carga debida al embalse, en las zonas donde se instalaron los instrumentos, sea mínimo con respecto a los fenómenos mencionados anteriormente.

En las figuras 4.31 a 4.33 se hace una comparación entre los esfuerzos registrados por los instrumentos instalados en las barras de acero, direcciones X, Y y Z y los que se deberían de registrar si solo se tuviera el efecto de la carga hidráulica (obtenidos del modelo). En estas podemos observar que la diferencia tanto en magnitud como en su comportamiento es muy grande, lo que nos permite reafirmar que la carga debida al embalse no influye notablemente en estas zonas.

Los resultados obtenidos tanto del modelo como de la instrumentación se complementan de tal forma que la variación en la magnitud y desarrollo no les resta importancia para la interpretación del comportamiento de la estructura. El modelo nos permite ver que los esfuerzo máximos generados por la carga hidráulica (tabla 4.1) se generan en los entornos de los apoyos de las compuertas y a partir de estas zonas su magnitud disminuye considerablemente en todas direcciones. Mediante la instrumentación podemos afirmar que

existen otros fenómenos que pueden ser determinantes en el comportamiento de una estructura pero que algunas veces no se les da la importancia necesaria. En ambos casos, los esfuerzos máximos que se presentan son inferiores a las resistencias últimas en compresión del concreto y en tensión del acero ($f'_c = 200$ y $f_y = 4200$ kg/cm² respectivamente). En el modelo tenemos esfuerzos de 49,70 kg/cm² a compresión y de 64,42 kg/cm² a tensión; y la instrumentación reporta esfuerzos de 779,47 kg/cm² a tensión en el acero, y de 26,20 y 20,79 kg/cm² a compresión y tensión respectivamente, en el concreto. Al considerar que la resistencia del concreto a la tensión es de $0.10 f'_c$, este último dato podría indicar que esta resistencia se ha rebasado, lo que se traduciría en la posible aparición de grietas en el concreto. La deformación correspondiente es de 150 millonésimas y se considera que para concretos de baja resistencia (140 kg/cm²) se espera una deformación unitaria límite de 200 millonésimas (ref. 9, sección 3). Sin embargo, al presentarse estos esfuerzos al inicio del fraguado del concreto y ser posteriormente absorbidos por el acero de refuerzo, disminuyendo su magnitud progresivamente (figura 4.4), no llegaron a representar ningún riesgo para la estructura. Esto se ha podido confirmar con las inspecciones periódicas que se realizan a la obra, no detectando anomalías, a la fecha, que afecten la seguridad de la estructura.

CONCLUSIONES

De acuerdo a los resultados obtenidos con la instrumentación y el análisis numérico de elemento finito se concluye lo siguiente:

- En los puntos instrumentados, las deformaciones medidas en la masa de concreto y en el acero de refuerzo, permitieron determinar que los esfuerzos se deben principalmente a las propiedades intrínsecas del concreto que consideran la expansión térmica durante la etapa de fraguado y posteriormente la contracción por secado y enfriamiento en al etapa de endurecimiento, además de las restricciones ejercidas por las condiciones de frontera y el procedimiento constructivo.
- Los puntos instrumentados reflejan que la influencia de la carga del embalse es mínima con respecto a los esfuerzos generados por los fenómenos expansión térmica, y contracción por secado y enfriamiento.
- El modelo numérico, donde se consideró únicamente la carga de embalse, muestra que el gradiente de esfuerzos en el contorno del apoyo de la compuertas es alto, su magnitud disminuye considerablemente conforme el punto de medición se aleja del apoyo.
- La combinación de los esfuerzos debidos a la carga del embalse y los generados por los fenómenos intrínsecos del concreto podría ser importante en el entorno del apoyo de la compuerta. Sin embargo, en las visitas de inspección a la obra no se han detectado grietas en los apoyos que indiquen alguna anomalía, salvo el fisuramiento debido a la desecación de la costra superficial del concreto.

Basándose en estas conclusiones se hacen las siguientes recomendaciones para futuros diseños:

- Además de las medidas que se toman normalmente para mitigar los efectos generados por el fraguado del concreto, considerar en el diseño de estructuras masivas, particularmente en segundos colados, que se pueden generar esfuerzos residuales debidos a los fenómenos intrínsecos del concreto, los cuales al combinarse con las cargas externas que soporta la estructura pueden tener consecuencias en su integridad.
- Seguir investigando el efecto que la temperatura y la presencia de las restricciones, ejercidas por un segundo colado, provocan en estructuras de concreto masivo.

- Considerando el punto anterior, sería de especial interés conocer el efecto impuestos por las laderas (restricciones) a las presas de arco-bóveda por las condiciones de frontera y su relación con la presencia de fisuramiento en la estructura.

BIBLIOGRAFÍA

1. **American Concrete Intitute, ACI, (1986):** *Manual de Concreto Practico, Part. 1 Materiales y Propiedades Generales del Concreto.*
2. **American Society of Civil Engineers (1972):** *Economical Construcción of Concrete Dams, Proceeding of the Engieering Foundation Cconference.*
3. **Boguch Yuri (1994):** *Proyecto Hidroeléctrico San Rafael Río Santiago en México, Presa con compuertas parte 1, Ukrdhidroproject.*
4. **Carvajal, V.M. (1997):** *Procedimiento para la interpretación de lecturas obtenidas con los strain gage de cuerda vibrante instalados en la P. R. H. San Rafael, Nay. PCEE-146, Comisión Federal de Electricidad, México.*
5. **Comisión Federal de Electricidad (1977):** *Evolución del Sector Eléctrico en México, 40 aniversario.*
6. **Comisión Federal de Electricidad:** *50 Aniversario 1937-1987*
7. **Colegio de Ingenieros civiles de México, CICM (1963):** *Seminario de concreto presforzado, México.*
8. **Instituto de Investigaciones Eléctricas (1981):** *Manual de diseño de obras civiles, Hidrotecnia, Obras de excedencia, Comisión Federal de Electricidad, México.*
9. **Instituto de Ingeniería UNAM (1994):** *Manual de tecnología del concreto, Sección 2: Concreto fresco y en curso de endurecimiento y Sección 3: Concreto en estado de endurecimiento. Comisión Federal de Electricidad, México.*
10. **Catalan, M.M.A. (1985):** *Instructivo para la selección y aplicación de extensómetros eléctricos (Strain Gages), Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.*
11. **Metha, P. K. (1986):** *Concrete structure, properties, and materials. University of California , Berkeley.*
12. **Gerencia de Construcción de-Proyectos Hidroeléctricos (1994):** *Revisión técnica de los procedimiento constructivos y resistencia estructural de la presa de CCR, San Rafael, Nay., Comisión Federal de Electricidad.*
13. **González, F.V. (1994):** *Diseño de la instrumentación de la presa San Rafael, Nay., Informe No. 841.01-001/94. Comisión Federal de Electricidad, México.*

14. **González, F.V. (1993):** *Diseño preliminar de la instrumentación de la presa San Rafael, Nay. Octubre 1993. Comisión Federal de Electricidad.*
15. **González, F.V. (1993):** *Instrumentación de Obras Hidráulicas, México.*
16. **González, O. M. C., Robles, F. F. :** *Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Universidad Autónoma de Metropolitana.*
17. **Graham, J.R. (1989):** *Roller Compacted Gravity Dams, Stated of the art. Comisión Internationale des Grands Barrages*
18. **Hiriart, F. B. (1980):** *Contribuciones al desarrollo de la Ingeniería en México, Comisión Federal de Electricidad.*
19. **Herrera, T. F. (1987):** *Obras hidráulicas, Ed. Limusa*
20. **Hernández, L.E.C. (1999):** *Informe de Comportamiento hasta 1999, P. H. R San Rafael, Nay., Subgerencia de Comportamiento de Estructuras. Comisión Federal de Electricidad.*
21. **Hernández, R. R. (1996):** *Informe de comportamiento, Presa Reguladora Hidroeléctrica San Rafael, Nay. No. 841.01-039/96, Comisión Federal de Electricidad, México.*
22. **Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C., IMCYC:** *Principios fundamentales del diseño de concreto presforzado, México D. F*
23. **Juárez, H. G. C. (1984):** *Tesis concreto presforzado, Universidad Nacional Autónoma de México, D. F.*
24. **Mata, G. R. (1992):** *Prefactibilidad Geológica, P. H. San Rafael, Nay., Comisión Federal de Electricidad, México.*
25. **Mendoza, G.P., Michel, C.V., Alcalá, A. A (1997):** *Informe Geológico para el Equipamiento de la P. R. San Rafael, Nay., Superintendencia de Estudios de Zona Pacífico Norte. Comisión Federal de Electricidad.*
26. **Park, R., Paulay, T. (1980):** *Estructuras de concreto reforzado, Universidad de Canterbury, Chris tchurch, Nueva Zelandia.*
27. **Rojas, M.G. (1993):** *Factibilidad Geológica, P.R. San Rafael, Nay, Superintendencia de Estudios de Zona Pacífico Norte. Comisión Federal de Electricidad.*
28. **Sánchez, B. J. L., González, V. F., Domínguez M. R., Jiménez, M. M. (1996):** *Un procedimiento para el diseño de obras de excedencias, Cuadernos de investigación, Centro Nacional de Prevención de desastres, México.*

29. Stewart, L. Udall., Floyd, E. D: *Diseño de presas pequeñas, Publicación técnica de recursos hidráulicos, Edit. Continental, México.*
30. Soto, M.A., Grijalva, J.R., Vallejo, D.V. (1994), *Síntesis Técnica Zona Pacífico Norte 1985-1993, Superintendencia de Estudios Pacífico Norte, Comisión Federal de Electricidad. Octubre*
31. Sotelo, A. G. (1994): *Diseño hidráulico de estructuras, Apuntes de hidráulica, Capítulo VIII, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.*
32. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (1998): *La Ingeniería de Rocas en las Obras Civiles y Mineras, IV Reunión Nacional, Taxco.*
33. Vallejo, D.V., Grijalva, J. R., Soto, M.A.G (1994): *Síntesis técnica 1985-1993, Superintendencias de Estudios Pacífico Norte, Subdirección Técnica. Comisión Federal de Electricidad, México.*

ANEXO A

DEFINICIÓN, CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES DEL CONCRETO

A.1 CONCRETO

El concreto es un material pétreo, artificial obtenido de la mezcla, en proporciones determinadas, de cemento, agregados y agua. El cemento y el agua forman una pasta que rodea a los agregados, constituyendo un material heterogéneo. Algunas veces se añaden ciertas sustancias, llamadas aditivos o adicionantes, que mejoran o modifican algunas propiedades del concreto. La economía es la ventaja principal del concreto, por que tanto la grava, la arena u otros agregados así como el cemento están disponibles en forma abundante en casi todas las localidades.

El concreto simple, sin refuerzo es resistente a la compresión, pero es débil a la tensión, lo que limita su aplicabilidad como material estructural. Para resistir la tensión, se emplea refuerzo de acero, generalmente en forma de barras, colado en las zonas donde se prevé que se desarrollarán tensiones bajo las acciones de servicio.

El acero también se emplea en zonas de compresión para aumentar la resistencia del elemento, para reducir las deformaciones debidas a cargas de larga duración y para proporcionar confinamiento lateral al concreto, lo que indirectamente aumenta su resistencia a la compresión. Esta combinación de concreto simple con refuerzo constituye lo que se llama concreto reforzado

El estudio su comportamiento implica la obtención de las relaciones acción-respuesta del material, bajo la gama total de sollicitaciones a que puede estar sujeto. Estas características acción-respuesta pueden describirse claramente mediante curvas de esfuerzo-deformación de especímenes ensayados bajo distintas condiciones.

Al evaluar el comportamiento de los esfuerzos y las deformaciones generados en el interior del concreto, sean originadas por fuerzas externas o internas, el acero de refuerzo es considerado como un a restricción que limita las deformaciones y los cambios volumétricos, y absorbe los esfuerzos generados por los mismos.

A.2 CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES DEL CONCRETO

El concreto hidráulico, recién elaborado, es un material que en pocas horas se transforma y cambia de estado, desde su condición inicial de masa blanda informe hasta la de un cuerpo rígido que toma la forma del molde en que se coloca, y después continua evolucionando para adquirir con el tiempo sus propiedades definitivas como cuerpo duro y resistente.

Al examinar las características y propiedades que definen su comportamiento se consideran dos estado básicos, el fresco y el endurecido, representando dos aspectos esenciales en el curso

de su utilización en la construcción de estructuras. El comportamiento del concreto en estado fresco interesa en toda la etapa constructiva, desde que se elabora hasta que resulta finalmente colado, compactado y en reposo dentro del cimbrado, y el concreto en estado endurecido es decisivo en el funcionamiento operativo de la estructura a lo largo de su etapa de servicio.

El termino concreto fresco se aplica a la mezcla recién elaborada, que en el caso del concreto convencional, es una masa plástica que puede ser moldeada con relativa facilidad, y que a temperatura normal (21-25°) permanece en ese estado durante pocas horas. En tanto que el concreto ya colado se le considera como un material en curso de endurecimiento.

Este proceso de endurecimiento es el resultado de las reacciones químicas que se producen entre el cemento y el agua, reacciones que corresponden al proceso de hidratación del cemento, dividido en dos etapas, la de fraguado y la de endurecimiento propiamente dicho.

La etapa de fraguado, que normalmente dura pocas horas, es el cambio de estado en que el material deja de ser un material blando para convertirse en un cuerpo rígido, el cual prácticamente no posee resistencia mecánica. La etapa del verdadero endurecimiento, se inicia cuando termina el fraguado y se prolonga durante un lapso que dura meses, e incluso años. Generalmente la resistencia del concreto a compresión, es la propiedad que se toma como medida de su endurecimiento y como índice de sus propiedades mecánicas en general.

Al representar el avance del proceso de hidratación desde su inicio, por medio de sus efectos de rigidización y endurecimiento, se obtiene una curva como la que se muestra en la figura A.1. En esta no se manifiesta ninguna característica que permita precisar el final del fraguado y el principio del endurecimiento, ni tampoco determinar con exactitud el limite hasta donde el concreto se conserva en estado fresco.

También es posible seguir el desarrollo de este proceso mediante la determinación del calor que se produce y se libera en el curso de la misma considerando que es una reacción de carácter exotérmico (ver figura A.2).

A.2.1 Concreto en estado fresco

El concreto es considerado en estado fresco, mientras permanezca moldeable y no adquiera su fraguado inicial. La duración del lapso en que el concreto permanezca en este estado dependerá de su composición y temperatura.

Las características del concreto que determinan su comportamiento en estado fresco, se encuentran implícitas en las operaciones en las que normalmente se ve sujeto en el curso de su utilización (tabla A.1).

En el curso de las operaciones de transporte, colocación y compactación del concreto, la mezcla se ve sometida a una serie de acciones y desplazamientos, presentados de tal manera que al término de éstas, los componentes resultan uniformemente dispersos en el seno de la masa. En cuanto la mezcla ya compactada se encuentra en reposo, se inicia un proceso físico de reacomodo de sus componentes por efecto de la fuerza de gravedad. Las gravas, que por su

tamaño son los componentes más pesados, tienden a asentarse y provocan el ascenso del agua que es el componente más ligero. De esta manera se generan dos fenómenos simultáneos e independientes que se conocen como asentamiento y sangrado respectivamente.

El sangrado se hace evidente por la aparición casi inmediata de una película de agua en la superficie libre del concreto, dejando una secuela que se manifiesta poco tiempo después por un descenso en la superficie terminada del concreto, identificada como una contracción plástica.

La magnitud de esta contracción puede reducirse incrementando el contenido de agregados, los cuales actúa en forma restrictiva impidiendo la libre contracción; y disminuyendo el contenido unitario de la pasta de cemento.

A.2.2 Concreto en estado endurecido

La capacidad intrínseca del concreto, como material de construcción, para prestar un buen servicio permanente, depende substancialmente de que posea las características y propiedades adecuadas para resistir satisfactoriamente, y por largo tiempo, los efectos de las solicitaciones mecánicas y las acciones inherentes a las condiciones en que opera la estructura.

En función de tales condiciones es posible determinar dos casos principales en su funcionamiento: 1) Cuando el funcionamiento de la estructura sólo demanda, como condición prioritaria, un comportamiento mecánico o estructural. En este caso la propiedad básica que se procura obtener del concreto endurecido es una determinada resistencia mecánica, y 2) cuando la estructura debe operar en condiciones de exposición y servicio tal que sus efectos crean el riesgo de que se deteriore prematuramente el concreto.

En la tabla A.2 se presenta una relación de las propiedades correspondientes del concreto endurecido que constituyen los medios de defensa que este opone para ser afectado por dichas acciones. Se hace una distinción entre las propiedades mecánicas y las de carácter físico-químico que influyen en su durabilidad.

Considerando que el estudio de cada una de estas propiedades llega a ser muy extenso, solo se enfatizará en aquellas cuyo comportamiento esta directamente relacionado con el objetivo de este trabajo.

a) Deformación bajo carga

El concepto de deformación, en términos físicos, se refiere al cambio de forma y dimensiones que un cuerpo experimenta por efecto de las fuerzas que actúan en él, sean estas inducidas por factores extrínsecos o intrínsecos. Basándose en este concepto el concreto endurecido sufre deformaciones debidas a dos principales causas de diferente naturaleza: 1) deformaciones resultado de las fuerzas que normalmente se origina y actúan externamente, tales como las cargas y la solicitaciones y 2) las que son consecuencia de fuerzas internas que se producen como resultado de causas extrínsecas (condiciones ambientales) o intrínsecas (reacciones químicas internas).

Para poder identificar la procedencia de estos cambios de forma y dimensiones que experimenta el concreto en servicio, es común que los producidos por cargas y solicitaciones se consideren propiamente como deformaciones, en tanto que los originados por fuerzas internas se conozcan como cambios volumétricos. También es frecuente que se les distinga como deformaciones de origen estructural y no estructural respectivamente.

- *Deformaciones*

En las deformaciones de origen estructural, específicamente en las que son resultado de la aplicación de carga, el tiempo es una variable muy importante, pues su manifestación y consecuencia en las estructuras, dependen de su duración. De esta manera se han establecido dos condiciones de aplicación de carga en función del tiempo: las cargas de corta duración o momentáneas y las de larga duración o sostenidas. Las primeras producen deformaciones que normalmente no se consideran influenciadas por el tiempo de aplicación de la carga, sino por el nivel de esfuerzos que esta genera en el concreto. Las deformaciones producidas por las segundas, dependen tanto del nivel de esfuerzos que generan como del tiempo que permanecen aplicadas.

- *Cambios volumétricos*

Los cambios de volumen de origen químico generalmente se producen como consecuencia de reacciones que se generan internamente y/o externamente en el concreto. Debido a esto no se consideran parte del comportamiento natural del concreto, sino como eventos que deterioran al concreto prematuramente.

Los cambios de origen físico obedecen a agentes fenomenológicos, entre los que destacan la humedad y la temperatura. Estos cambios pueden ocurrir como expansiones o contracciones; si el elemento de concreto en cuestión tiene plenamente libertad para cambiar de volumen el cambio se produce sin generar esfuerzos. Sin embargo, los elementos estructurales casi siempre tienen restricciones para expandirse o contraerse libremente, de manera que en estas condiciones una expansión genera esfuerzos de compresión y una contracción los produce de tensión. Debida a la reducida capacidad del concreto para resistir esfuerzos de tensión, las contracciones son los cambios más inconvenientes por que se traducen en agrietamientos, al generar esfuerzos que sobrepasan la resistencia a la tensión del concreto.

En la tabla A.3 se resumen los principales cambios volumétricos que pueden ocurrir en el curso de la vida de un concreto, según las condiciones de exposición a que se halle sometido. Se incluye también las causas principales y su forma usual de manifestarse.

Cambios anteriores y durante el fraguado.- Desde el momento en que el cemento y el agua se mezclan, se inicia la reacción química conocida como hidratación. Como consecuencia de este fenómeno se produce un desprendimiento de calor cuya evolución se indica en la figura A.2. Este calor provoca que en los primeros minutos ocurra una ligera expansión en la pasta recién mezclada. A continuación de esta reducida y breve expansión sobreviene una importante contracción (figura A.3), la cual se origina por la pérdida de agua sea por evaporación o por

otra causa, cuando la pasta se halla expuesta a condiciones propicias para ello. Esta contracción ocurrida antes de que la pasta se rigidice por efecto del fraguado, se conoce como contracción plástica.

Cambios posteriores al fraguado.- Una vez que el concreto ha fraguado, se inicia prácticamente la etapa del verdadero endurecimiento. En esta etapa en el concreto ocurren cambios volumétricos que si se manifiestan en exceso pueden agrietar y alterar desfavorablemente su comportamiento y durabilidad. Los principales cambios que sufre son los siguientes:

1) *Contracción por secado*

Recién colado el concreto sufre una pérdida rápida de agua, lo que provoca que este experimente una contracción plástica en sus primeras horas de vida. Posteriormente al fraguado el concreto sigue expuesto a perder más agua por efecto de evaporación y por el consumo debido a la hidratación del cemento, esta reducción de agua, que progresa paulatinamente con la edad del concreto, provoca que éste se contraiga gradualmente a medida que endurece; a este fenómeno se conoce como contracción por secado.

Una vez que el concreto se expone al aire, comienza a evaporarse el agua libre de absorción en la superficie expuesta (macroporos y discontinuidades del concreto), para continuar con la evaporación del agua capilar (conductos capilares y poros externos al gel del concreto). Originando un gradiente de humedad a través del concreto que provoca el movimiento del agua desde las zonas húmedas hacia las zonas secas. De manera que si la acción del secado continua, se llega a una condición en que las moléculas de agua adsorvidas por el gel inician a migrar hacia la superficie expuesta, en donde finalmente se evaporan. Estableciéndose una pérdida continua y gradual del agua interna del concreto por efecto de secado.

Generalmente la pérdida de agua de absorción y del agua capilar produce contracciones que pueden ser reversibles, en tanto que el agua de adsorción del gel tiende a provocar contracciones permanentes. De modo que cuando el concreto previamente endurecido por secado se rehumece sumergiéndolo en agua, este se expande para recuperar una fracción de la contracción inicial, pero no llega a su recuperación total.

La magnitud de la contracción es influenciada tanto por factores intrínsecos del concreto, inherentes a su composición (características del cemento y la relación agua cemento), como por factores extrínsecos referenciados a las condiciones ambientales a las que se halla expuesto (humedad relativa del ambiente de exposición y servicio).

El cemento Portland, por ejemplo, tiende a incrementar la contracción de la pasta a medida que es más fino (Tipo II) y también conforme posee más aluminato de calcio (C_3A), existe también información de que los cementantes puzolanicos que contienen puzolanas finamente molidas incrementan la contracción por secado de la pasta y del concreto. En tanto que la relación agua cemento con la contracción es más directa, ya que a medida que aumenta dicha relación se incrementa la contracción.

Las deformaciones debidas a la contracción por pérdida de agua, provocan el agrietamiento del concreto y por lo general provocan un aumento en la deflexión de los miembros estructurales con el tiempo. Su comportamiento ocurre a una tasa decreciente, teniendo deformaciones que varían considerablemente, por lo común de 0.0002 a 0.0006 aunque a veces llegan a 0.0010 (ref. 23)

2) *Contracción por carbonatación*

Paralelamente al proceso de secado ocurre otra denominado proceso de carbonatación, el cual también provoca contracción en el concreto. Este proceso es el resultado del contacto del concreto con el bióxido de carbono (CO_2) que normalmente se halla en el aire. El CO_2 en forma de gas se combina con la humedad del concreto convirtiéndose en ácido carbónico, el cual reacciona con los hidróxidos del cemento para dar lugar a la formación de carbonatos.

Como resultado de esta reacción se tiene una doble consecuencia, por un lado se disminuye la alcalinidad original del concreto, reduciendo su efecto de protección al acero de refuerzo contra la corrosión y por otro lado la extracción del agua del hidróxido propicia una disminución de volumen que evoluciona a la par de la carbonatación.

La rapidez con que esta reacción evoluciona depende de factores tales como el contenido de bióxido de carbono en el aire, la permeabilidad del concreto y el grado de humedad en el ambiente y en el concreto.

3) *Cambios volumétricos de origen térmico*

Para considerar los cambios de volumen por efectos térmicos es importante considerar el coeficiente de expansión térmica, cuyo valor indica el cambio de longitud que se produce por la variación de un grado centígrado en la temperatura del concreto. Este cambio se manifiesta como incremento si la temperatura aumenta y como decremento si la temperatura disminuye. La magnitud del coeficiente depende de los correspondientes coeficientes de los agregados y de la pasta de cemento hidratada y de las proporciones en que intervienen.

La variación de la temperatura del concreto puede obedecer a causas de índole interno (calor generado por el proceso de hidratación del cemento) y externo (temperaturas ambientales, de servicio o extremas). El calor de hidratación sobreleva la temperatura del interior del concreto, hasta un cierto nivel a partir del cual empieza a descender hasta igualarse con la del medio exterior. Las temperaturas ambientales dependen de las características y condiciones climatológicas del sitio, de tal manera que su acción puede ser indistinta para aumentar o disminuir la temperatura del concreto. Las temperaturas debidas a condiciones de servicio se manifiestan en forma de un calentamiento debido a la proximidad de equipo o maquinaria. Las condiciones extremas se refieren específicamente a la exposición de temperaturas muy bajas o muy altas.

La magnitud que alcanza la sobreelevación de la temperatura está en función del balance que resulte entre el calor producido y el calor disipado. Cuando el calor producido excede al calor disipado, el balance esta a favor de su acumulación con su consiguiente incremento de

temperatura, la cual después de alcanzar un máximo comienza a descender. De esta manera el concreto primero se expande y después se contrae, y si existen restricciones para estos cambios de volumen, se generan esfuerzos de compresión y tensión sucesivamente.

La cantidad de calor que se produce depende de las características de finura y composición química del cementante y de su contenido unitario en el concreto. En tanto que la rapidez con que puede ocurrir su disipación, está influenciada directamente con el espesor del elemento y por la diferencia de las temperaturas que deben tender a igualarse.

Aunque el valor del incremento de temperatura producido por una determinada cantidad de calor puede mostrar grandes variaciones de acuerdo con las condiciones de disipación, se recomienda considerar como valores de referencia máximos los incrementos que se producen en condiciones adiabáticas, para estimar estos incrementos se puede aplicar la siguiente expresión:

$$\Delta T = Q/mc$$

En donde ΔT es el cambio de temperatura producido por una cantidad de calor Q , en un cuerpo de masa m cuyo calor específico es c .

De forma que cuando el concreto se hidrata en completo aislamiento térmico, su incremento de temperatura (ΔT) puede estimarse en $^{\circ}\text{C}$, mediante la expresión:

$$\Delta T = (P_{\text{cem}} * Ch_{\text{cem}}) / (P_{\text{vcom}} * Ce_{\text{com}})$$

En donde:

P_{cem} = Contenido unitario del cemento kg/m^3

Ch_{cem} = Calor de hidratación del cemento kJ/kg

P_{vcom} = Peso unitario del concreto endurecido kg/m^3

Ce_{com} = Calor específico del concreto endurecido $\text{kJ}/\text{kg } ^{\circ}\text{C}$

Por ejemplo: Si se considera un calor de hidratación del cemento a 28 días del orden de 355 kJ/kg (85 cal/g), como es común en el cemento Portland tipo II, un peso unitario del concreto endurecido de 2400 kg/m^3 , y un calor específico del concreto endurecido igual a 1 $\text{kJ}/\text{kg}^{\circ}\text{C}$, resulta un incremento aproximado de temperatura a los 28 días de 15 $^{\circ}\text{C}$ por cada 100 kg de consumo de cemento por m^3 de concreto (ref. 8, sección 3).

En lo que se refiere a la disipación del calor, los estudios realizados al respecto se traducen en el uso de cartas y gráficas por medio de las cuales se puede hacer una determinación real del tiempo que se requiere para disipar una cierta cantidad de calor, considerando la forma geométrica de la estructura. Por ejemplo la figura A.4 puede usarse para determinar la disipación del calor en cilindros huecos o sólidos, en losas con una o dos caras expuestas y esferas sólidas. La aplicación de los valores encontrados en esta gráfica pueden fácilmente utilizarse en una gran variedad de problemas tales como el enfriamiento de presas y losas gruesas de concreto, el enfriamiento de los agregados del concreto, enfriamiento artificial de masas de concreto etc. La determinación del tiempo se hace mediante la siguiente expresión:

$$t = (h^2/D^2)(D^2/h^2)$$

Donde:

t = Tiempo, días

h^2 = Difusividad, ft^2 por día ($\text{m}^2/\text{día}$)

D = Ancho de la sección del concreto

θ_o = Diferencia de temperaturas iniciales entre el concreto y el medio ambiente, $^{\circ}\text{F}$ ($^{\circ}\text{C}$)

θ_m = Diferencia de temperaturas finales entre el concreto y el medio ambiente, $^{\circ}\text{F}$ ($^{\circ}\text{C}$)

Con la relación θ_m/θ_o , se entra a la figura A.4 y se obtiene el valor de la relación (h^2/D^2)

La sobreelevación de la temperatura en el interior del concreto es un asunto de particular importancia en el caso de las estructuras voluminosas (concretos masivos), y en especial de las que poseen poco o ningún acero de refuerzo, como es el caso de las presas de concreto.

Como referencia podemos mencionar que el Comité ACI 116 considera al concreto masivo como "cualquier volumen de concreto con dimensiones suficientemente grandes para requerir que se tomen medidas para hacer frente a la generación de calor por hidratación del concreto y el consecuente cambio de volumen, a fin de minimizar el agrietamiento". Por su parte el comité ACI 207.1R reconoce que la principal característica que distingue al concreto masivo es su comportamiento térmico, debido a la acumulación de calor de hidratación del concreto en el seno de la estructura como consecuencia básica de sus grandes espesores (ref. 8, sección 2).

Al realizarse estudios en un numero determinado de muros de concreto expuestos al enfriamiento del aire por ambas caras, los resultados mostraron que los muros de 15 cm de espesor pierden el 95 % del calor producido en $\frac{1}{2}$ hora. Muros de 1.5 m de espesor, esta misma cantidad la podrían perder en una semana. Muros de 15 m podrían tomar dos años para disipar el 95 % del calor generado y para presas de 152 m de espesor como la Boulder, Shasta, Grand Coule y muchas otras podrían tomarse 200 años en disipar esta misma cantidad de calor (ref. 1).

A.2.3 Efectos de las restricciones a los cambios volumétricos

La restricción en una acción, obstaculiza, suprime o restringe la ocurrencia de esta en un cierto grado. El grado con el cual el movimiento fresco o endurecido es restringido puede considerarse como un grado de restricción. Numéricamente, la deformación es igual al producto del grado de restricción existente en el punto en cuestión y el cambio en la unidad de longitud que podría ocurrir si el concreto no estuviera restringido.

Generalmente todos los elementos de concreto son restringidos a un cierto grado de volumen, por sus apoyos o por diferentes partes del mismo elemento. Estos cambios de volumen restringidos pueden inducir esfuerzos de tensión, compresión o flexión en el elemento, dependiendo del tipo de restricción y si el cambio de volumen es un incremento o decremento.

Los siguientes son algunos ejemplos de construcciones que se encuentran sujetas a condiciones donde los cambios de volumen son restringidos:

1. En concretos colados en cimentaciones rígidas

2. En concreto colado en concreto viejo rígido
3. En las superficies expuestas a enfriamiento de secciones de concreto masivo.

Los tipos de restricción que comúnmente se consideran son: restricción externa (continua o discontinua) y restricción interna. Ambos tipos se interrelacionan y usualmente existen en el mismo grado en todos los elementos de concreto.

a) *Restricción externa continua.* La restricción continua existe a lo largo de la superficie de contacto y cualquier material contra el cual se haya colado el concreto. El grado de la restricción depende principalmente de las dimensiones, la resistencia, el módulo de elasticidad y la restricción o impedimento ejercido por el material.

Los esfuerzos horizontales en un elemento con restricción continua, se encuentran en la base del elemento y se ven sujetos a distintos cambios en la longitud horizontal uniforme de un punto a otro acorde con la variación en el grado de restricción a través del elemento. La distribución de la restricción varía con la proporción longitud/altura. En la tabla A.4 se muestra como el efecto de la restricción que la cimentación ejerce en el concreto de una presa disminuye a medida que la altura y la edad del concreto se incrementa (ref. 2).

b) *Restricción externa discontinua o restricción final.* Esta restricción se presenta cuando el elemento de concreto es apoyado en forma discontinua, de forma tal que la restricción ejercida al cambio de volumen se da en zonas específicas. Esto es típico en elementos de concreto localizados entre apoyos o en las porciones centrales de los elementos soportados en materiales de menor resistencia a la tensión o al cortante que el concreto, en los cuales se requiere desarrollar una fricción sustancial.

Un elemento que no es soportado verticalmente a través de toda su longitud es sujeto a esfuerzos de flexión así como a esfuerzos debidos a cambios en su longitud. Cuando ocurre una disminución en el volumen o en la longitud del elemento flexionante apoyado, se debe considerar también la posibilidad de que ocurra una rotación de la sección transversal. Si los apoyos en sí mismos son elementos flexionantes, se darán una deflexión en la parte superior de estos, induciendo momentos en los extremos del elemento sujeto al cambio volumétrico. Estos esfuerzos de flexión se deberán sumarse a los esfuerzos de tensión inducidos por el cortante en los apoyos girados. Los momentos finales así inducidos incrementarán los esfuerzos de tensión en la cara inferior y los disminuirán en la cara superior del elemento sujeto al cambio de volumen. La magnitud de los esfuerzos dependerá de la rigidez relativa del elemento sujeto a restricción y los elementos de apoyo.

c). *Restricción interna.* La restricción interna ocurre en elementos con cambios de volumen no uniforme en su sección transversal, o en masas con temperaturas interiores más grandes que las temperaturas superficiales o con contracción por secado diferencial de afuera hacia adentro. Esto ocurre en las losas proyectadas entre los muros de una construcción con extremos fríos e interiores tibios y en muros con la base o partes inferiores cubiertas y partes superiores expuestas al aire.

A.3 RELACIÓN ESFUERZO-DEFORMACION DEL CONCRETO

El esfuerzo es comúnmente una medida de la acción ejercida en el espécimen, y la deformación, una medida de la respuesta. Sin embargo debe tenerse en cuenta que en algunos casos, como en asentamientos y contracciones, esta relación se invierte, las sollicitaciones quedan medidas por la deformación y la respuesta esta representada por los esfuerzos respectivos.

Bajo condiciones prácticas, es muy raro que el concreto sea esforzado en una sola dirección (carga uniaxial), en la mayoría de los casos estructurales se esfuerzan en varias direcciones simultáneamente.

a) Comportamiento bajo carga uniaxial

En la figura A.5 se presentan curvas típicas esfuerzo-deformación obtenidas de cilindros de concreto cargados en compresión uniaxial en una prueba desarrollada durante varios minutos. Las curvas casi son lineales hasta aproximadamente un medio de la resistencia a la compresión. La deformación en el esfuerzo máximo es aproximadamente de 0.002. A deformaciones más elevadas, después de alcanzarse el esfuerzo máximo, todavía pueden transmitirse esfuerzos aunque se hacen visibles en el concreto grietas paralelas a la dirección de la carga.

Algunas pruebas realizadas a concretos con distintas resistencias indicaron que el perfil de la curva esfuerzo deformación antes del esfuerzo máximo depende de la resistencia del material. En algunas otras curvas que se obtuvieron para distintas tasa de carga, se encontró que con una tasa decreciente de deformación unitaria, el valor del esfuerzo máximo alcanzado disminuye gradualmente, la rama descendente de la curva cae menos rápido y la deformación a la que alcanza el esfuerzo máximo aumenta.

La resistencia a la tensión del concreto, es generalmente del 10 al 20 % de su resistencia a la compresión. Es posible medir esta resistencia de forma indirecta en términos del esfuerzo calculado de tensión a que se rompe un espécimen colocado horizontalmente en una máquina de prueba y cargado a lo largo de un diámetro (prueba brasileña). También es posible evaluarla por medio de pruebas de flexión realizadas en vigas de concreto simple.

b) Comportamiento bajo cargas combinadas

Investigadores como Kupfer, Hilsdorf y Rush (ref. 8), llegaron a la conclusión de que la resistencia del concreto sujeto a compresión biaxial puede ser hasta 27 % mayor que la resistencia uniaxial. Para esfuerzos iguales de compresión el aumento de la resistencia es aproximadamente del 16 %. La resistencia bajo tensión biaxial es aproximadamente igual a la tensión uniaxial. Sin embargo las cargas combinadas a tensión y compresión reducen tanto el esfuerzo de tensión como la compresión a la falla.

A.4 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal establece que cada estructura y cada una de sus partes deberán diseñarse para cumplir con los siguientes requisitos básicos (Art. 182):

1. Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida.
2. No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.

Considerando como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la residencia ante nuevas aplicaciones de carga (Art. 183) y estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero no perjudique su capacidad para soportar carga (Art.184).

Según el criterio de estado límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momentos internos. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia F_R establecido en el Reglamento. Estas resistencias reducidas son las que, al dimensionar, se comparará con las fuerzas internas de diseño que se obtienen multiplicando las debidas a las cargas especificadas en el título VI del Reglamento, por los factores de cargas establecidos.

Sea que se aplique el criterio de estado límite de falla o algún criterio optativo, deben revisarse los estados límite de servicio, es decir se comprobará que las respuestas de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**

ANEXO B
TABLAS Y FIGURAS

Tabla 1.1. Datos generales del proyecto

DATOS GENERALES DEL PROYECTO	
EMBALSE	
Name	66.10 m
Namo	63.41 m
Namino	58.00 m
Capacidad util	12.50 hm ³
Area inundada al name	298.13 ha
OBRA DE DESVIO	
Gasto de diseño	750.00 m ³ /s
Periodo de retorno	
CANAL A CIELO ABIERTO EN MARGEN IZQUIERDA	
Ancho	10.00 m
<i>Ataguía aguas arriba</i>	
Elevación corona	58.50 m
Altura	12.30 m
<i>Ataguía aguas abajo</i>	
Elevación corona	51.00 m
Altura	7.00 m
CORTINA	
Tipo gravedad de concreto (ccr)	
Elevación corona	67.85 m
Longitud total	230.00
VERTEDOR	
Gasto de diseño	6350.00 m ³ /s
Elevación cresta	48.00
Longitud	51.00 m
Compuertas radiales (A = 8.50, B = 16.00 m)	6 PZAS
OBRA DE GENERACIÓN (SEGUNDA ETAPA)	
<i>Canal de llamadas</i>	
Elevación de la plantilla	47.70
Longitud	variable
<i>Toma hacia el canal Nayarit</i>	
Gasto de diseño	91.50 m ³ /s
Carga aprovechable	11.81 m
Turbina kaplan de codo de 2300 Kw c/u 4 pzas.	9.20 MW
Gasto de diseño por unidad	22.88 m ³ /s
<i>Toma hacia el río Santiago</i>	
Gasto de diseño	96.00 m/s
Carga aprovechable	15.39 m
Turbinas kaplan de codo de 3100 Kw c/u 4 pzas.	12.40 MW
Gasto de diseño por unidad	24.00 m ³ /s

Tabla 1.2 Principales sistemas de fracturas en el sitio

<i>SISTEMA</i>	<i>MARGEN DERECHA</i>	<i>MARGEN IZQUIERDA</i>
1	N 02° E/86° SE	N 04° E/86° SE
2	N 32° W/86° SE	N 24° W/86° NE
3	N 40° W/86° SW	N 14° W/86° NE

Tabla 1.3 Variables medidas e instrumentos instalados en el P.R.H. San Rafael

<i>PARÁMETRO</i>	<i>INSTRUMENTO</i>	<i>NÚMERO Y UBICACIÓN</i>
Piezómetros abiertos		Cuerpo cortina (13)
Piezómetros eléctricos		Cuerpo cortina (9)
Extensómetros		Cuerpo cortina (9)
Referencias superficiales		Corona cortina (29)
Referencias superficiales		Corona cortina (29)
Deformímetros		En el acero del vertedor (22) En el concreto del muro izquierdo y pila 1 vertedor (23)
Termómetros		En cuerpo cortina (42)

Tabla 2.1 Combinaciones de cargas

<i>COMBINACIONES DE CARGA</i>	
<i>1. PRESA VACIA</i>	<i>Peso propio Empuje de tierras Subpresión Sismo en estructura</i>
<i>2. PRESA AL NAMO</i>	<i>Peso propio Empuje de tierras Peso de equipos Peso del agua Subpresión Empuje hidrostático Sismo en estructura Sismo en agua</i>
<i>3. PRESA AL NAME</i>	<i>Peso propio Empuje de tierras Peso propio Peso del agua Subpresión Empuje hidrostático</i>

Tabla 2.2 Características físico-mecánicas de los materiales proporcionadas por C.F.E para el diseño del vertedor del P.R.H. San Rafael, Nay.

CARACTERÍSTICAS FÍSICO-MECÁNICAS PROPUESTAS POR CFE PARA EL DISEÑO DEL VERTEDOR DE LA PRESA REGULADORA SAN RAFAEL, NAY.	
CARACTERÍSTICAS DE LA BASE DE ROCA	
Peso volumétrico (γ)	2.6 g/cm ³
Relación de Poisson (ν)	0.31
Módulo de elasticidad (E)	306000 kg/cm ²
Módulo de cortante	116000 kg/cm ²
CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO (HORMIGÓN)	
Resistencia cilíndrica a la compresión axial a 28 días (f_c')	200 kg/cm ² (1.96 Mpa)
Módulo de elasticidad (E)	212132.03 kg/cm ² (2080.38 Mpa)
Resistencia a la tensión	0.10 f_c' (20 kg/cm ²)
CARACTERÍSTICAS DEL ACERO DE REFUERZO	
Esfuerzo de fluencia (f_y)	4200 kg/cm ² (41.19 Mpa)
Módulo de elasticidad (E)	$2 \cdot 10^6$ kg/cm ²
CONSIDERACIONES PARA DISEÑO POR SISMO	
Coefficiente sísmico (c)	0.16
CONSIDERACIÓN PARA DISEÑO POR VIENTO	
Velocidad de diseño para las estructuras (V)	120 km/hr

Tabla 2.3 Modificaciones a las características físico-mecánicas de los materiales

CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO	
Resistencia cilíndrica a la compresión axial a 28 días (f_c')	105.3 kg/cm ²
Resistencia a la tensión	8.26 kg/cm ²
CARACTERÍSTICAS DEL ACERO DE REFUERZO	
Esfuerzo de fluencia (f_y)	4000 kg/cm ²

Tabla 2.4 Características de la roca de cimentación

CARACTERÍSTICAS DE LA BASE DE ROCA	
Coefficiente de rozamiento ($tg\phi$)	0.8
Adherencia específica (c)	2 kg/cm ²
Nivel de agua, aguas arriba	63.41 m
Nivel de agua, aguas abajo	48.00 m

Tabla 3.2 Modos de despliegue (a-f)

MODOS	SENSOR GEOKON NUMERO DE MODELO	CÁLCULOS REALIZADOS POR LA UNIDAD	UNIDADES (MICRODEFORMACIONES)	RANGO DE FRECUENCIAS (Hz)
A	TODOS	PERIODO, TIEMPO (μ SEGUNDOS)	μ SEGUNDOS	450-6000
B	4300BX, 00,4500,4600,4700,4800	$F^2 \times 10^{-3}$	DIGITOS	1200-3500
C	4000	$F^2 \times 10^{-3} \times 4.062$	MICRODEFORMACIONES ($\mu\epsilon$)	450-1000
D	4200	$F^2 \times 10^{-3} \times 3.304$	MICRODEFORMACIONES ($\mu\epsilon$)	450-1000
E	4100	$F^2 \times 10^{-3} \times 0.39102$	MICRODEFORMACIONES ($\mu\epsilon$)	1000-3500
F	4300EX	$F^2 \times 10^{-3}$	DIGITOS	2500-6000

F = Frecuencia en Hertz

Tabla 4.1 Esfuerzos principales máximos

ESFUERZOS PRINCIPALES (kg/cm²)	NIVEL DE EMBALSE (m)		
(+) Tensión, (-) Compresión	59,00	61,00	63,00
σ_1	35,83 (1,17)	48,73 (-12,78)	64,42 (-1,43)
σ_2	7,87 (-1,89)	10,54 (-2,46)	13,93 (-3,09)
σ_3	0.85 (-5;17)	1,09 (-7,02)	1,33 (-24,18)

Tabla A.1 Características del concreto fresco que influyen en su comportamiento en las diferentes etapas de su utilización (ref. 9)

ETAPA	COMPORTAMIENTO DESEABLE	CARACTERISTICAS DOMINANTES
Mezclado	Después de dosificar y mezclar los componentes en la proporción y forma especificada, se obtienen revolturas que son uniformes y homogéneas y que poseen el grado de fluidez, o consistencia requerido.	Uniformidad Homogeneidad Consistencia (fluidez)
Transportación y colocación	En el curso del transporte de las revolturas al sitio de colado y de su colocación en el espacio cimbrado, el concreto conserva la homogeneidad y consistencia originales.	Consistencia Plasticidad (cohesión y viscosidad)
Compactación	Durante la compactación del concreto fresco recién colocado, este conserva suficiente blandura para ser moldeado sin que se produzca segregación ni permanezcan cavidades, resultando un concreto compacto, homogéneo y exento de imperfecciones en las superficies cimbradas.	Plasticidad Deformabilidad Tiempo de fraguado
Acabado	Al efectuar el acabado en las superficies libres, el concreto compactado en enrasado ofrece condiciones favorables para realizar esta última operación, sin que se requiera adicionar agua o pasta de cemento, ni ejercer una excesiva manipulación sobre la superficie.	Tiempo de fraguado Textura de la superficie Estabilidad
Fraguado	Después del acabado y en el curso del periodo de fraguado, el concreto se conserva homogéneo y estable. No hay evidencia de excesiva sedimentación de los componentes sólidos (asentamientos) ni demasiados afloramientos de agua (sangrado). Tampoco aparacen agrietamientos superficiales tempranos.	Estabilidad Cambios volumétricos (contracción plástica)

Tabla A.2 Características y propiedades del concreto endurecido relacionadas con su funcionamiento estructural y su durabilidad (ref. 9).

ASPECTOS DEL COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO	PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS RELATIVAS						
1. Funcionamiento estructural	<ul style="list-style-type: none"> • Resistencia mecánica (compresión, tensión, cortante) • Deformación bajo carga (módulo de elasticidad, relación de Poissón, fluencia). • Adherencia con el acero de refuerzo • Resistencia a la fatiga 						
2. Durabilidad	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td data-bbox="241 951 636 1297">a) En condiciones más frecuentes</td> <td data-bbox="636 951 1372 1297"> <ul style="list-style-type: none"> • Estabilidad dimensional (cambios volumétricos por variación de humedad y temperatura) • Estabilidad química (reacciones deletéreas cemento-agregado) • Resistencia a la congelación y el deshielo • Resistencia al ataque de sulfatos • Resistencia a la penetración de líquidos y gases (permeabilidad) • Protección al acero de refuerzo contra corrosión • Resistencia al intemperismo (sanidad) • Resistencia a la abrasión mecánica • Resistencia ala abrasión hidráulica </td> </tr> <tr> <td data-bbox="241 1297 636 1444">b) En condiciones eventuales</td> <td data-bbox="636 1297 1372 1444"> <ul style="list-style-type: none"> • Resistencia al ataque de sustancias químicas diversas • Resistencia a la cavitación • Resistencia al impacto </td> </tr> <tr> <td data-bbox="241 1444 636 1617">c) Misceláneos</td> <td data-bbox="636 1444 1372 1617"> <ul style="list-style-type: none"> • Resistencia a las radiaciones (blindaje) • Conductividad eléctrica • Aislamiento térmico • Propiedades acústicas </td> </tr> </table>	a) En condiciones más frecuentes	<ul style="list-style-type: none"> • Estabilidad dimensional (cambios volumétricos por variación de humedad y temperatura) • Estabilidad química (reacciones deletéreas cemento-agregado) • Resistencia a la congelación y el deshielo • Resistencia al ataque de sulfatos • Resistencia a la penetración de líquidos y gases (permeabilidad) • Protección al acero de refuerzo contra corrosión • Resistencia al intemperismo (sanidad) • Resistencia a la abrasión mecánica • Resistencia ala abrasión hidráulica 	b) En condiciones eventuales	<ul style="list-style-type: none"> • Resistencia al ataque de sustancias químicas diversas • Resistencia a la cavitación • Resistencia al impacto 	c) Misceláneos	<ul style="list-style-type: none"> • Resistencia a las radiaciones (blindaje) • Conductividad eléctrica • Aislamiento térmico • Propiedades acústicas
a) En condiciones más frecuentes	<ul style="list-style-type: none"> • Estabilidad dimensional (cambios volumétricos por variación de humedad y temperatura) • Estabilidad química (reacciones deletéreas cemento-agregado) • Resistencia a la congelación y el deshielo • Resistencia al ataque de sulfatos • Resistencia a la penetración de líquidos y gases (permeabilidad) • Protección al acero de refuerzo contra corrosión • Resistencia al intemperismo (sanidad) • Resistencia a la abrasión mecánica • Resistencia ala abrasión hidráulica 						
b) En condiciones eventuales	<ul style="list-style-type: none"> • Resistencia al ataque de sustancias químicas diversas • Resistencia a la cavitación • Resistencia al impacto 						
c) Misceláneos	<ul style="list-style-type: none"> • Resistencia a las radiaciones (blindaje) • Conductividad eléctrica • Aislamiento térmico • Propiedades acústicas 						

Tabla A.3 Principales cambios volumétricos que suelen ocurrir en el concreto fresco y endurecido (ref. 9)

CAMBIOS VOLUMÉTRICOS DEL CONCRETO			
ETAPA	EXPOSICIÓN	CAUSA	MANIFESTACIÓN
<i>Antes del fraguado (concreto fresco)</i>	Al aire	Asentamiento, sangrado y pérdida inicial de agua	Contracción plástica
<i>Durante el fraguado (concreto en rigidización)</i>	Sumergido	Efectos físicos y químicos de la hidratación inicial del cemento. Consumición de agua por la hidratación	Expansión post-sangrado Contracción autógena
<i>Después del fraguado (concreto en estado de endurecimiento y ya endurecido)</i>	Al aire	Continuación de la pérdida de agua	Contracción por secado
		Generación de calor interno por la hidratación del cemento	Expansión térmica inicial al acumularse el calor, y contracción posterior al disiparse.
		Variaciones externas de temperatura (medio ambientes y otras causas)	Expansión al calentarse y contracción al enfriarse.
		Acción del bióxido de carbono atmosférico	Contracción por carbonatación.
	Sumergido	Consumición de agua por la hidratación del cemento	Contracción autógena
		Absorción de agua por el gel de cemento	Hinchamiento por saturación.

Tabla A.4 Variación de la restricción ejercida por la cimentación con la altura del concreto (ref. 2)

ALTURA DEL CONCRETO ARRIBA DE LA CIMENTACION	REDUCCIÓN EN LA RESTRICCIÓN (%)
0	
0.1 H	35
0.2H	70
0.3H	90
0.4H	95
0.5H	100

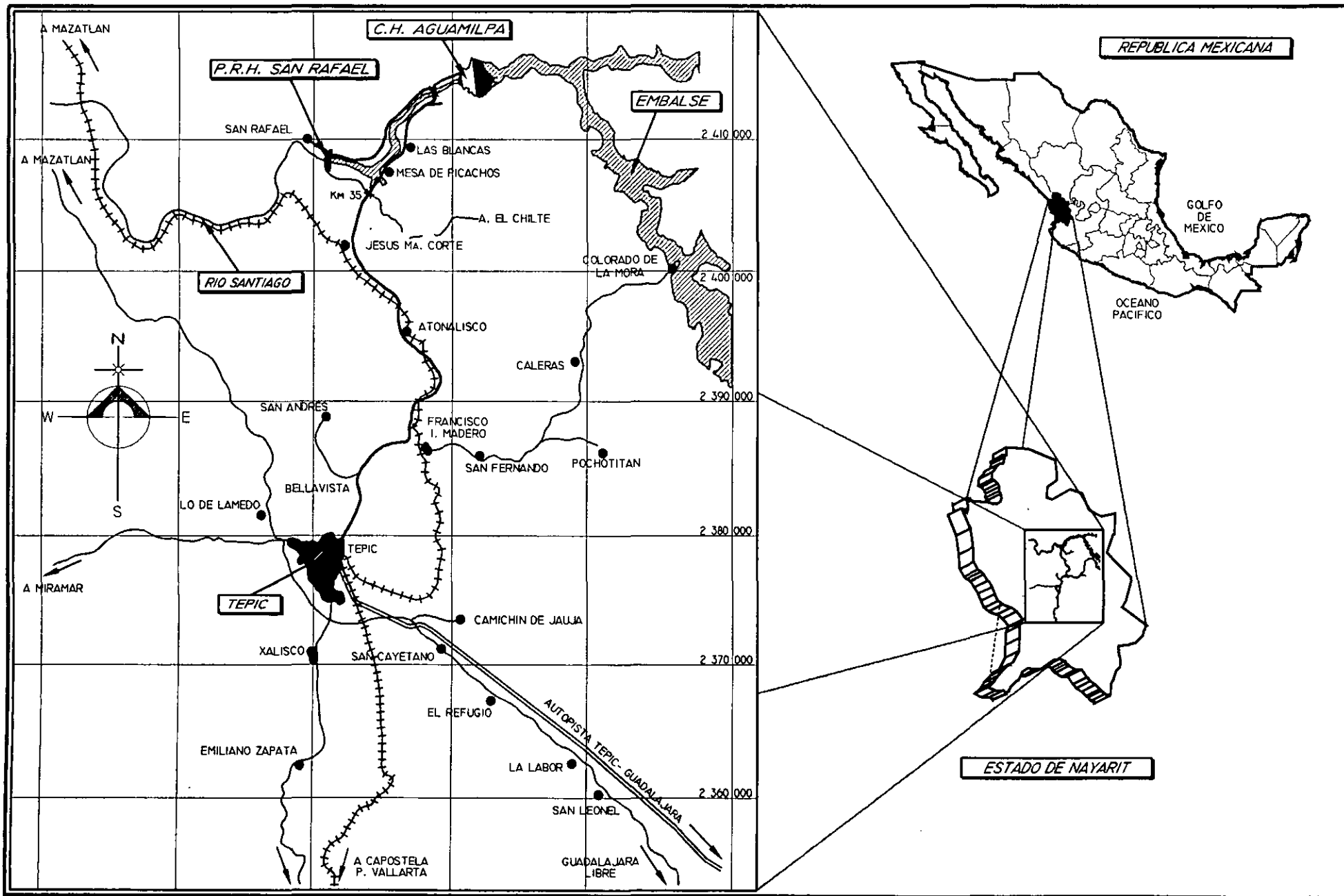


Figura 1.1 Localización y acceso a la P.R.H. San Rafael, Nay.

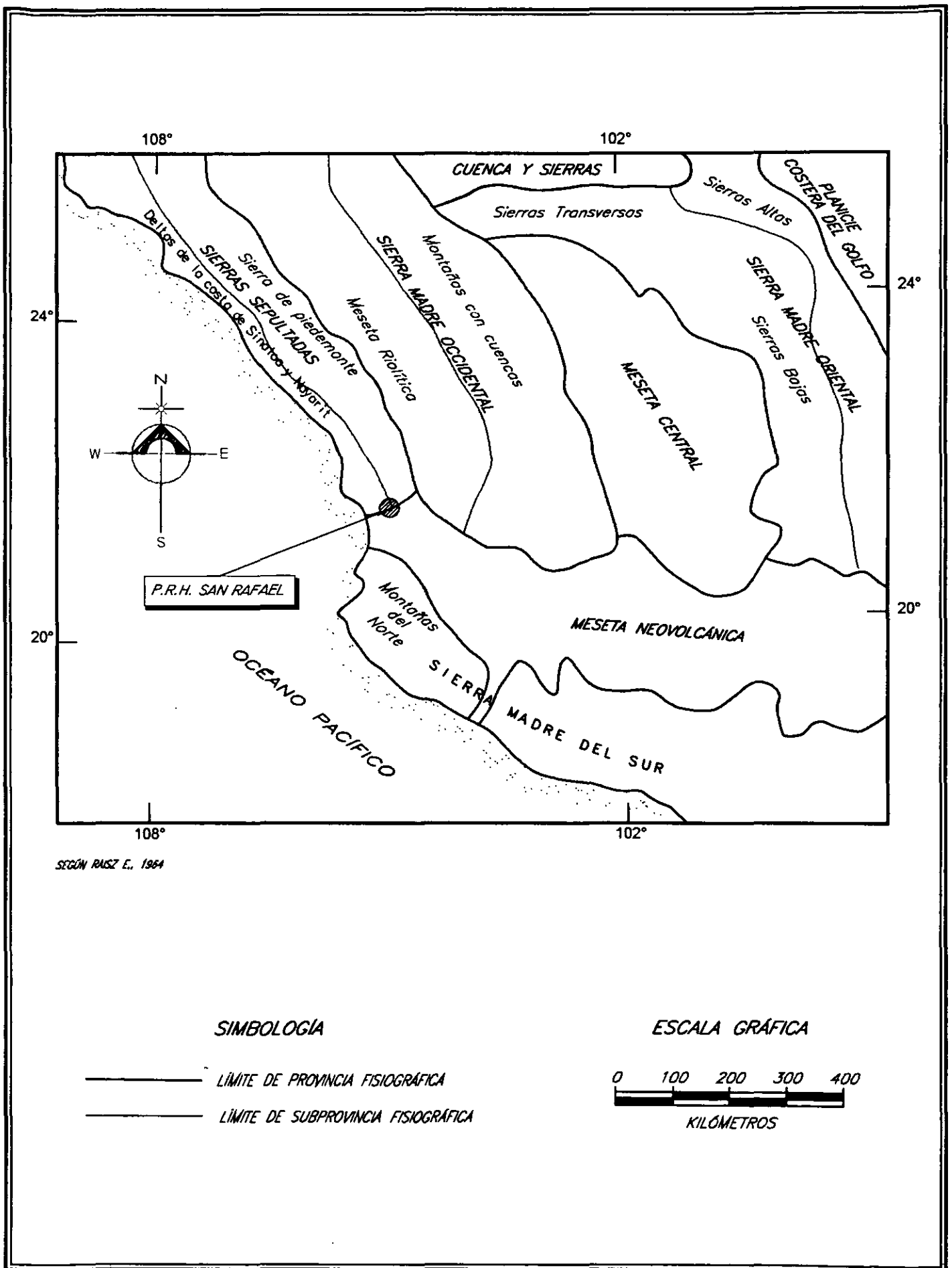


Figura 1.2 Localización fisiográfica de la P.R.H San Rafael, Nay.

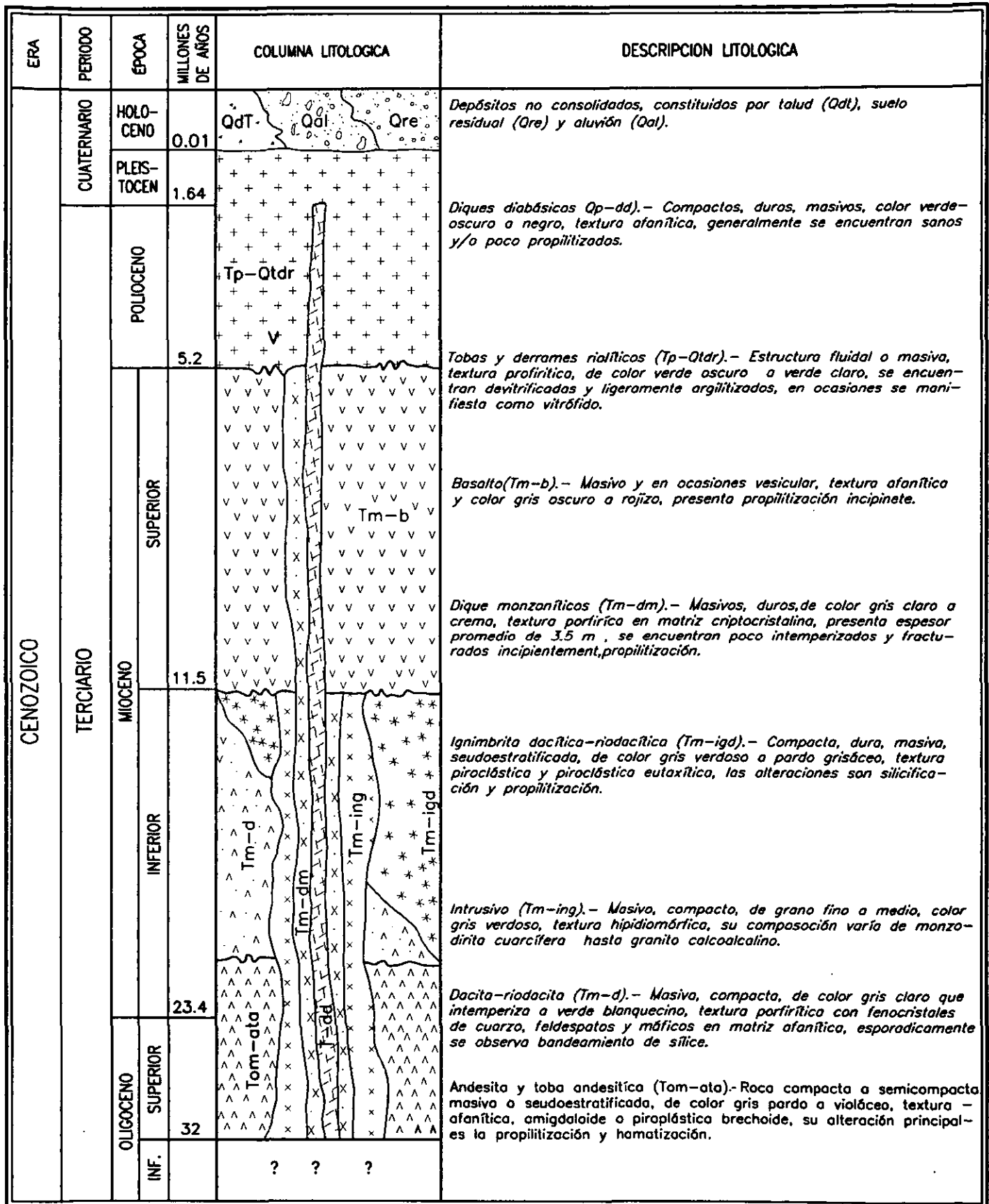


Figura 1.4 Columna estratigráfica del área de la P.R.H San Rafael, Nay.

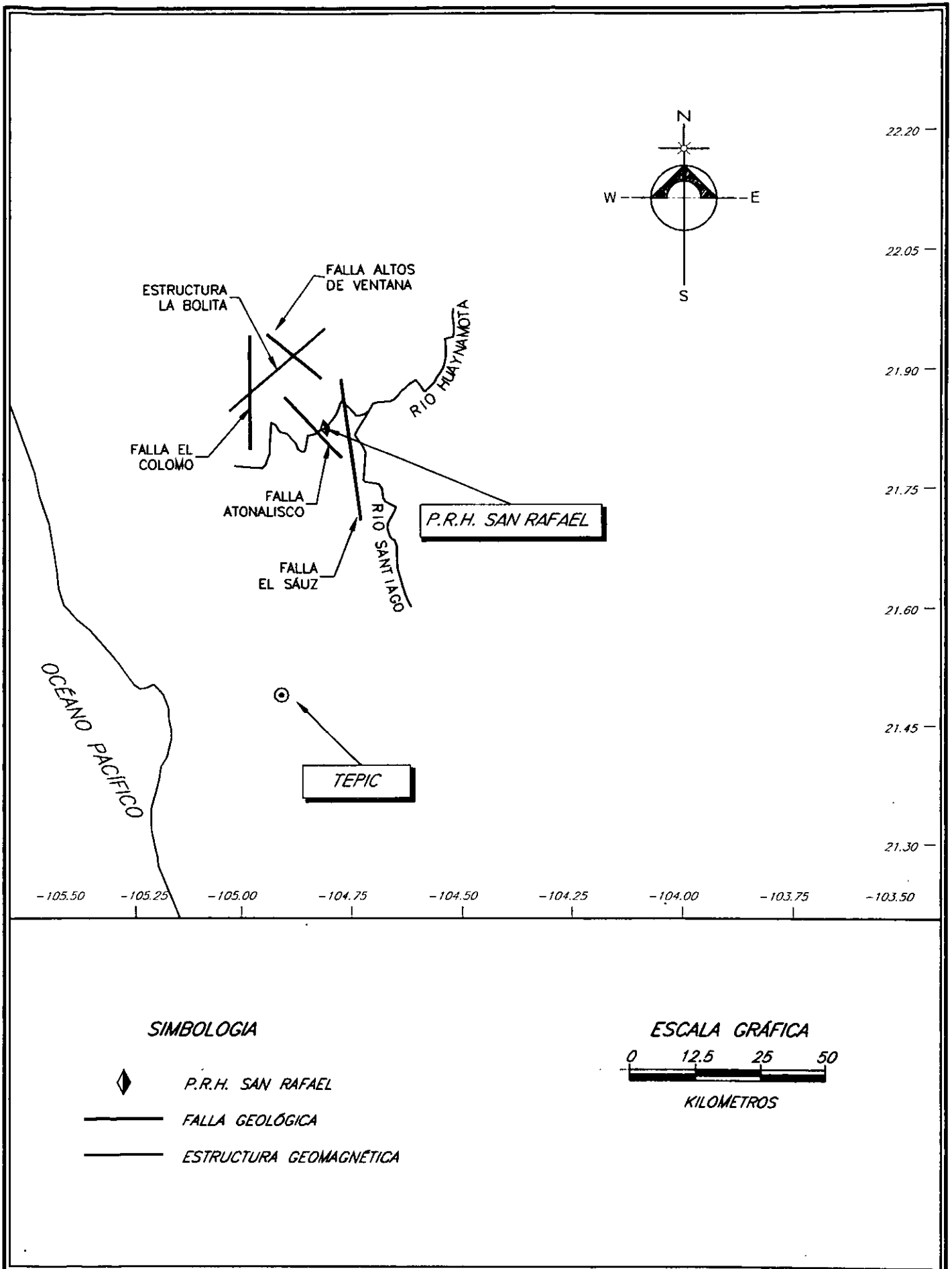


Figura 1.5 Principales rasgos estructurales en torno a la P.R.H San Rafael, Nay.

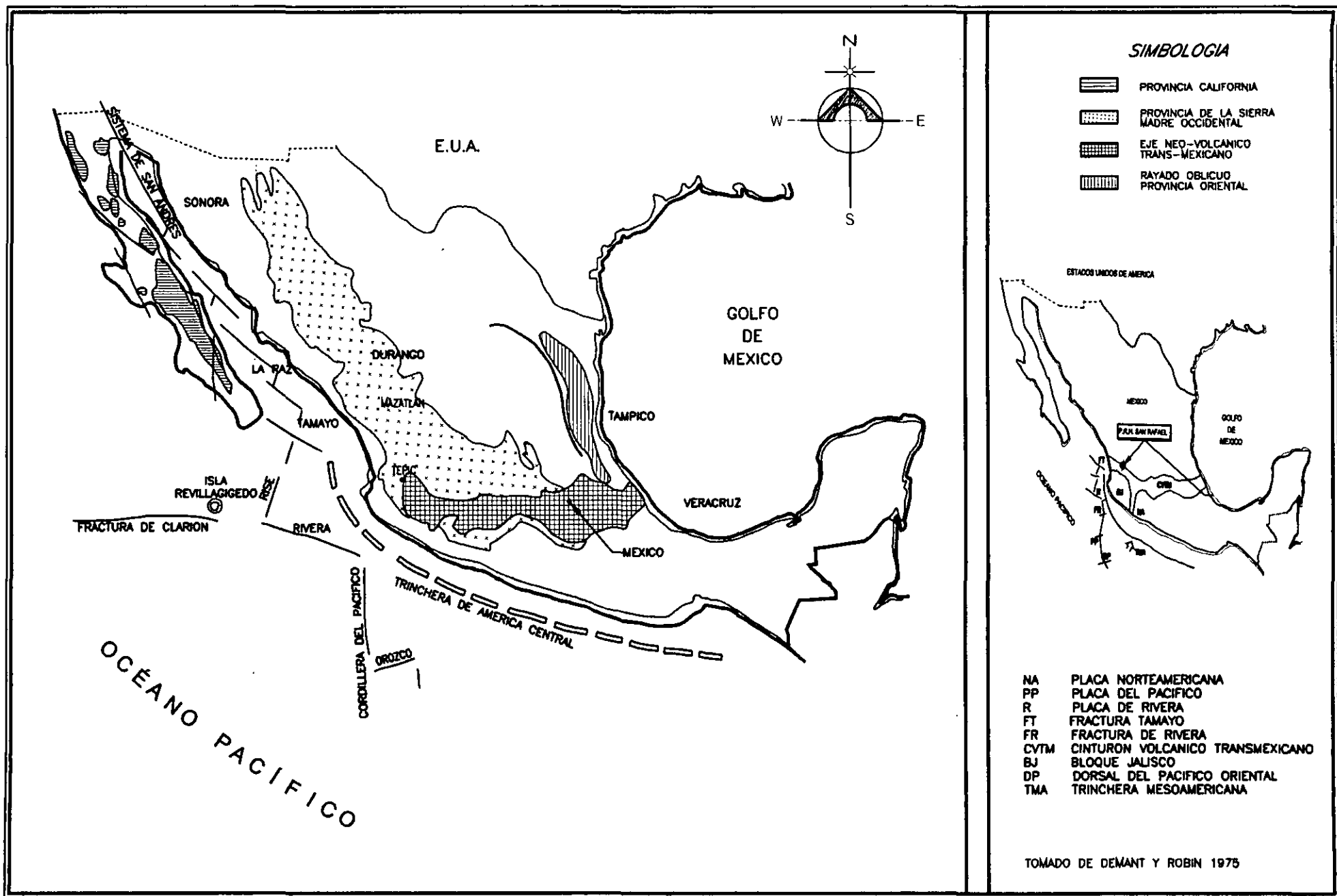


Figura 1.6 Localización de las provincias y elementos tectónicos al nivel del Pacífico.

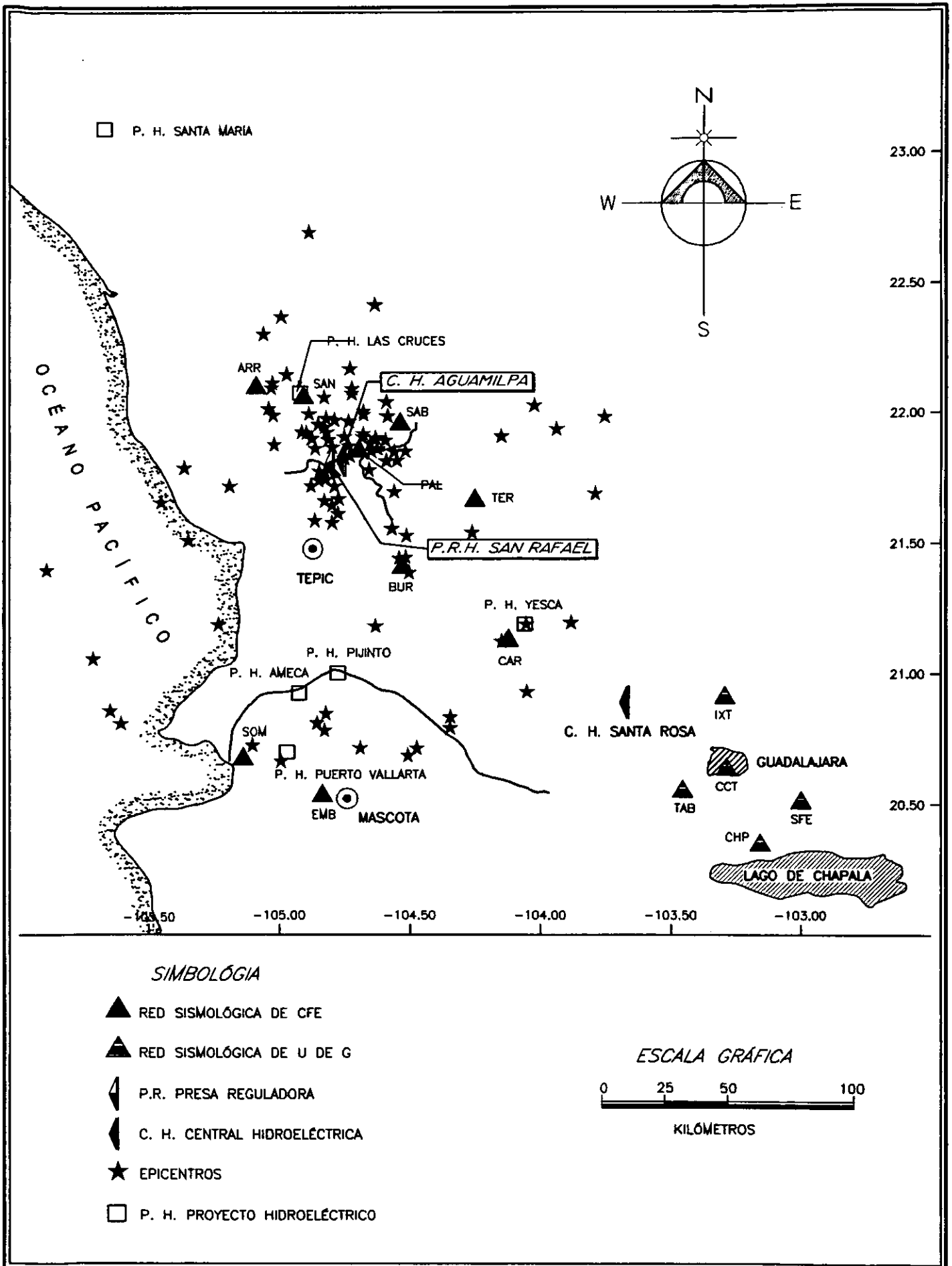


Figura 1.7 Distribución de la red sísmica y localización sísmica en torno a la P. R. H. San Rafael, Nay., en un radio de 150 km.

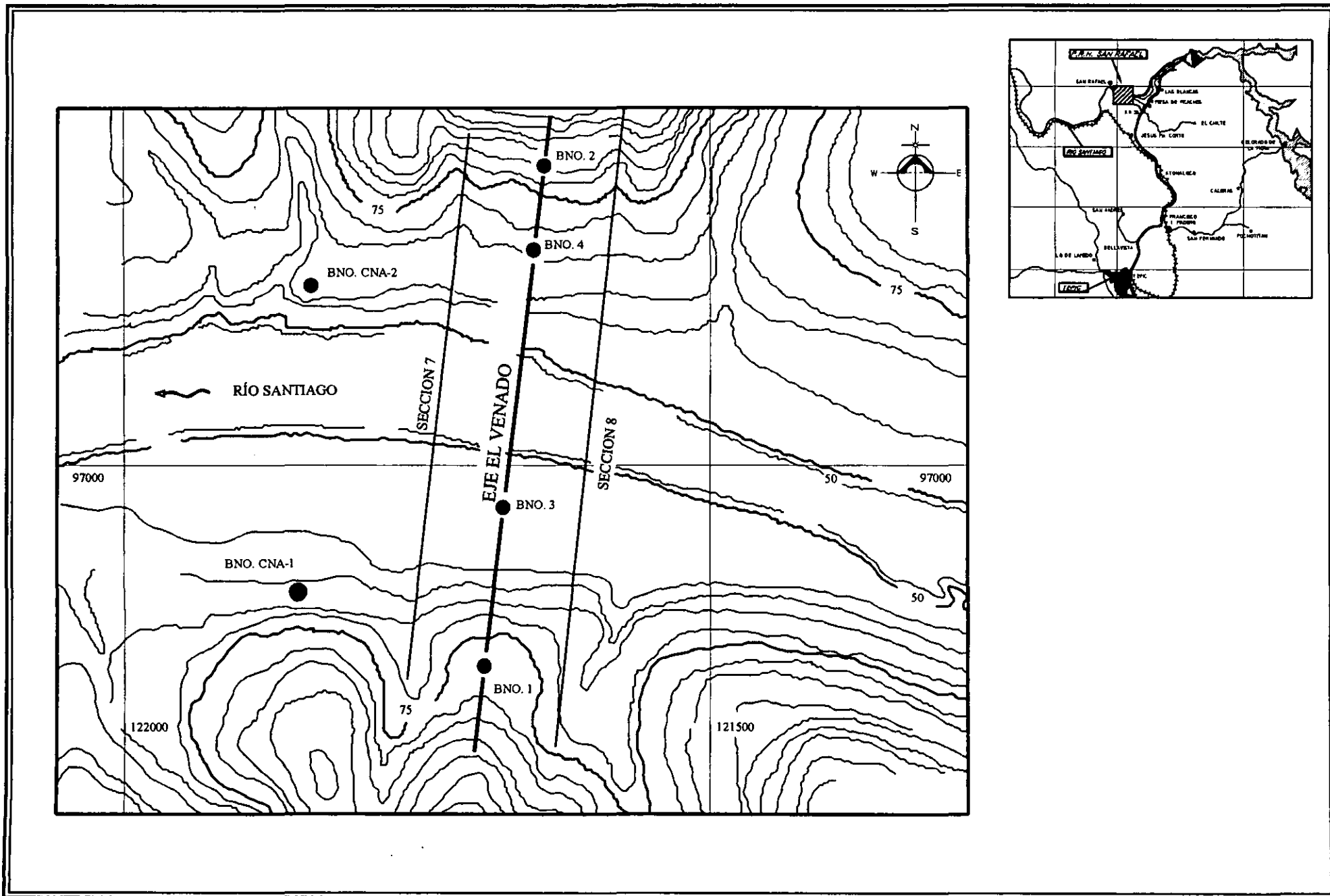


Figura 1.8 Localización del eje "El Venado" , P.R.H San Rafael, Nay.

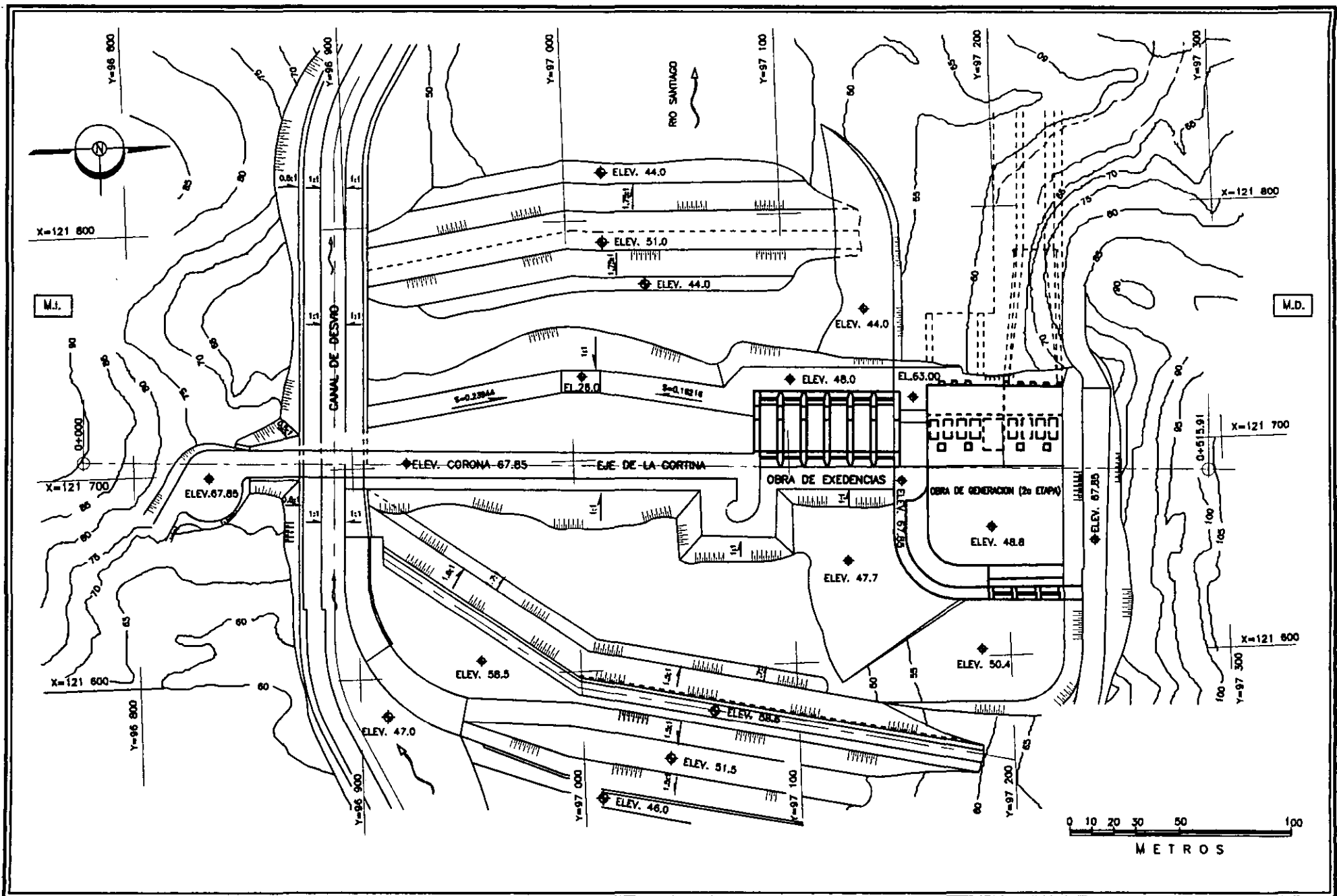


Figura 1.9 Planta general de la P.R.H San Rafael. Nay.

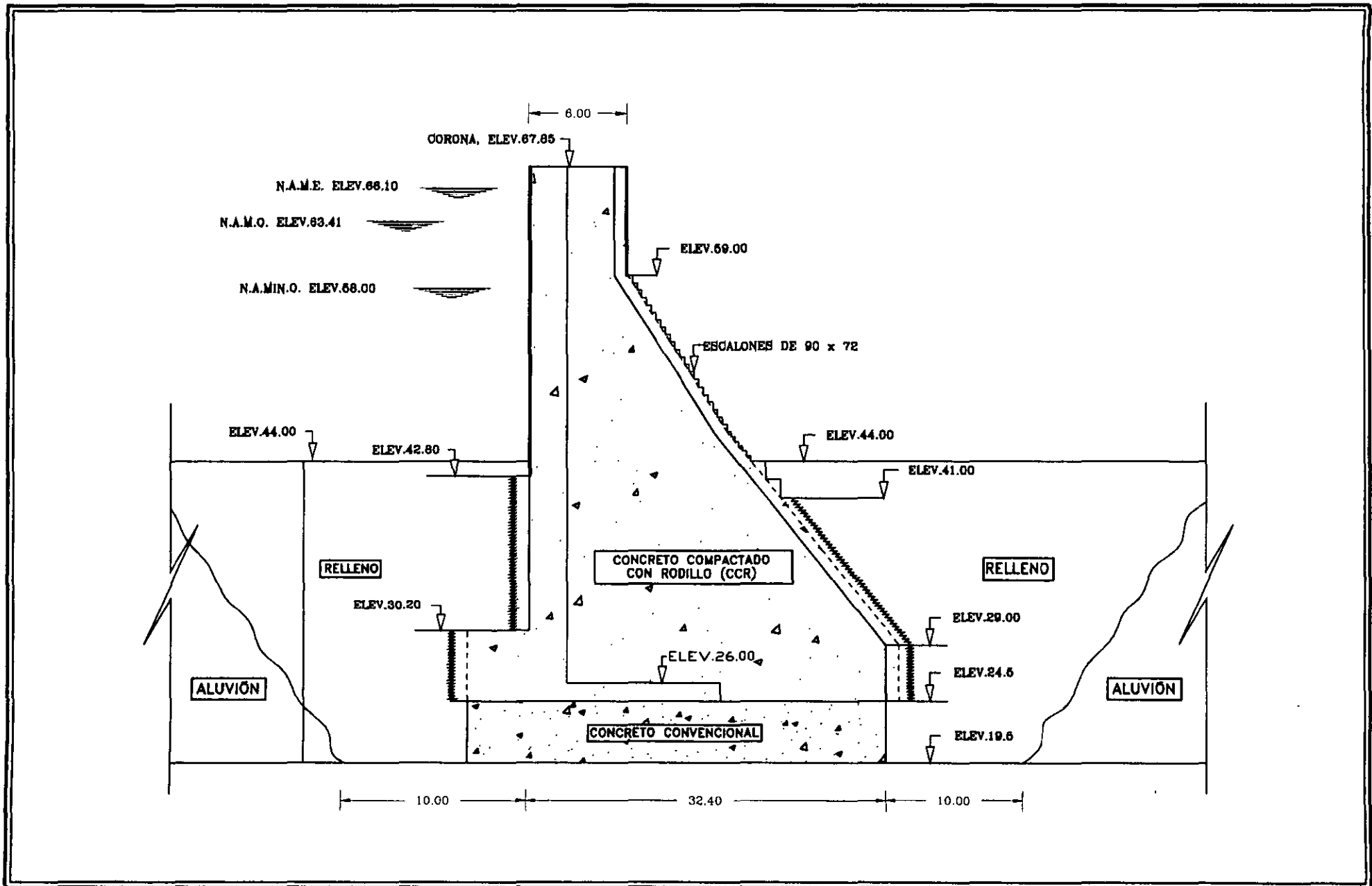


Figura 1.10 Sección transversal máxima (0+225), de la cortina de la P.R.H San Rafael, Nay.

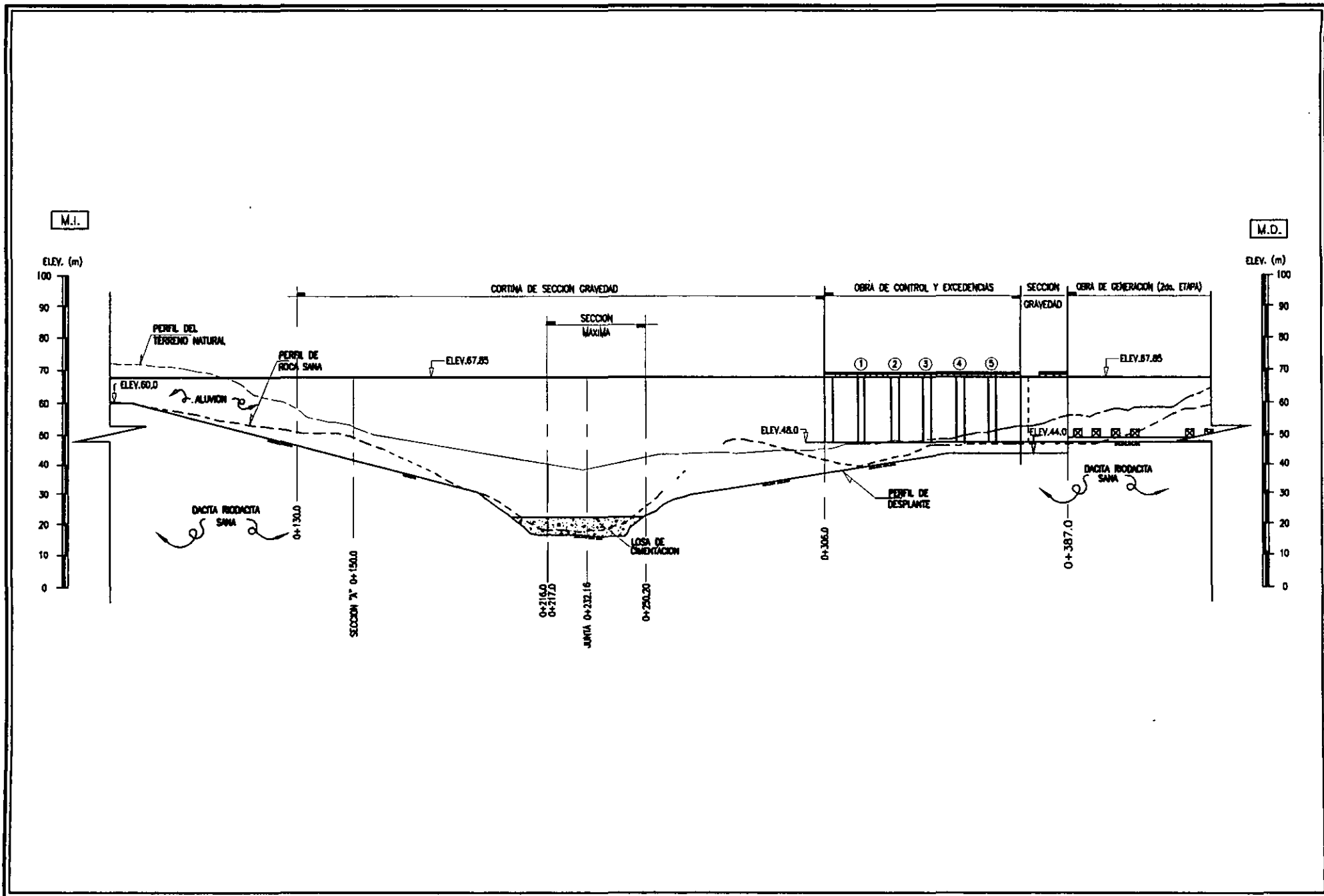


Figura 1.11 Sección longitudinal de la cortina de la P. R. H. San Rafael, Nay.

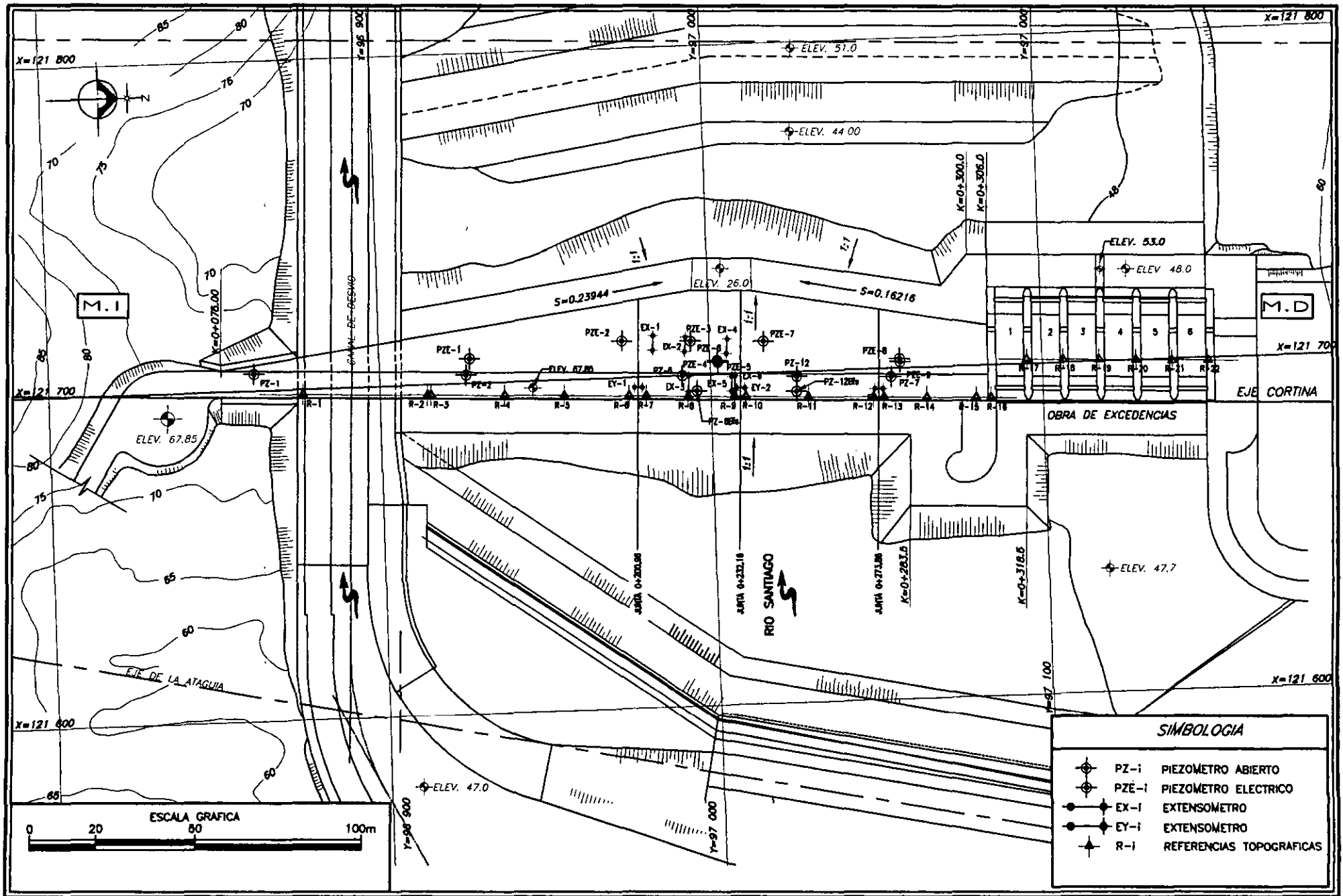


Figura 1.12 Localización en planta del sistema de instrumentación instalado en la P.R.H. San Rafael, Nay.

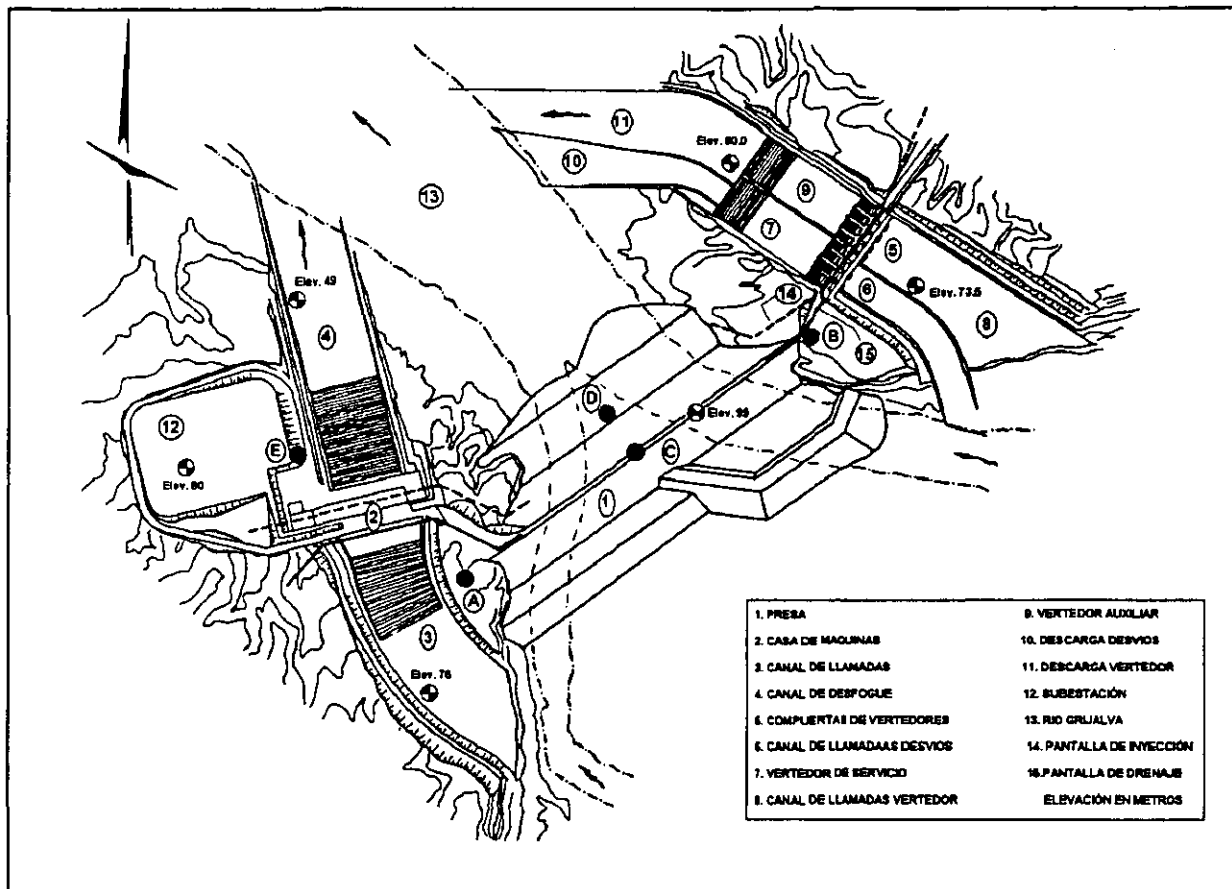


Figura 2.1 Planta general del proyecto hidroeléctrico Peñitas

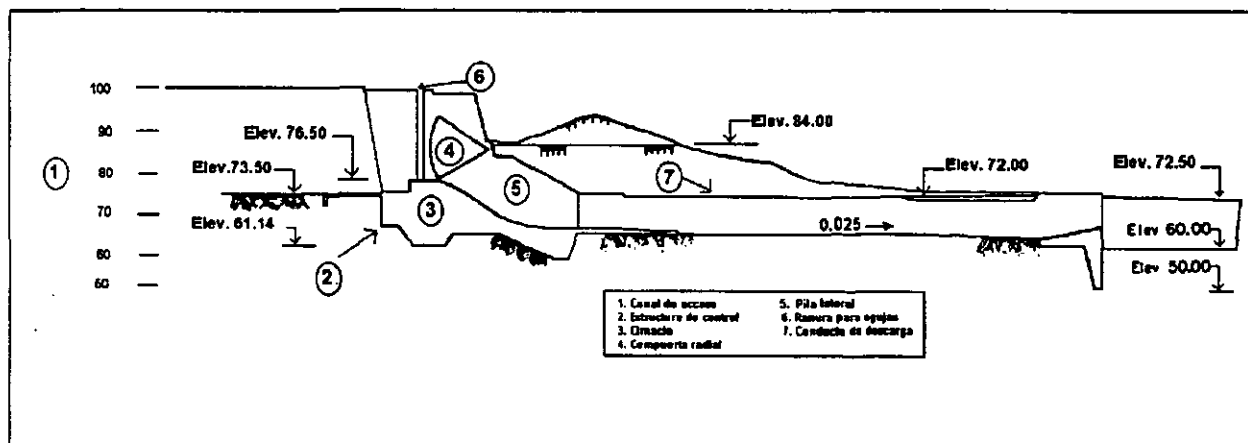


Figura 2.2 Sección transversal del vertedor de servicio

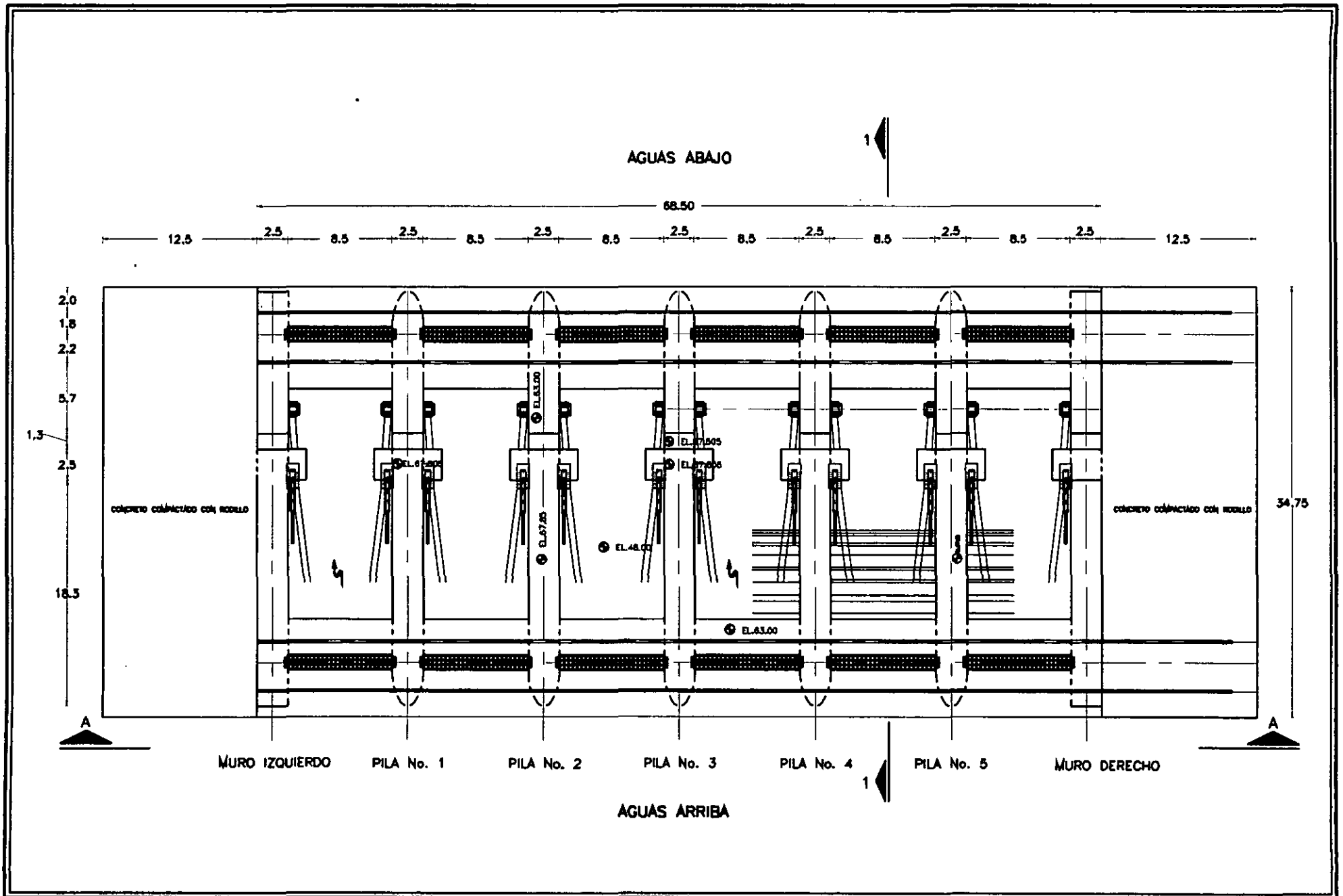


Figura 2.3 Planta general de la obra de excedencias de la P.R.H. San Rafael, Nay.

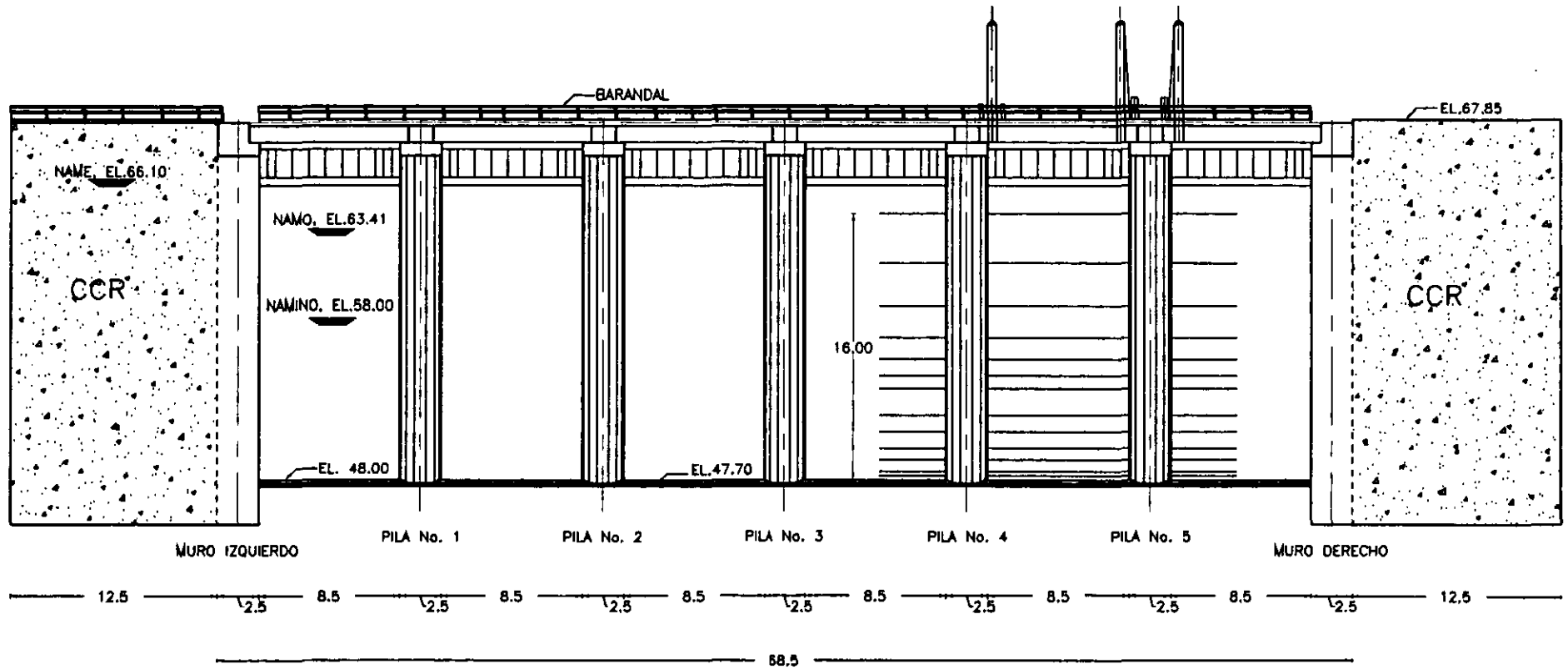


Figura 2.4 Vista A-A del vertedor de la P.R.H. San Rafael, Nay.

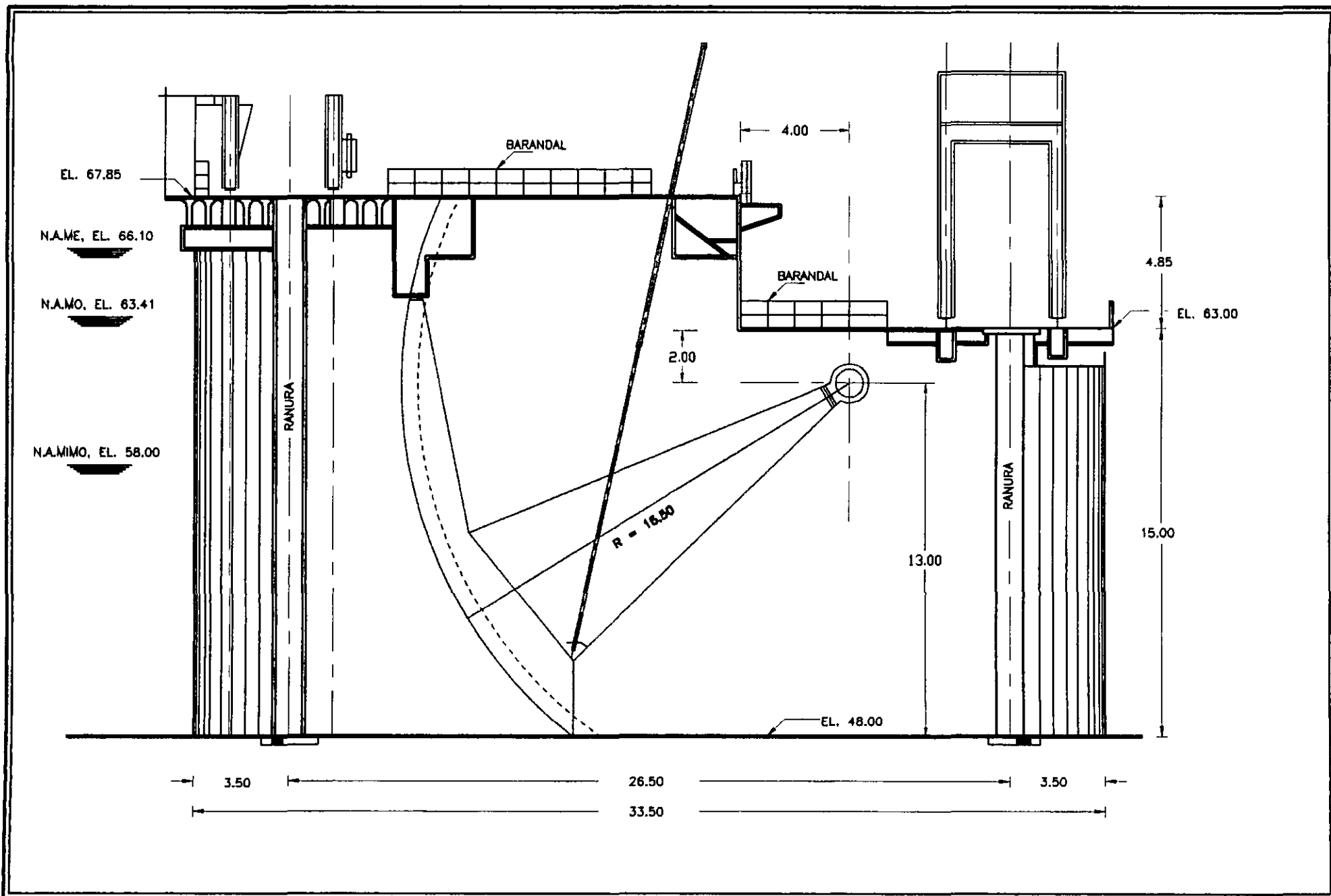


Figura 2.5 Corte transversal 1-1 del vertedor de la P.R.H. San Rafael, Nay.

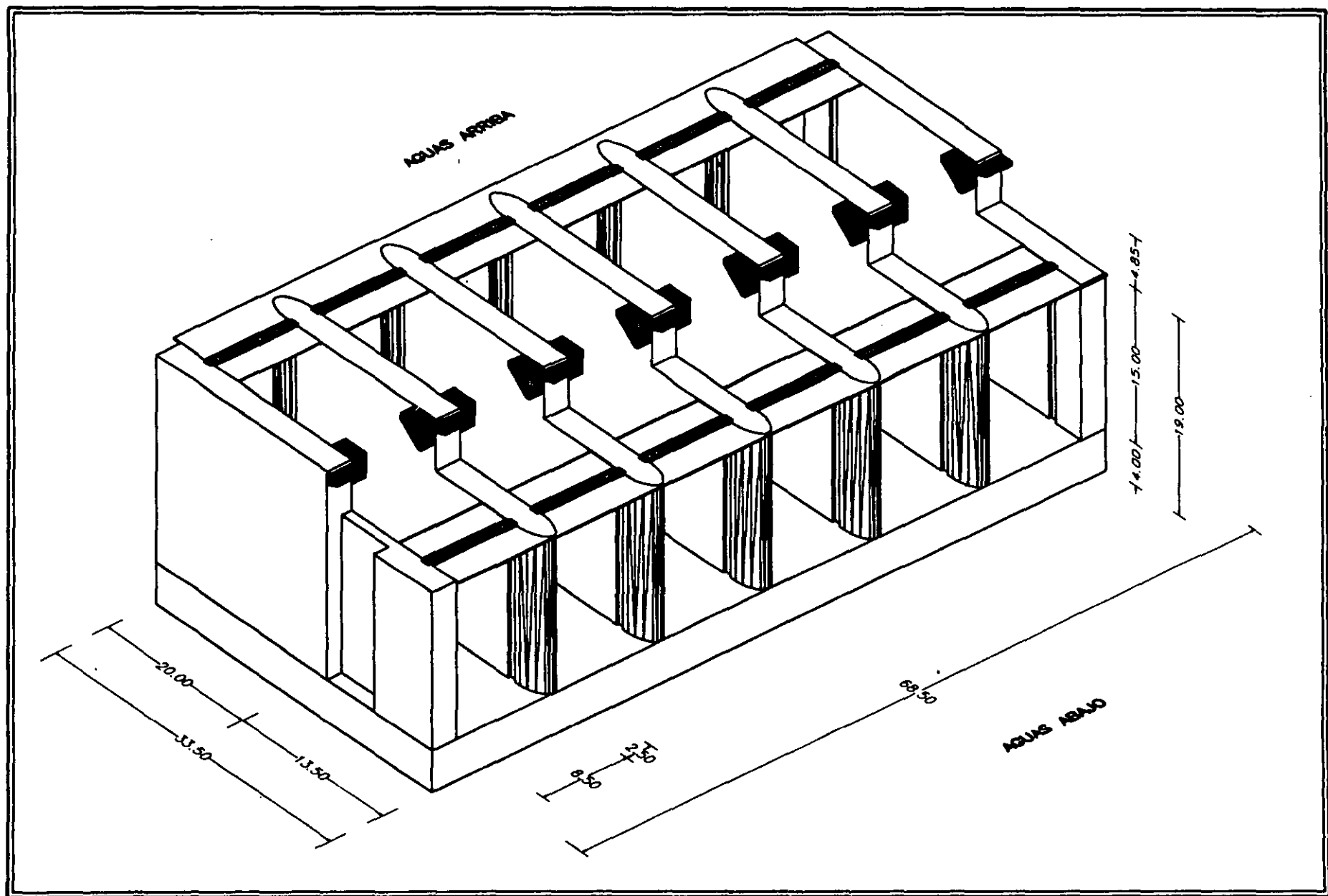


Figura 2.6 Isométrico de la obra de excedencias de la P.R.H. San Rafael, Nay.

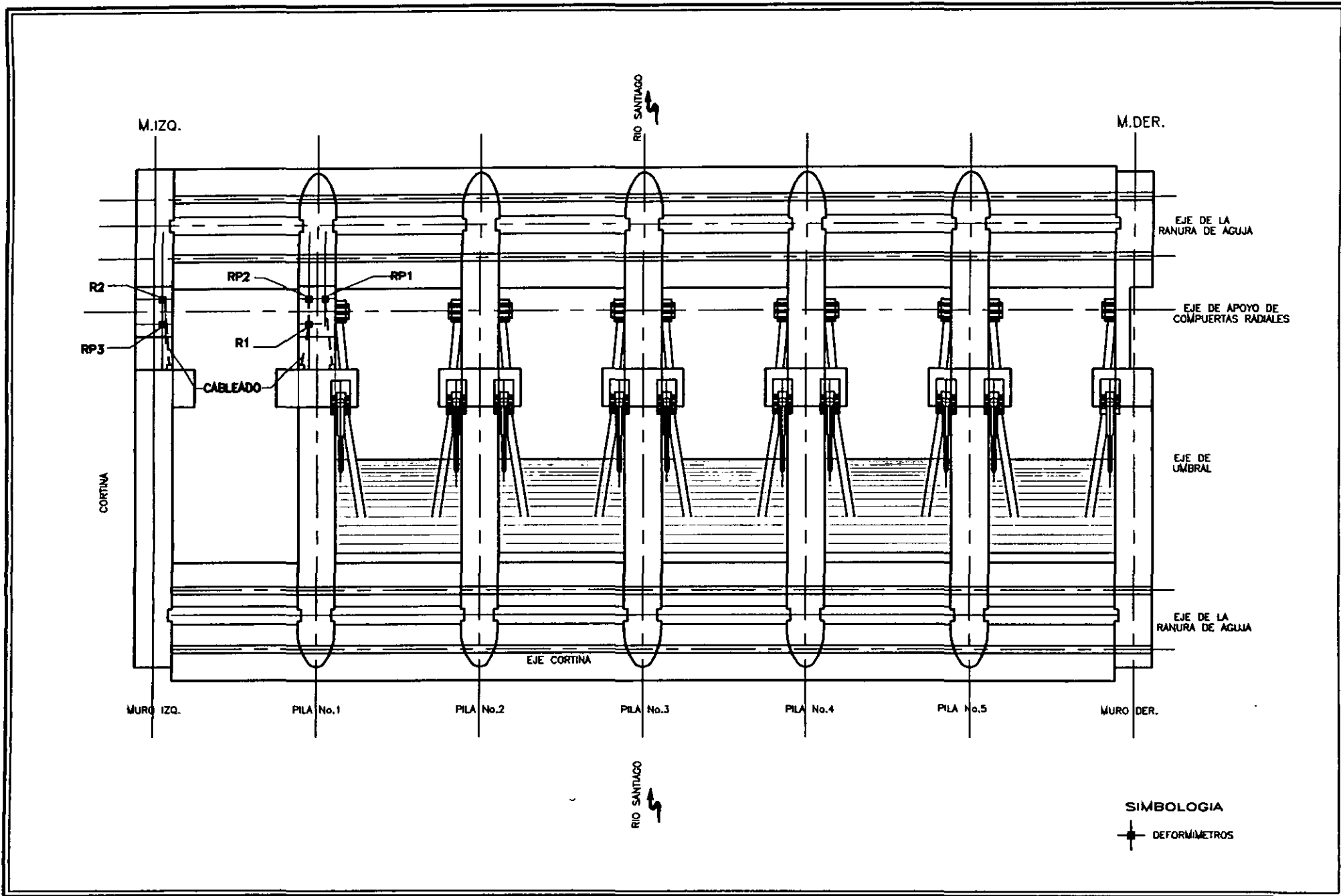


Figura 3.1 Localización de la instrumentación instalada en el vertedor de la P.R.H San Rafael.

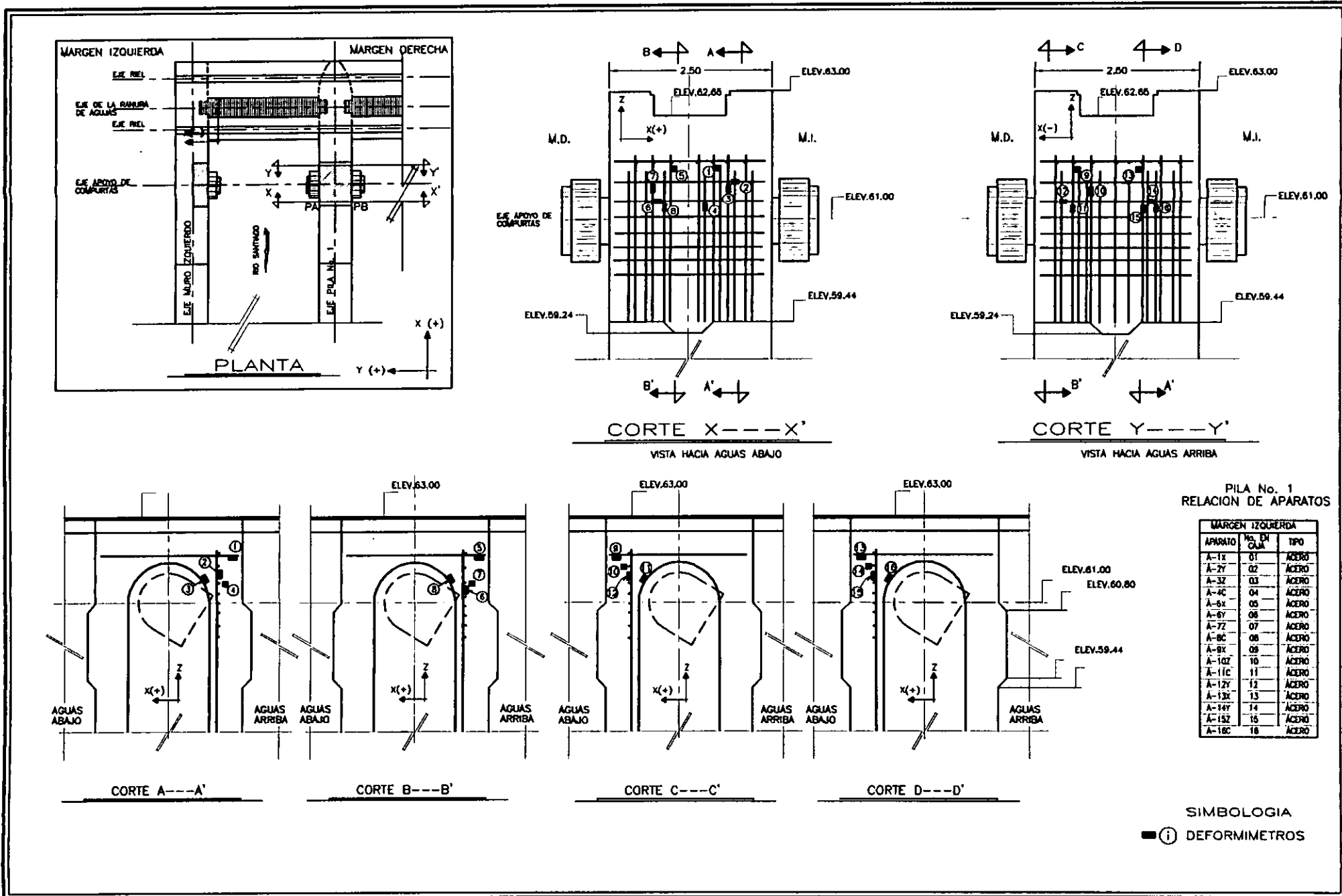
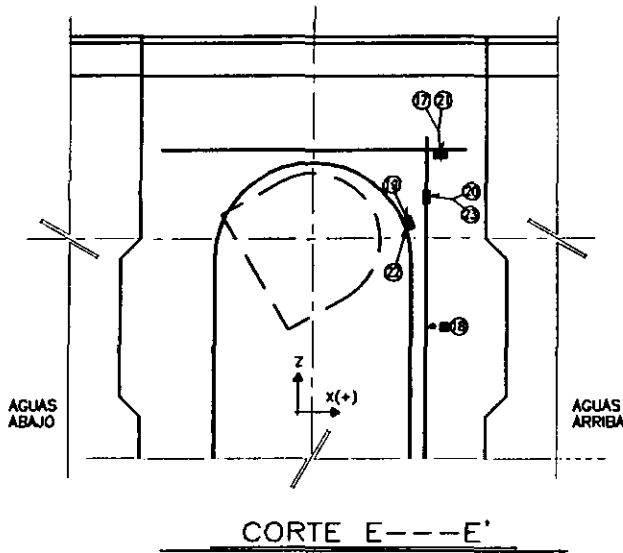
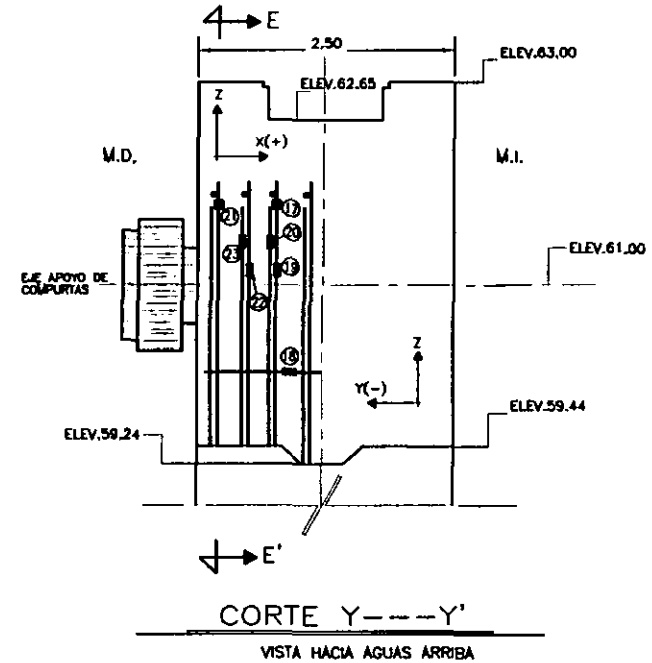
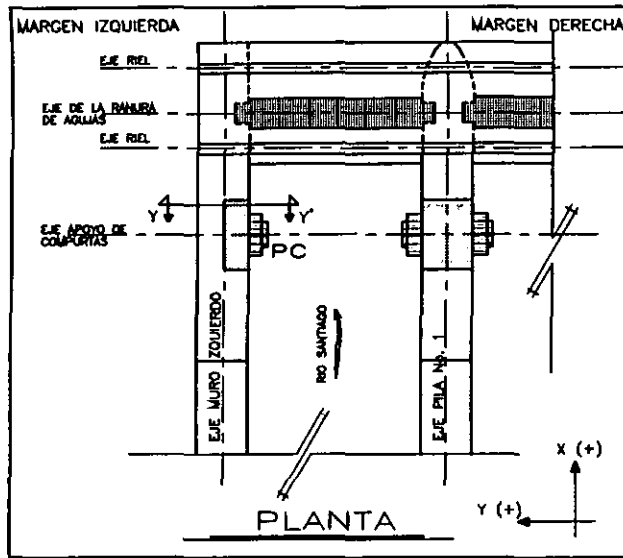


Figura 3.2 Deformimetros instalados en el acero de refuerzo, pila No. 1 del vertedor



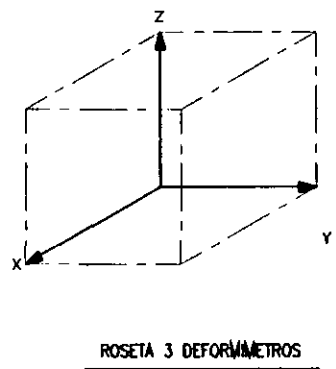
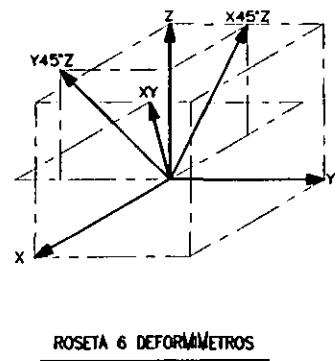
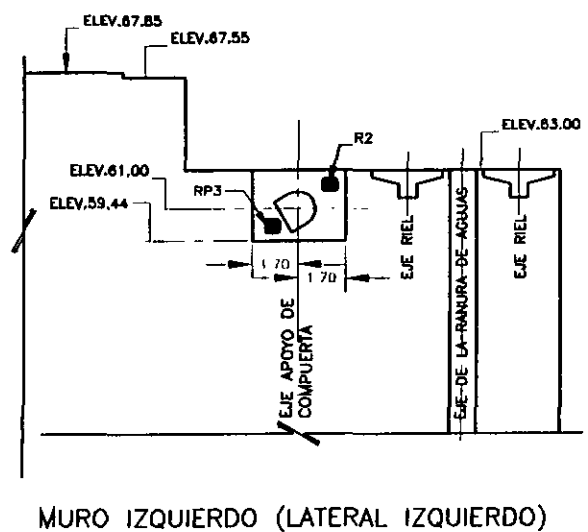
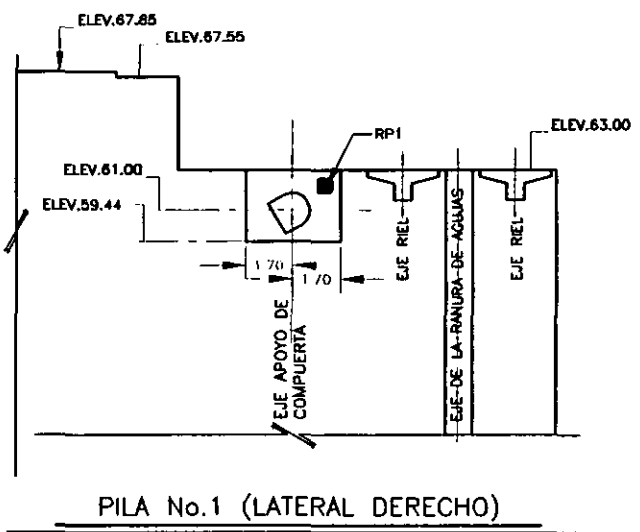
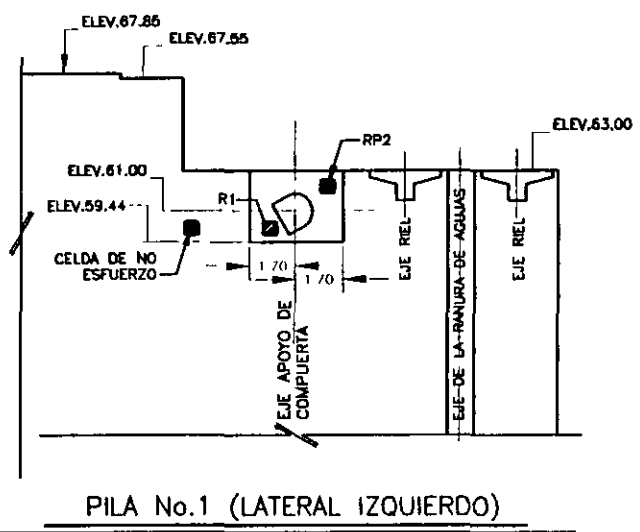
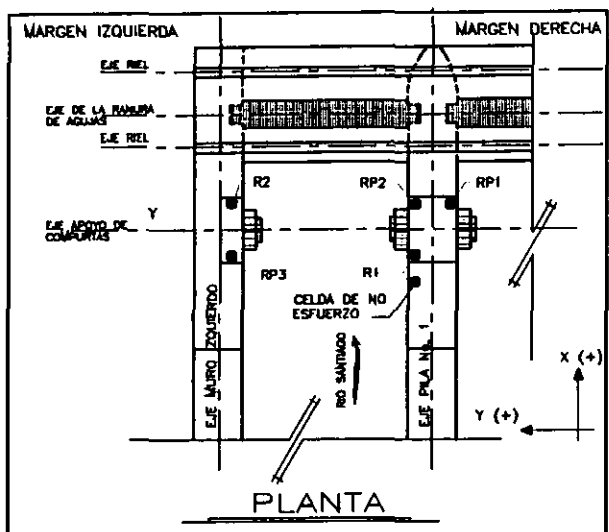
RELACION DE APARATOS MURO IZQUIERDO

MARGEN IZQUIERDA		
APARATO	No. EN CAJA	TIPO
A-17X	17	ACERO
A-18Y	18	ACERO
A-19Z	19	ACERO
A-20C	20	ACERO
A-21X	21	ACERO
A-22Z	22	ACERO
A-23C	23	ACERO

SIMBOLOGIA

■ (i) DEFORMIMETRO

Figura 3.3 Deformimetros instalados en el acero de refuerzo, muro izquierdo del vertedor



RELACION DE APARATOS INSTALADOS EN CONCRETO

MURO IZQUIERDO			PILA No.1					
LATERAL DERECHO			LATERAL IZQUIERDO			LATERAL DERECHO		
R2			R1			RP1		
APARATO	DIRECCION	No. EN CAJA	APARATO	DIRECCION	No. EN CAJA	APARATO	DIRECCION	No. EN CAJA
C-17	x	17	C-01	x	01	C-08	x	08
C-18	y	18	C-02	y	02	C-09	y	09
C-19	z	19	C-03	z	03	C-10	z	10
C-20	xy	20	C-04	xy	04			
C-21	xz	21	C-05	xz	05			
C-22	yz	22	C-06	yz	06			
			C-07		07			
RP3			RP2					
C-14	x	14	C-11	x	11			
C-15	y	15	C-12	y	12			
C-16	z	16	C-13	z	13			
MURO IZQUIERDO CELDA DE NO REFUERZO								
C-08	x	08						

Figura 3.4 Deformímetros instalados en el concreto, pila No. 1 y muro izquierdo del vertedor

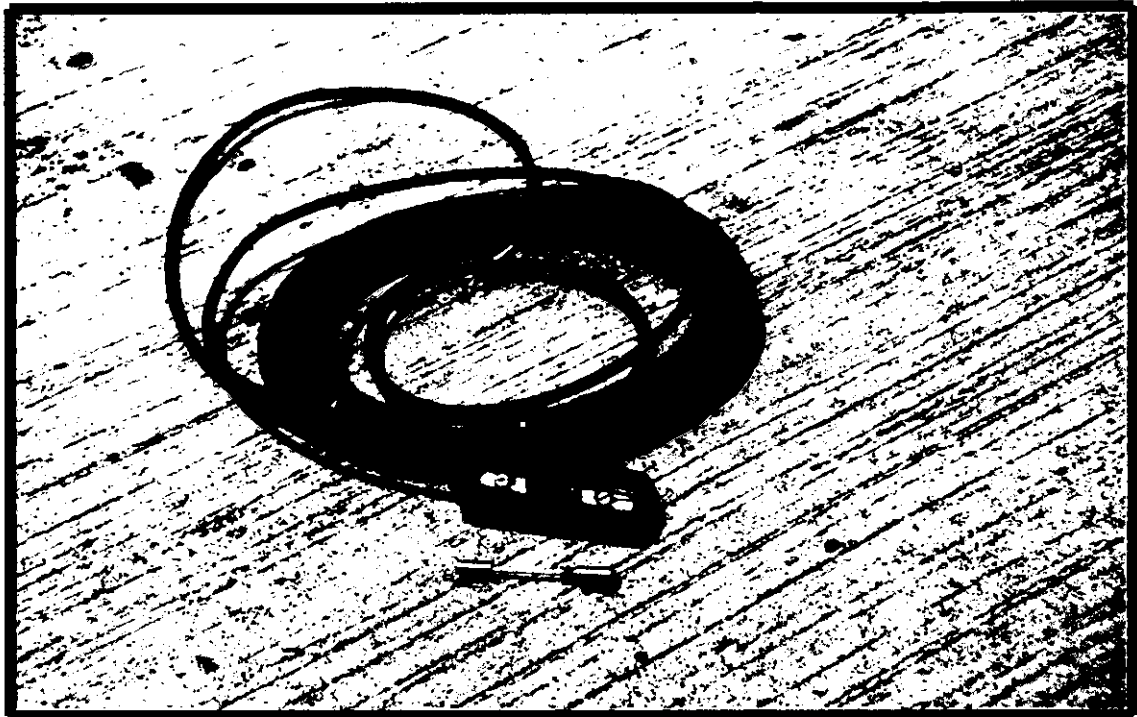


Foto 1. Deformímetro strain gage de cuerda vibrante tipo soldable, marca geokon modelo VK-4100

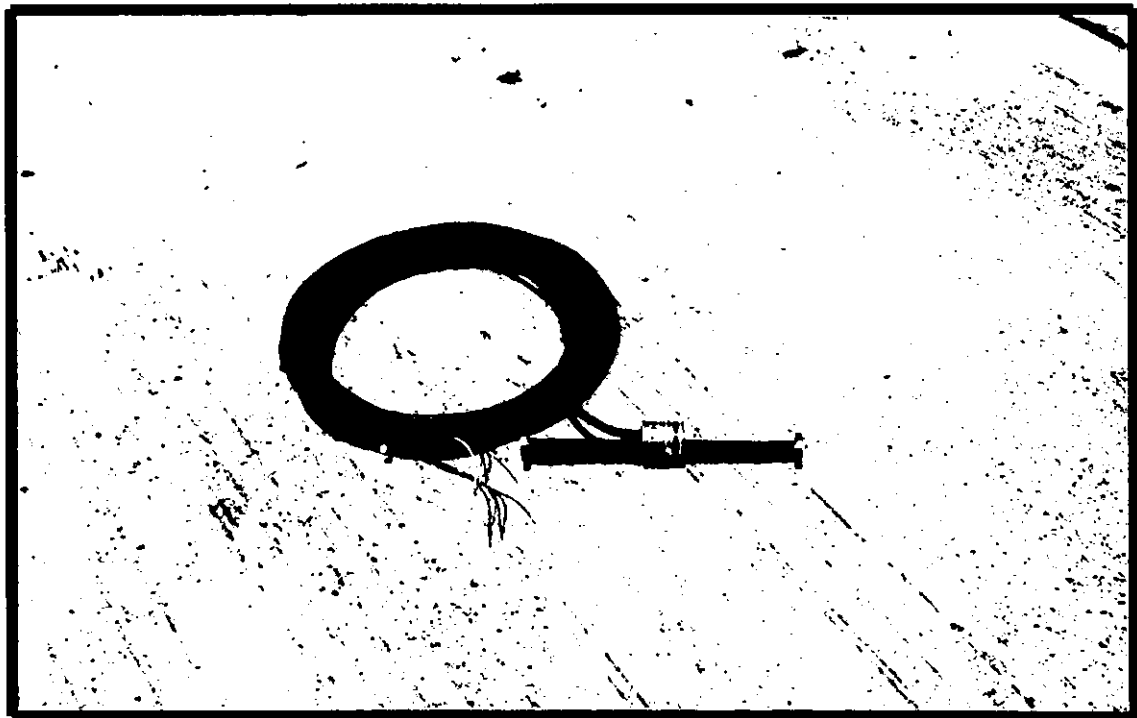


Foto 2. Deformímetro strain gage de cuerda vibrante tipo para embeber, marca geokon modelo VK-4200

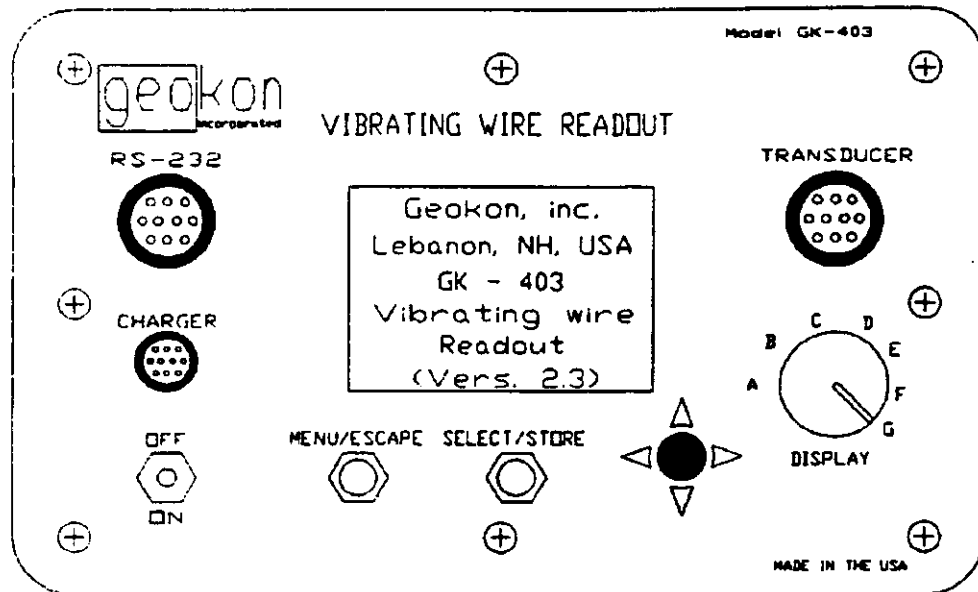


Figura 3.5 Panel de control GK-403

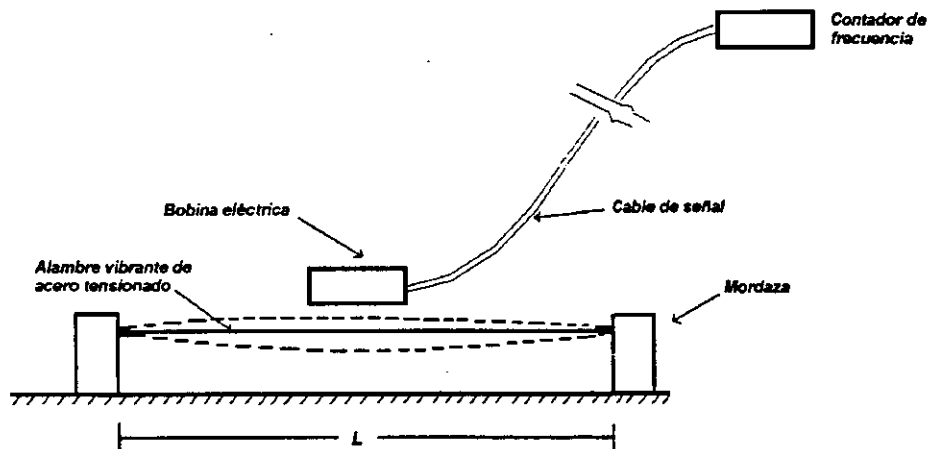


Figura 3.6 Transductor de cuerda vibrante

**PROYECTO REGULADOR HIDROELÉCTRICO SAN RAFAEL, NAY.
DEFORMÍMETROS EN EL ACERO, DIRECCIÓN X**

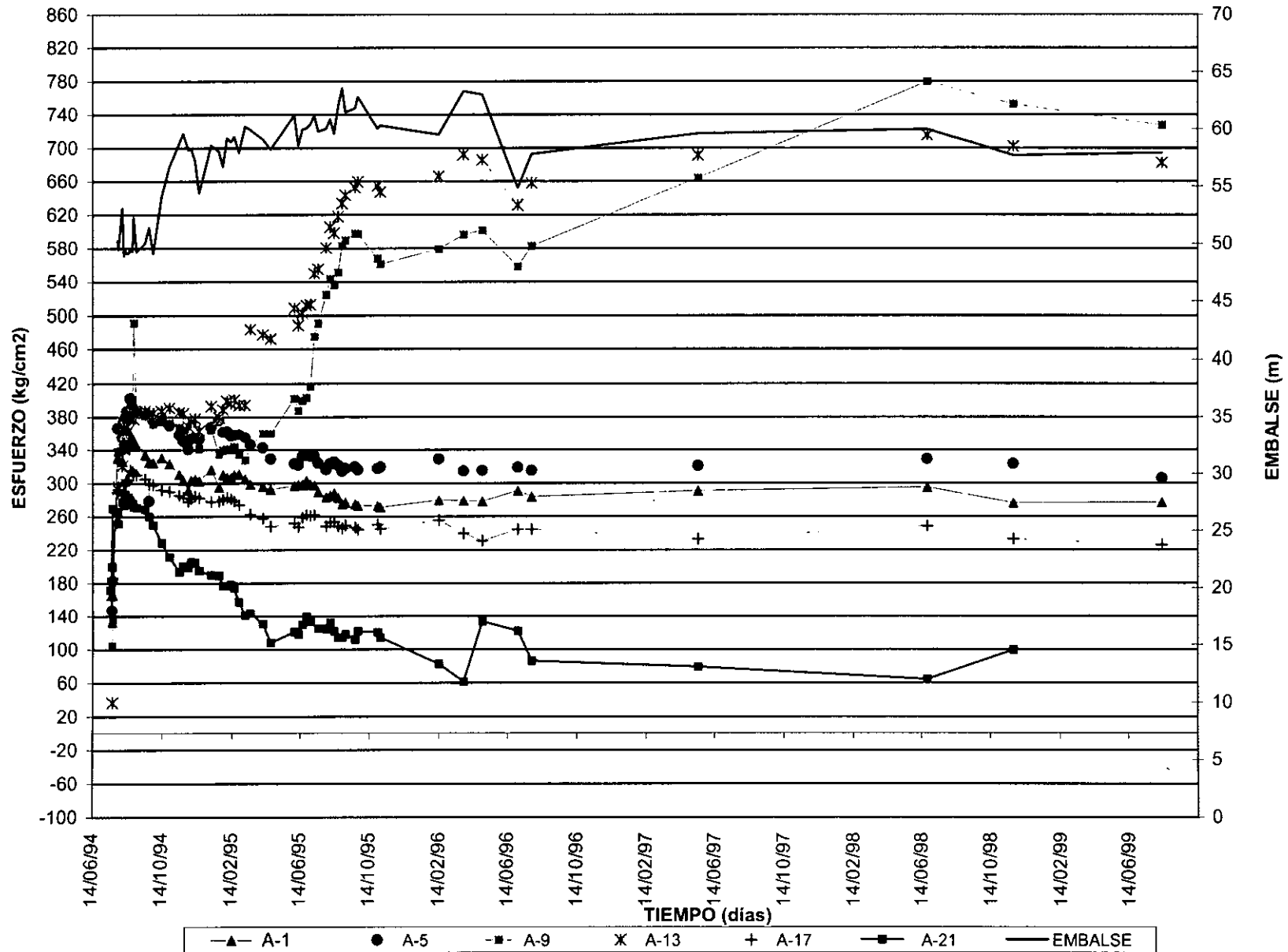


Figura 4.1

PROYECTO REGULADOR HIDROELÉCTRICO SAN RAFAEL NAY. DEFORMÍMETROS EN EL ACERO, DIRECCIÓN Y

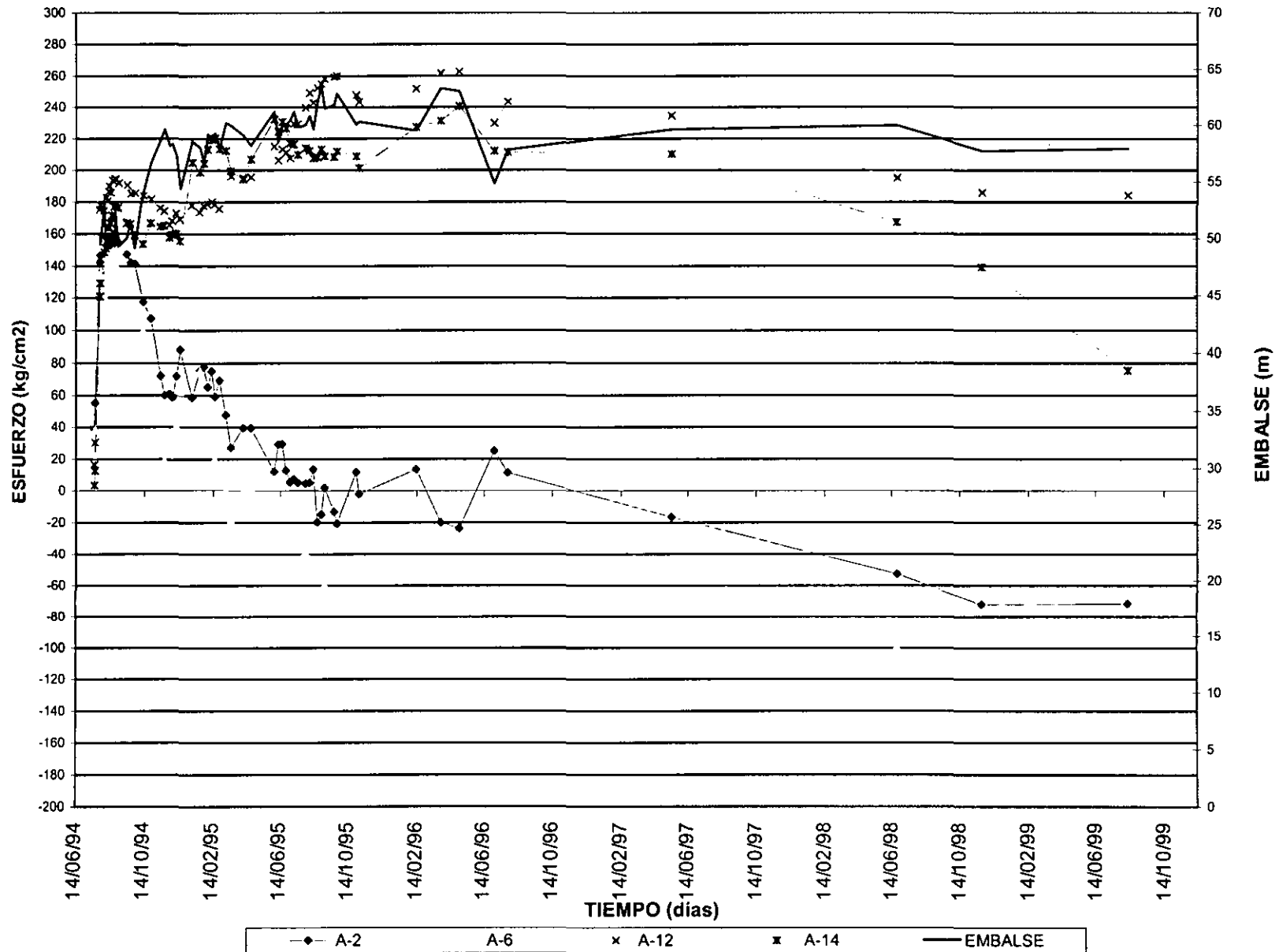


Figura 4.2

**PROYECTO REGULADOR HIDROELÉCTRICO SAN RAFAEL NAY.
DEFORMÍMETROS EN EL ACERO, DIRECCIÓN Z**

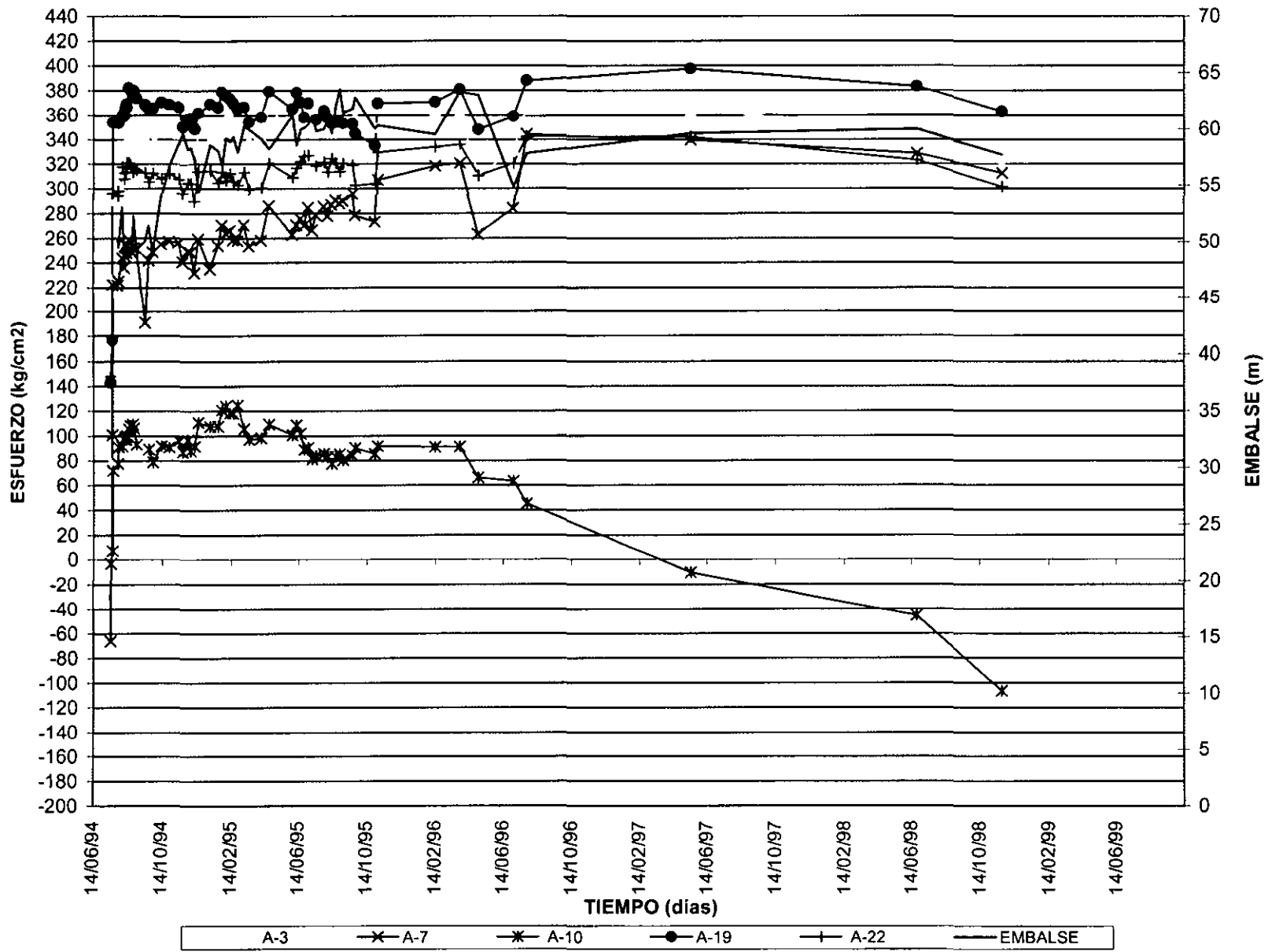


Figura 4.3

PROYECTO REGULADOR HIDROELÉCTRICO SAN RAFAEL, NAY. DEFORMÍMETROS EN EL CONCRETO, DIRECCIÓN X

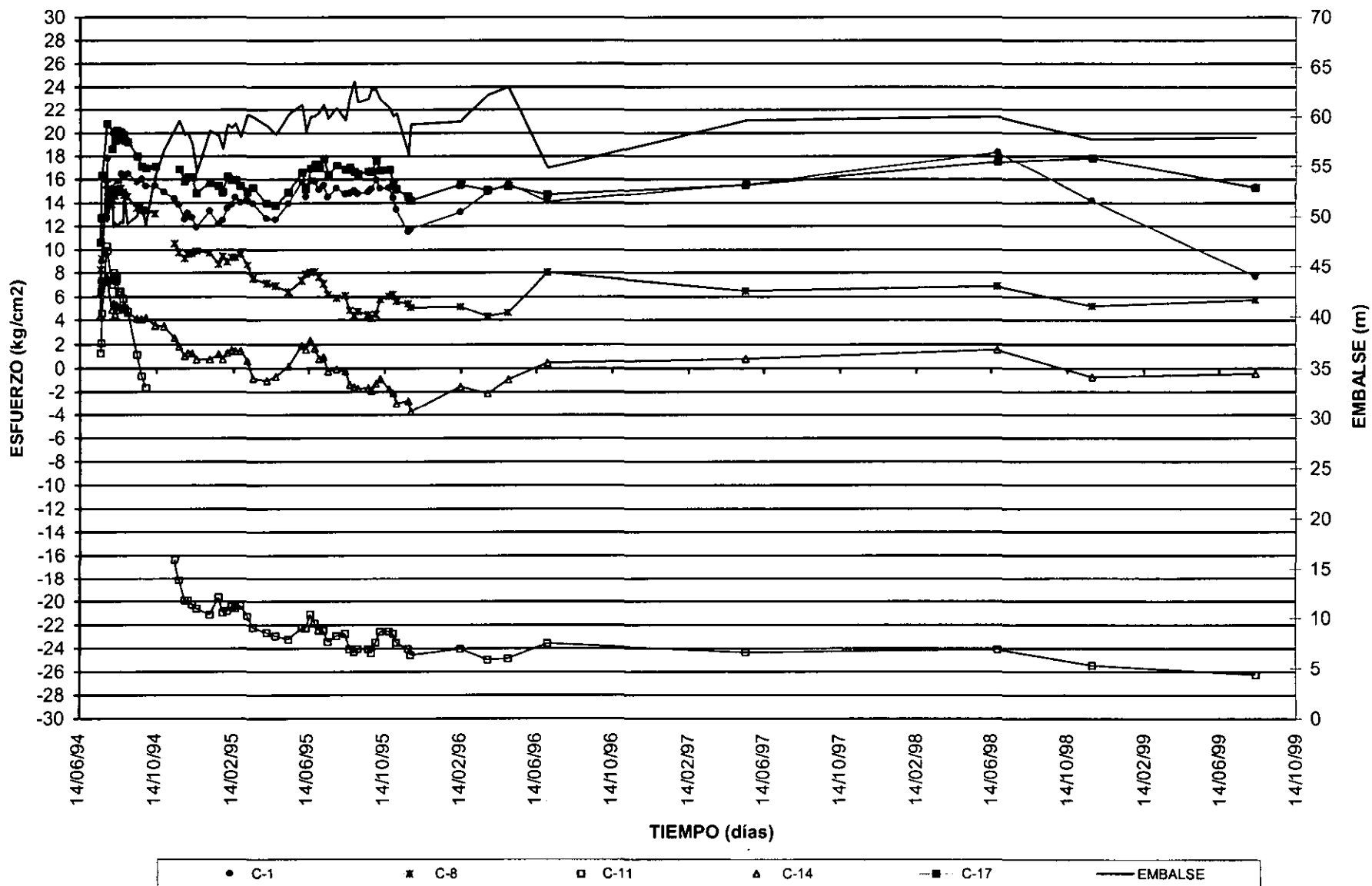


Figura 4.4

PROYECTO REGULADOR HIDROELÉCTRICO SAN RAFAEL, NAY. DEFORMÍMETROS EN EL CONCRETO, DIRECCIÓN Y

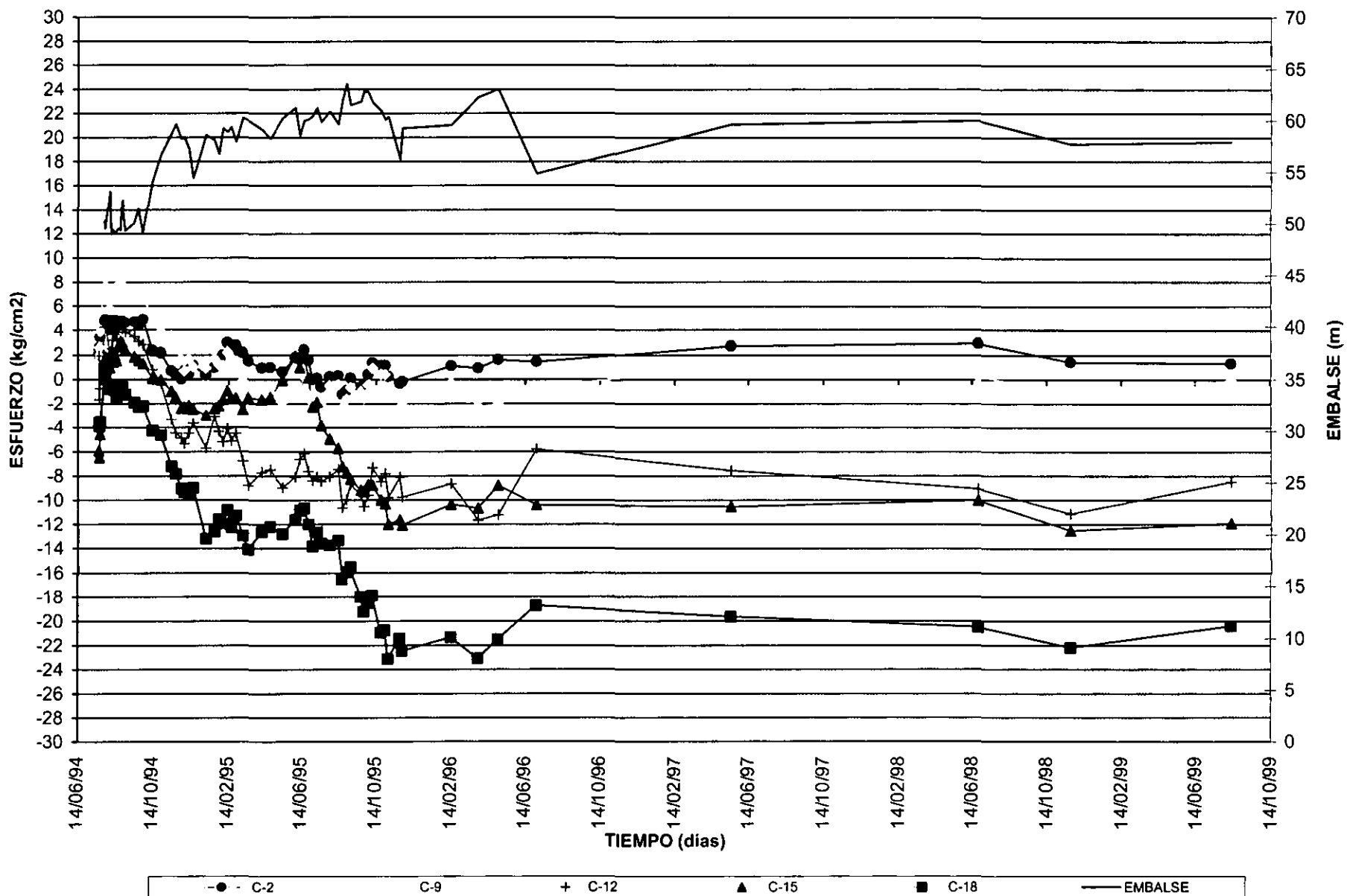


Figura 4.5

**PROYECTO REGULADOR HIDROELÉCTRICO SAN RAFAEL, NAY.
DEFORMÍMETROS EN EL CONCRETO, DIRECCIÓN Z**

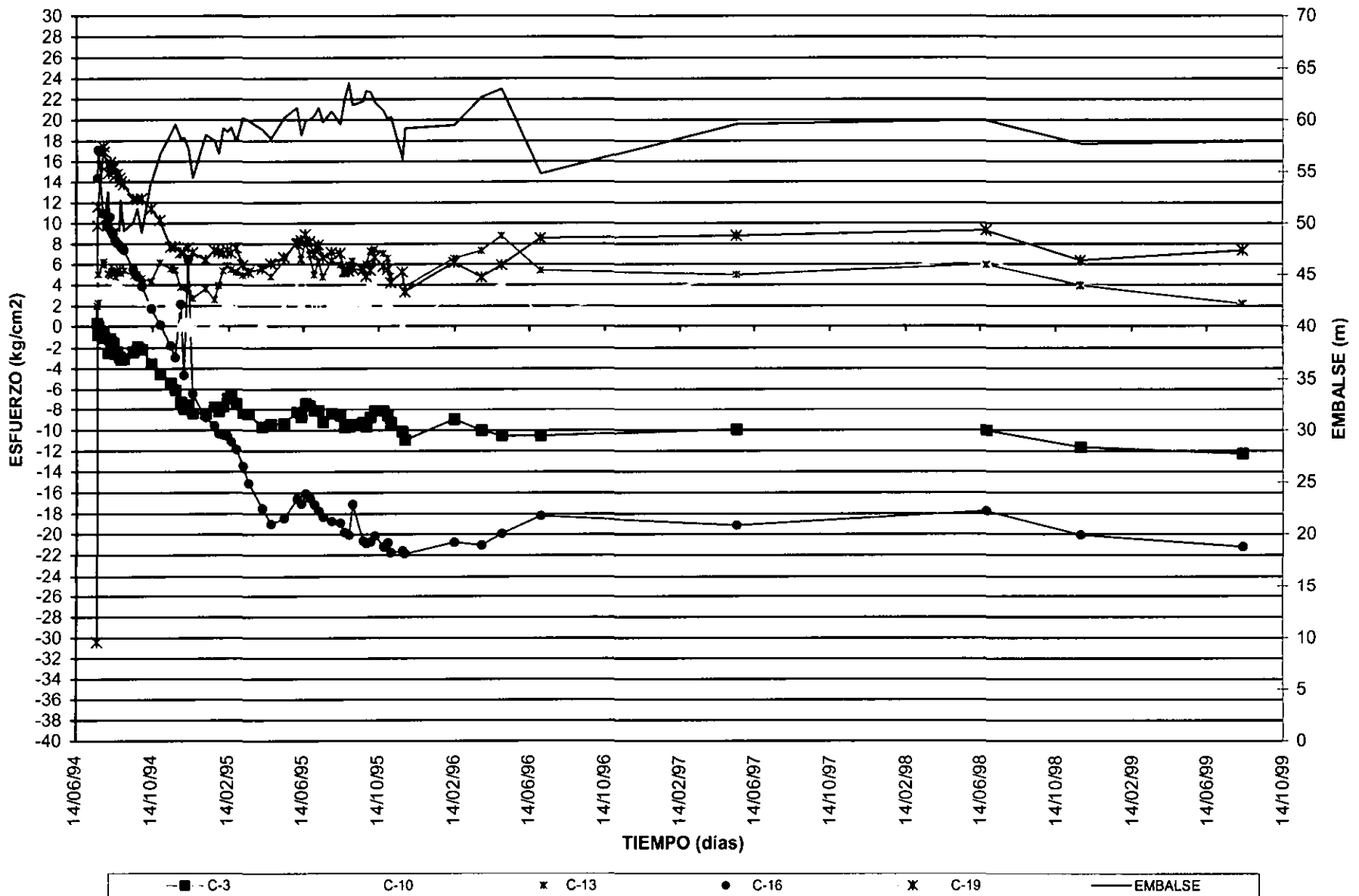
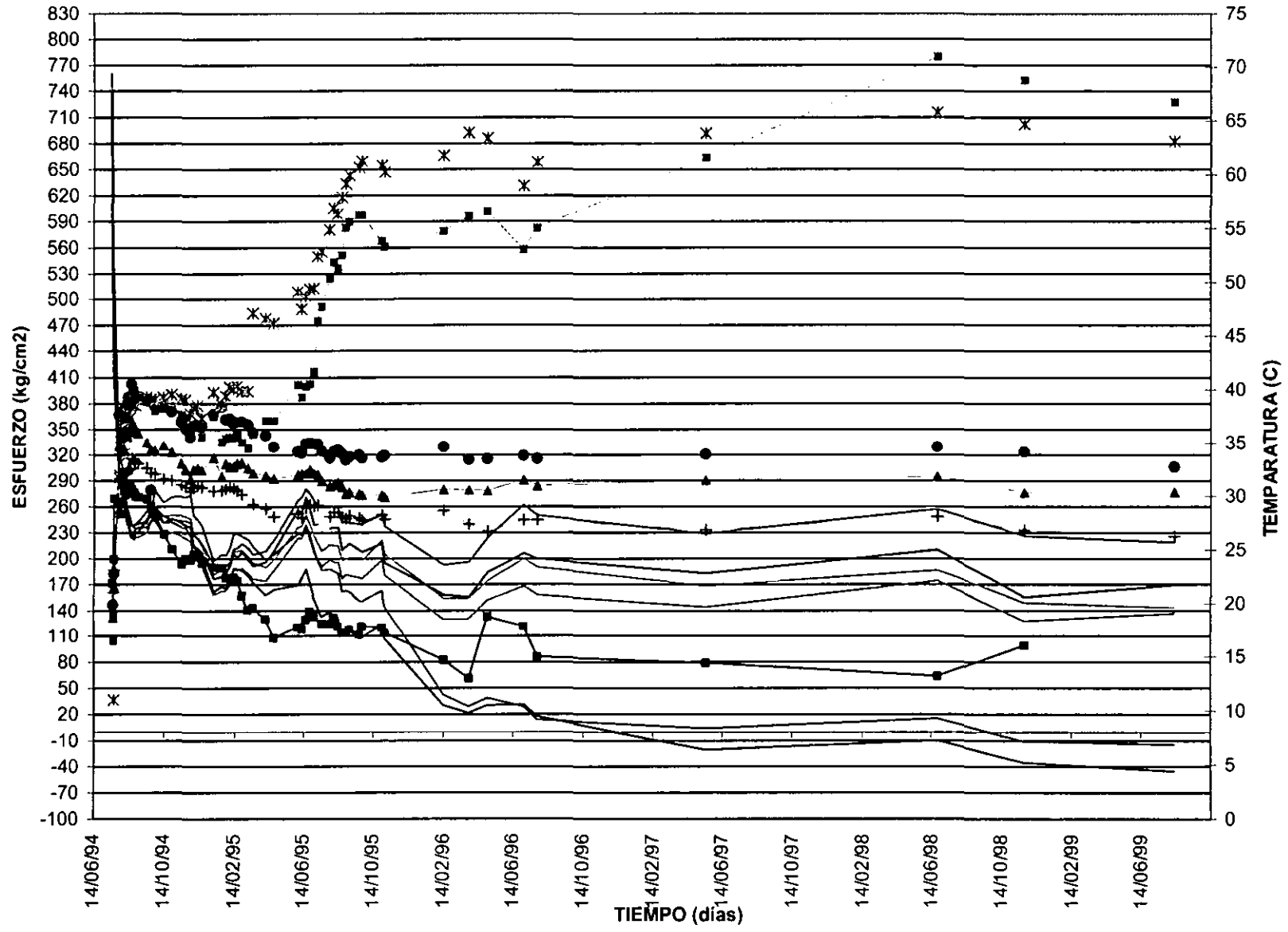


Figura 4.6

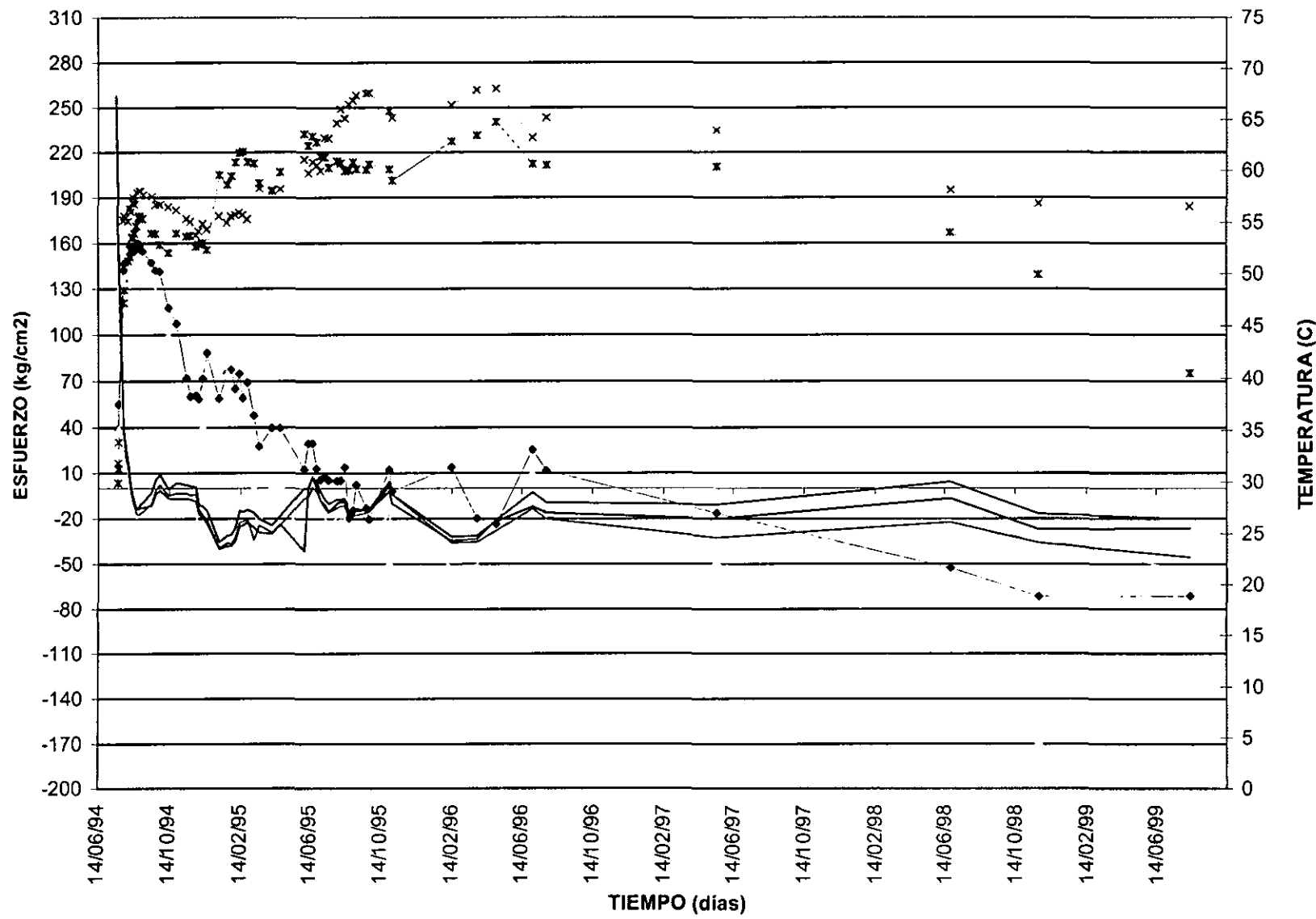
PROYECTO REGULADOR HIDROELÉCTRICO SAN RAFAEL, NAY. DEFORMÍMETROS EN EL ACERO, DIRECCIÓN X



▲ A-1 X ● A-5 X ■ A-9 X ✕ A-13 X + A-17 ■ A-21 X — Temp — Temp. A-5 — Temp. A-9 — Temp. A-13 — Temp. A-17 — Temp. A-21

Figura 4.7

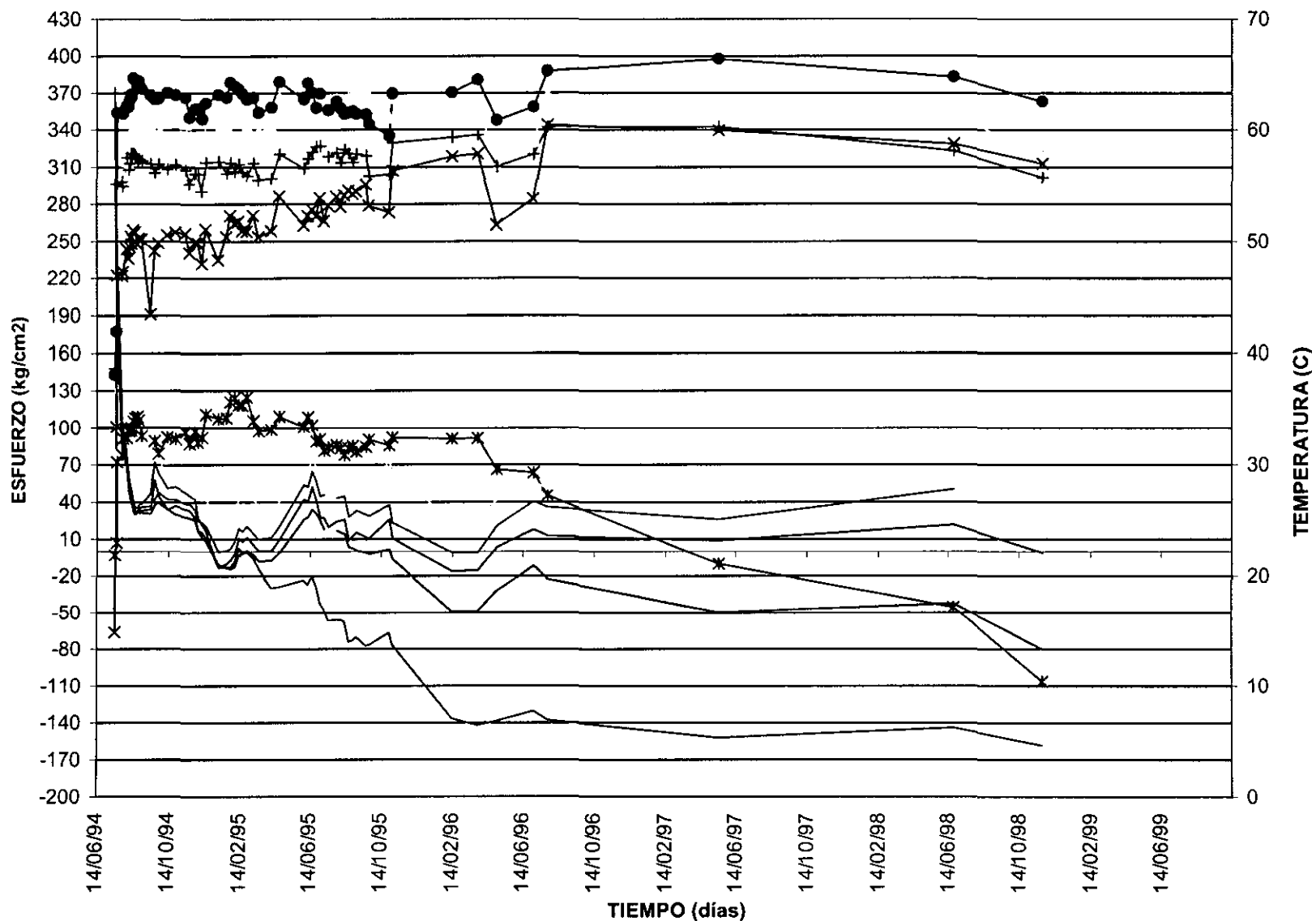
PROYECTO REGULADOR HIDROELÉCTRICO SAN RAFAEL NAY. DEFORMÍMETROS EN EL ACERO, DIRECCIÓN Y



- ● - A-2Y
A-6Y
x A-12Y
* A-14Y
— Temp.
Temp. A-6
— Temp. A-12
— Temp. A-14

Figura 4.8

PROYECTO REGULADOR HIDROELÉCTRICO SAN RAFAEL NAY. DEFORMÍMETROS EN EL ACERO, DIRECCIÓN Z



A-3Z
✕ A-7
✱ A-10Z
● A-19Z
+ A-22
Temp. A-3
Temp. A-7
Temp. A-10
A-19Z
Temp. A-22

Figura 4.9

**PROYECTO REGULADOR HIDROELÉCTRICO SAN RAFAEL, NAY.
DEFORMÍMETROS EN EL CONCRETO, DIRECCIÓN X**

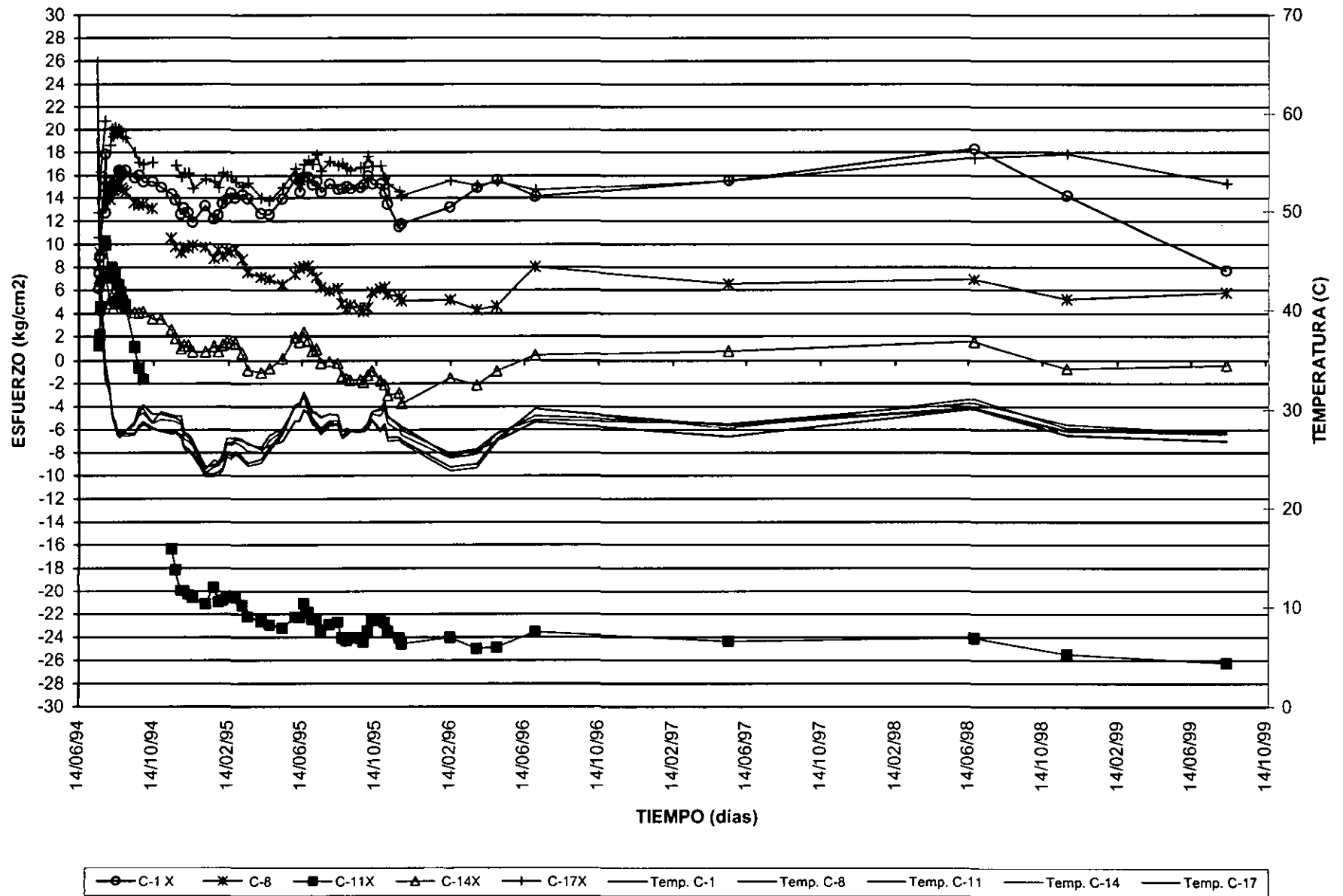


Figura 4.10

PROYECTO REGULADOR HIDROELÉCTRICO SAN RAFAEL, NAY. DEFORMÍMETROS EN EL CONCRETO, DIRECCIÓN Y

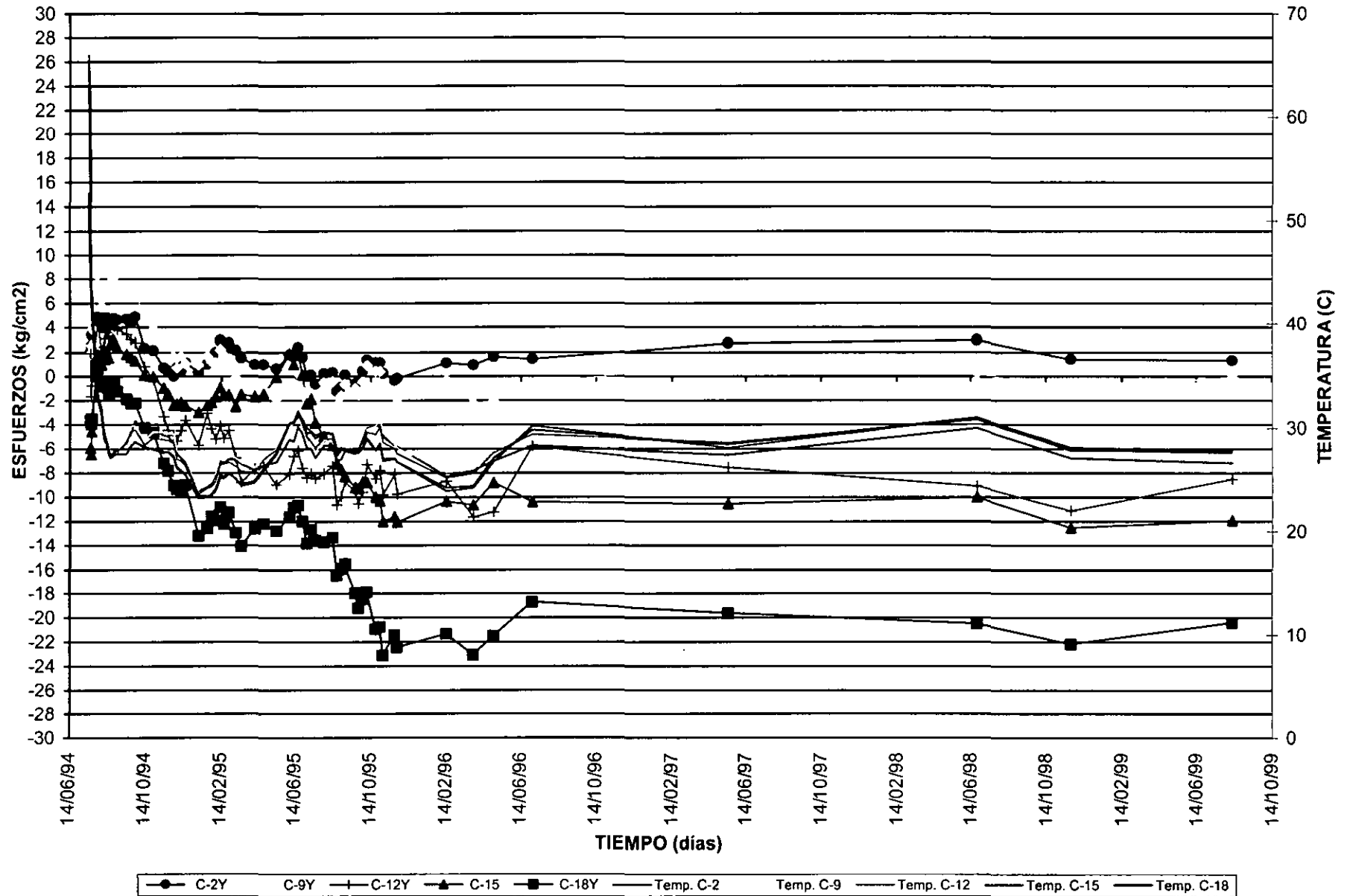


Figura 4.11

PROYECTO REGULADOR HIDROELÉCTRICO SAN RAFAEL, NAY. DEFORMÍMETROS EN EL CONCRETO, DIRECCIÓN Z

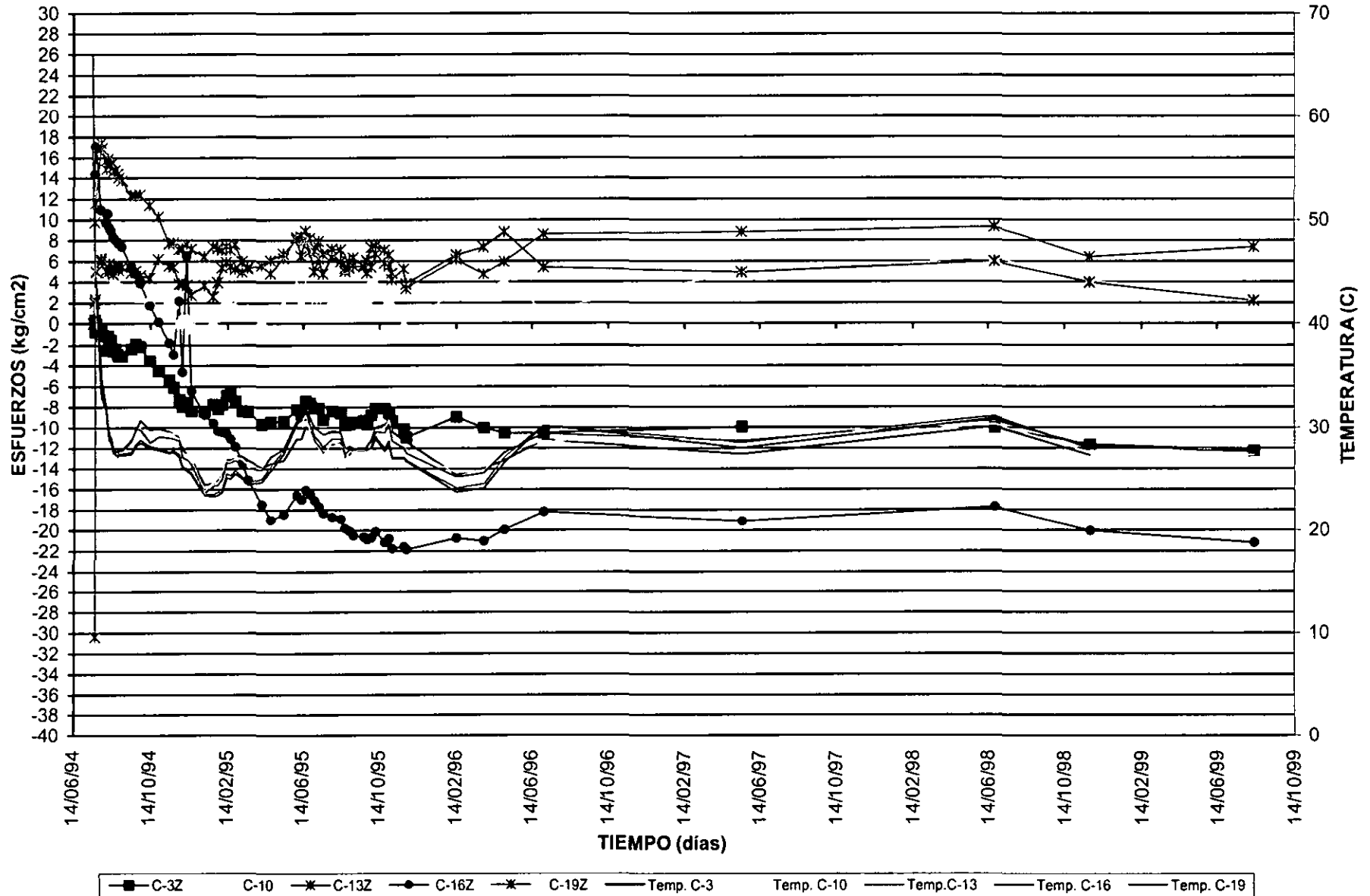


Figura 4.12

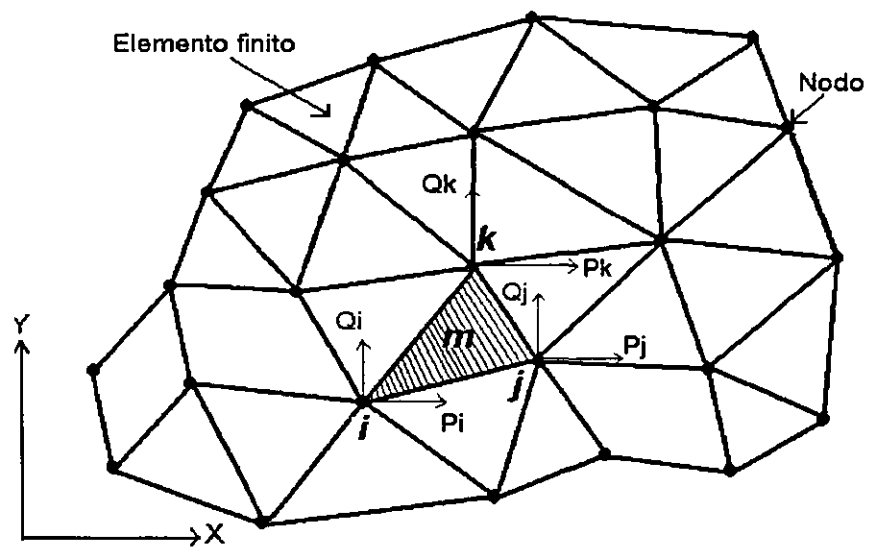


Figura 4.13 Idealización de una región mediante elementos finitos

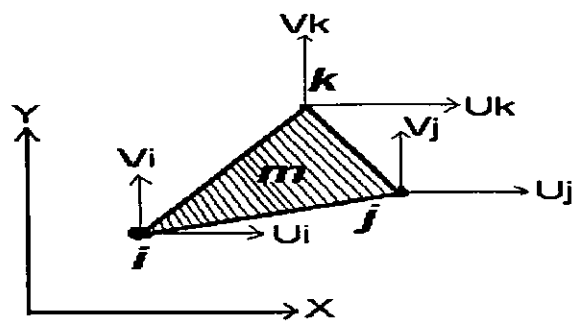
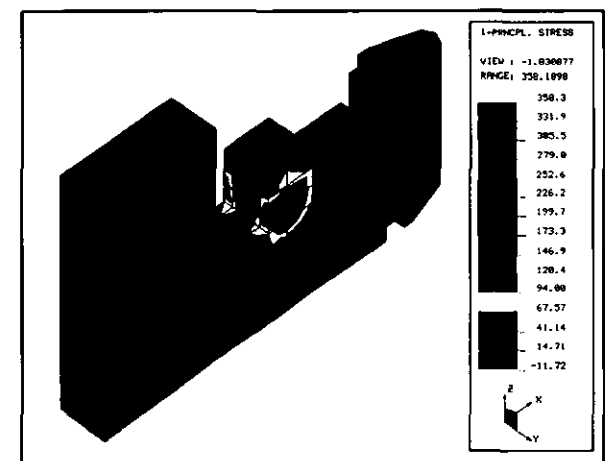
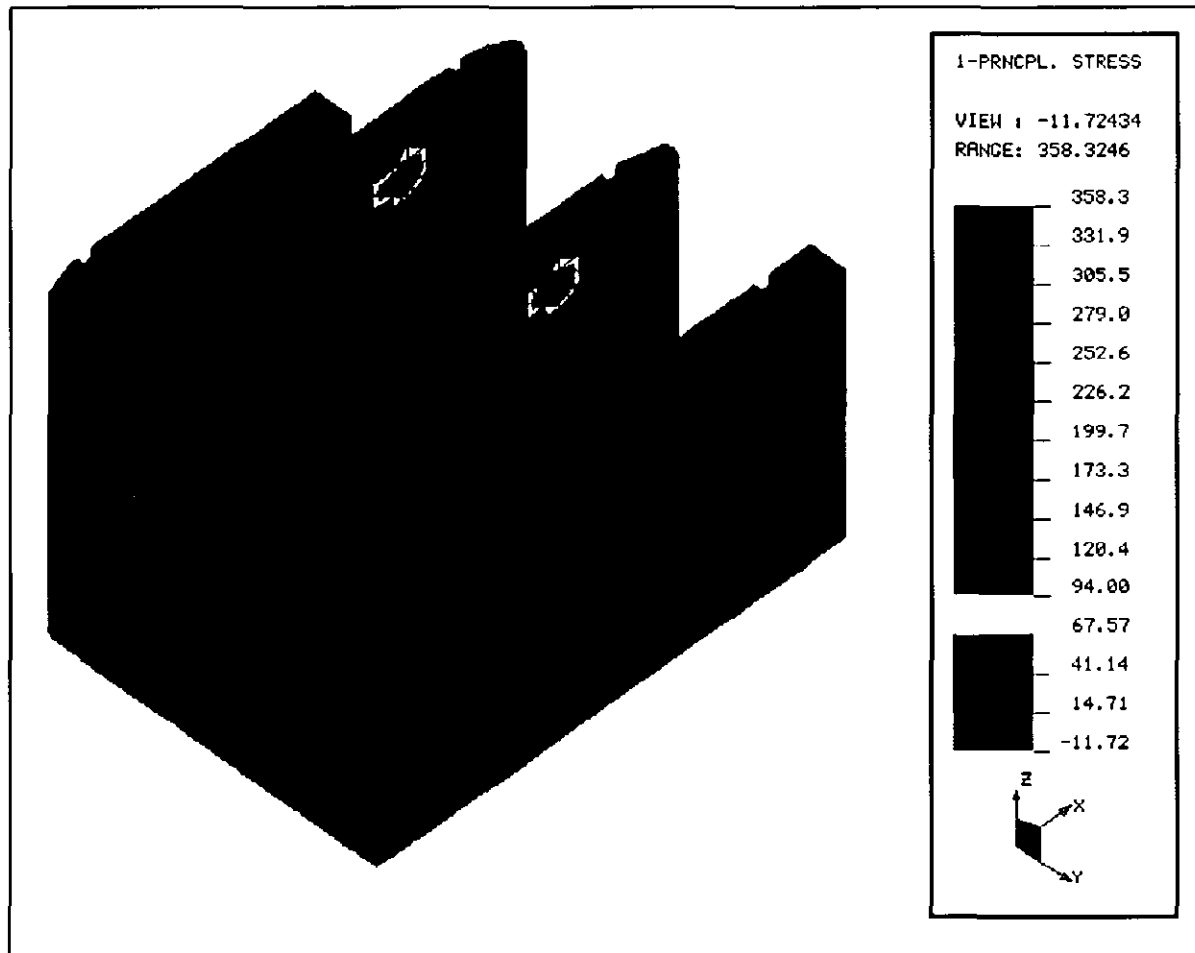
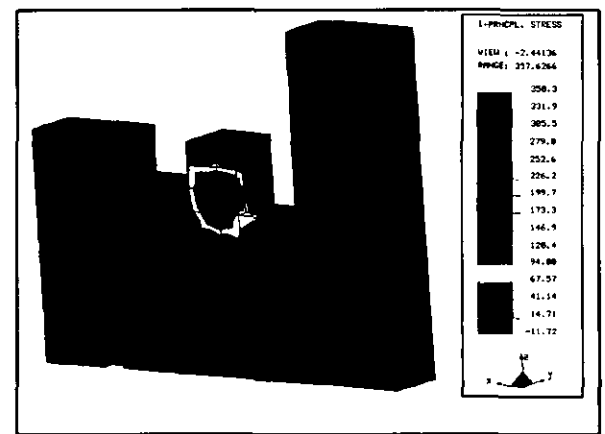


Figura 4.14 Desplazamientos en los nodos de un elemento finito (Triángulo)

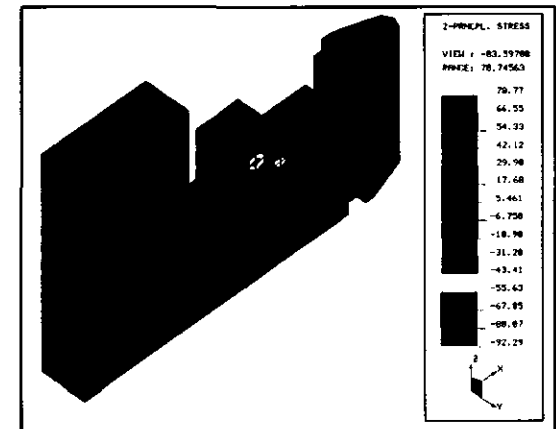
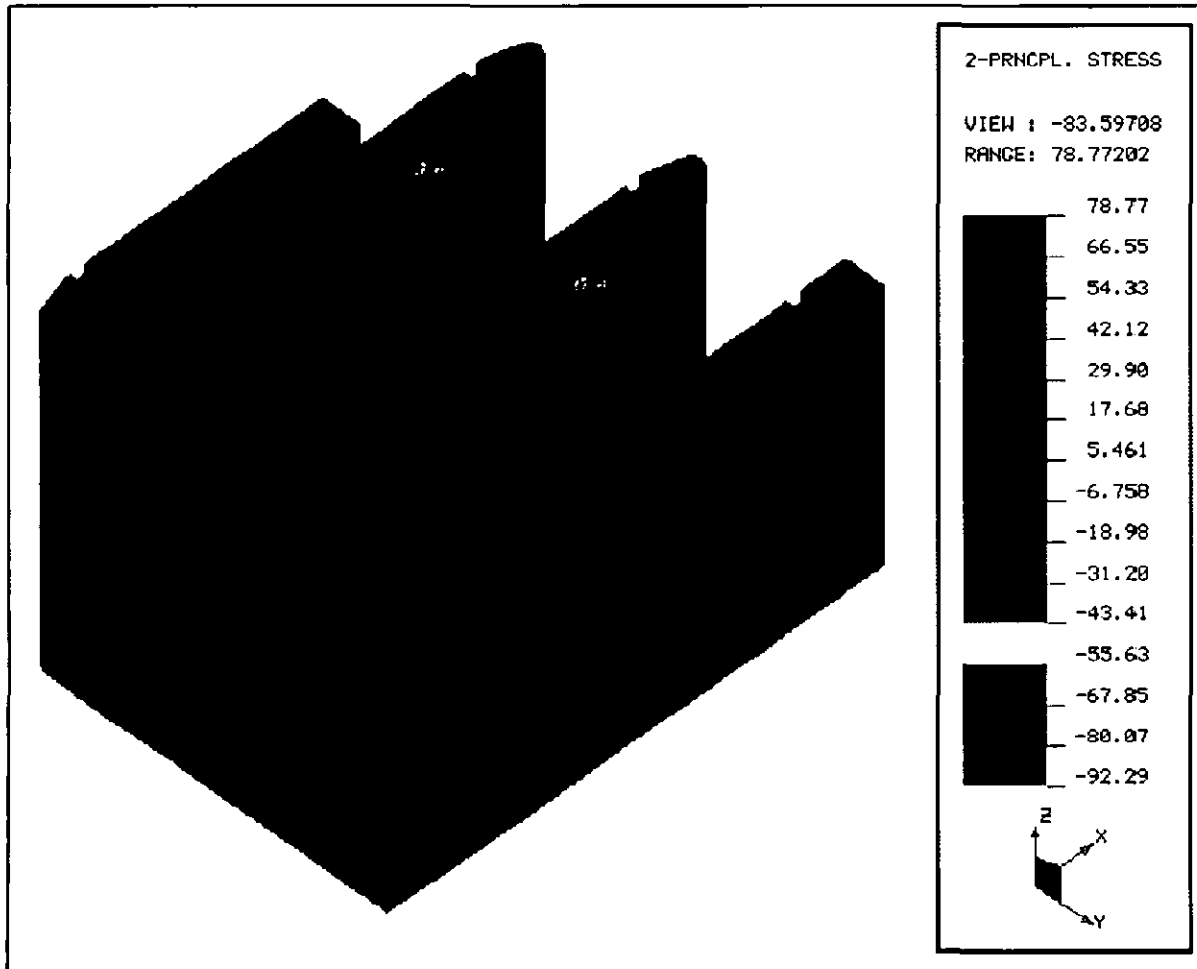


Detalle pila No.5

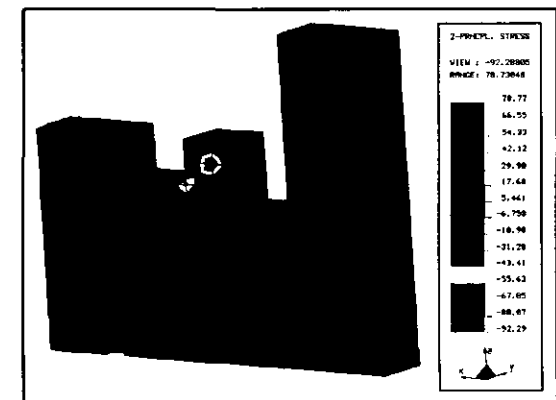


Detalle muro derecho

Figura 4.15 Distribución de los esfuerzos principales 1, con un nivel de embalse de 59,00 m

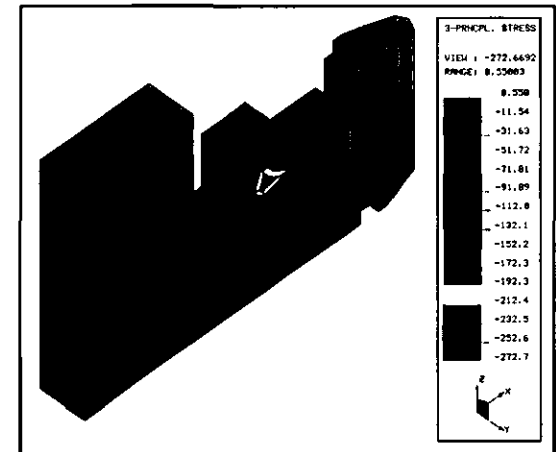
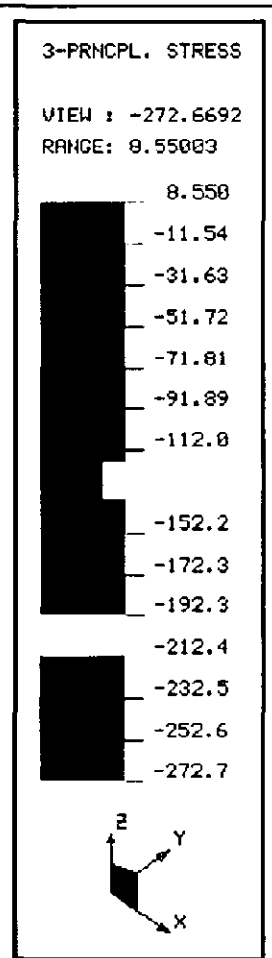
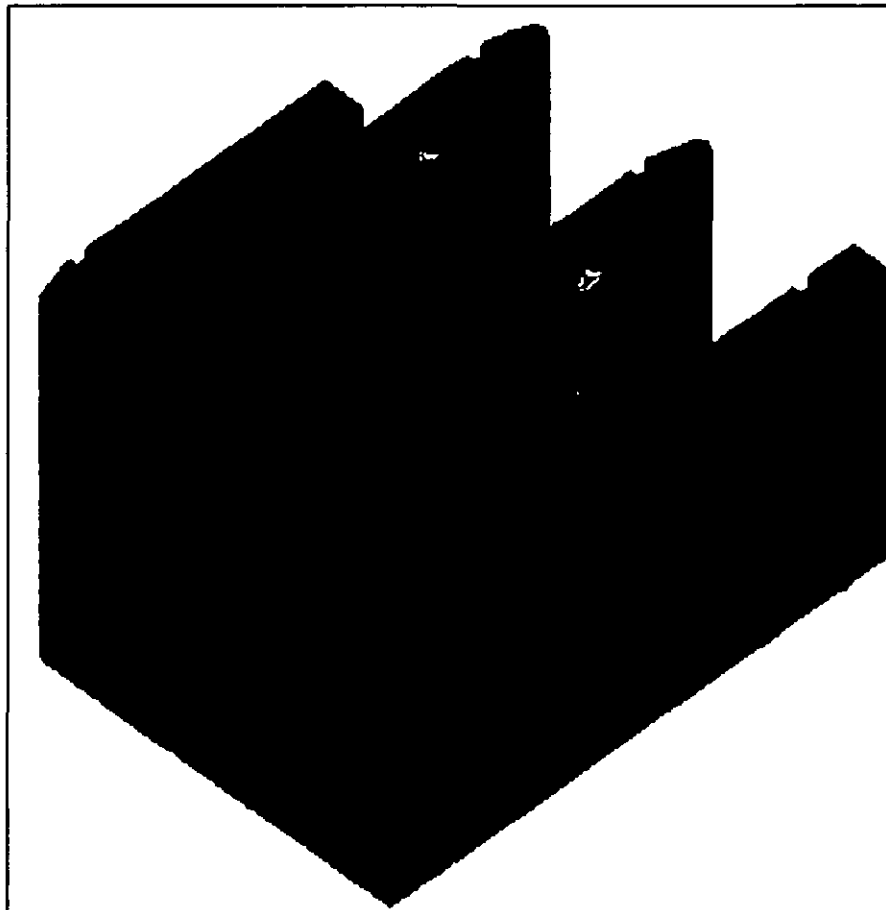


Detalle pila No.5

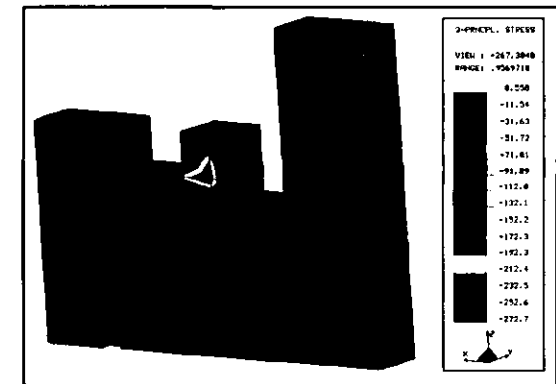


Detalle muro derecho

Figura 4.16 Distribución de los esfuerzos principales 2, con un nivel de embalse de 59,00 m

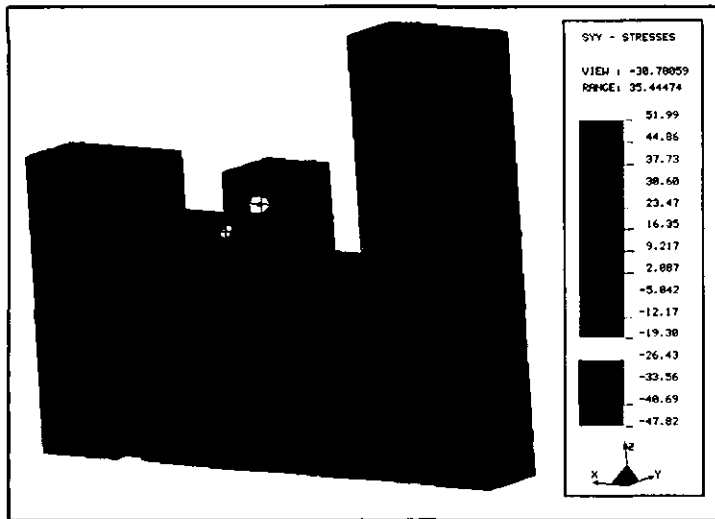


Detalle pila No.5

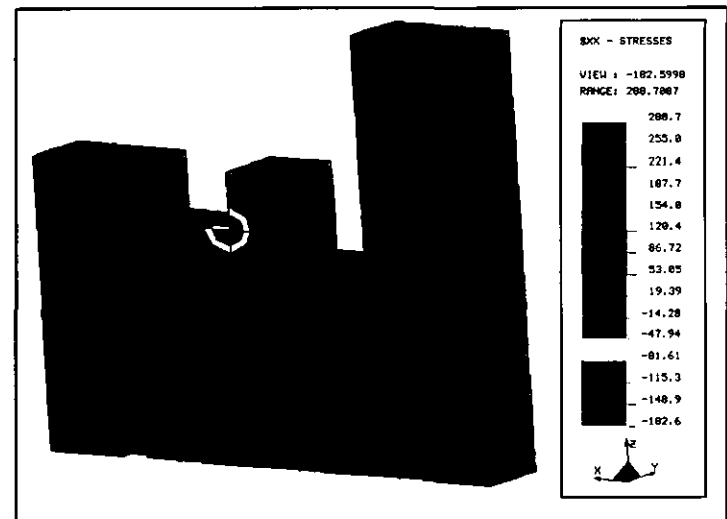


Detalle muro derecho

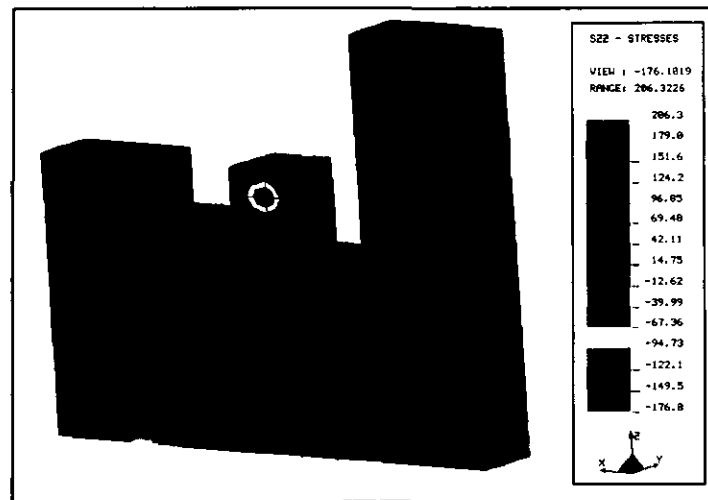
Figura 4.17 Distribución de los esfuerzos principales 3, con un nivel de embalse de 59,00 m



Esfuerzos en Y

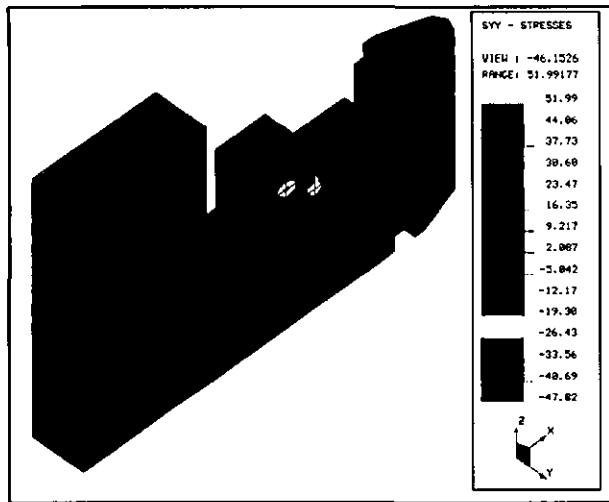


Esfuerzo en X

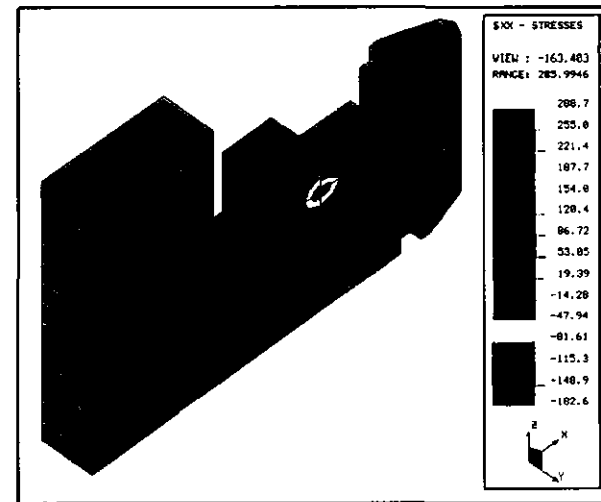


Esfuerzos en Z

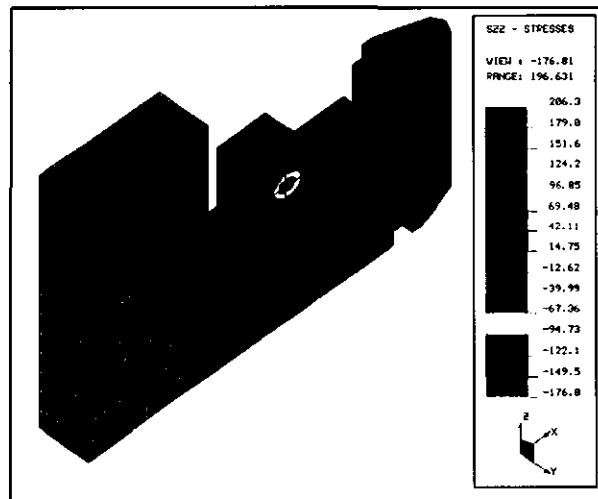
Figura 4.18 Detalle muro derecho, distribución de esfuerzos normales en X, Y y Z, con un nivel de embase de 59,00 m



Esfuerzos en Y



Esfuerzo en X



Esfuerzos en Z

Figura 4.19 Detalle pila No. 5, distribución de esfuerzos normales en X, Y y Z, con un nivel de embalse de 59,00 m

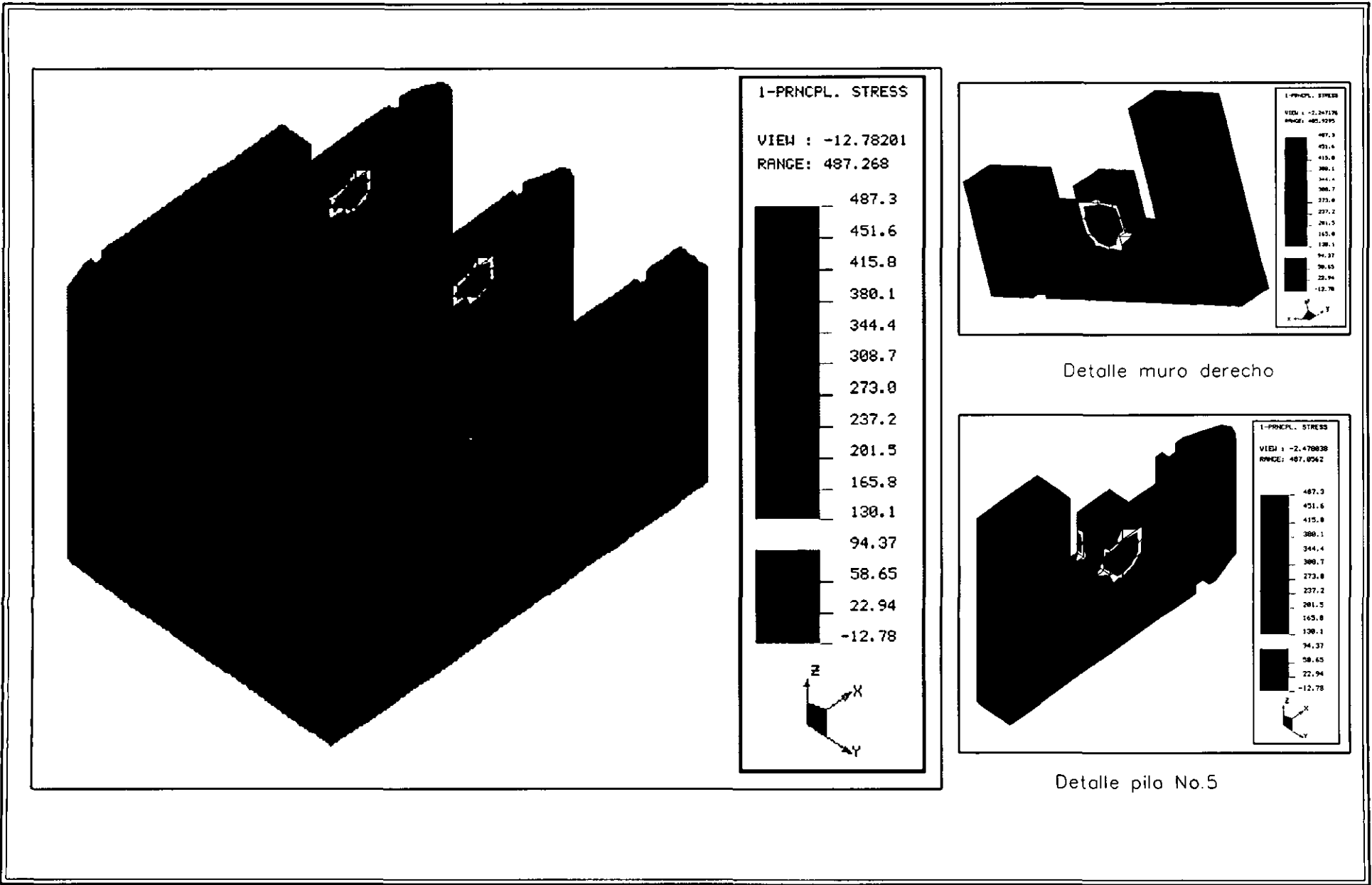


Figura 4.20 Distribución de los esfuerzos principales 1, con un nivel de embalse de 61,00 m

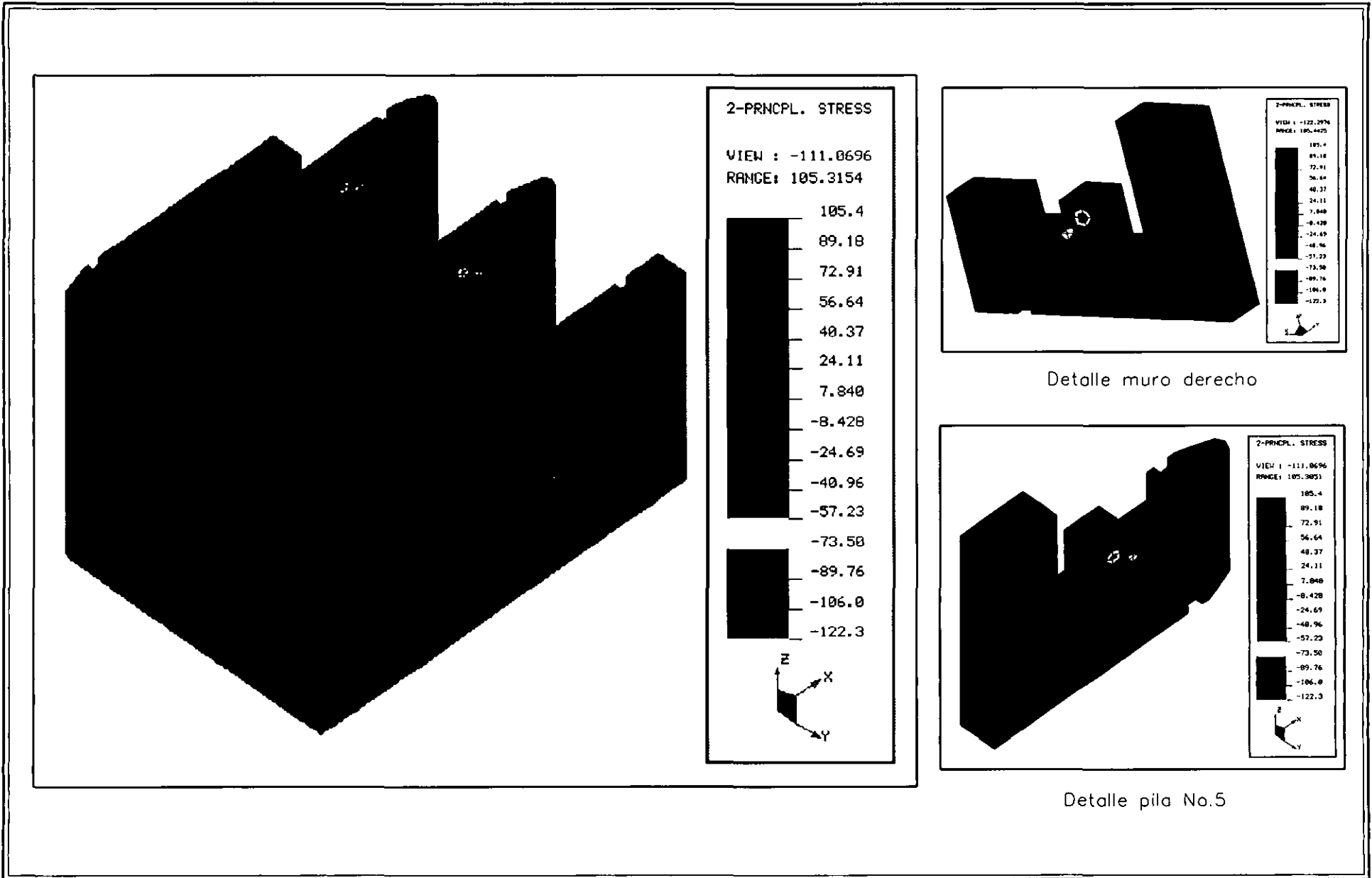


Figura 4.21 Distribución de los esfuerzos principales 2, con un nivel de embalse de 61,00 m

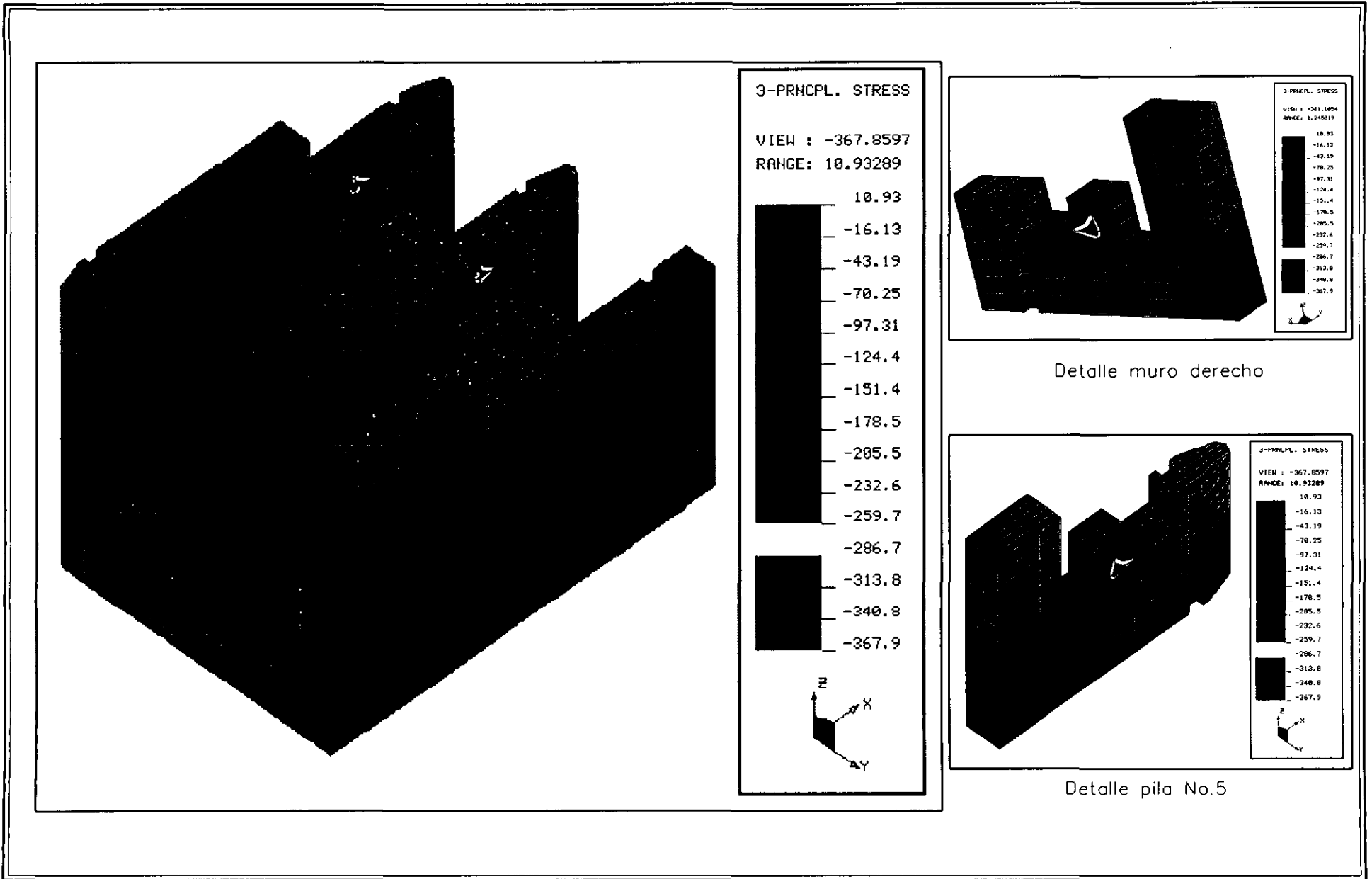
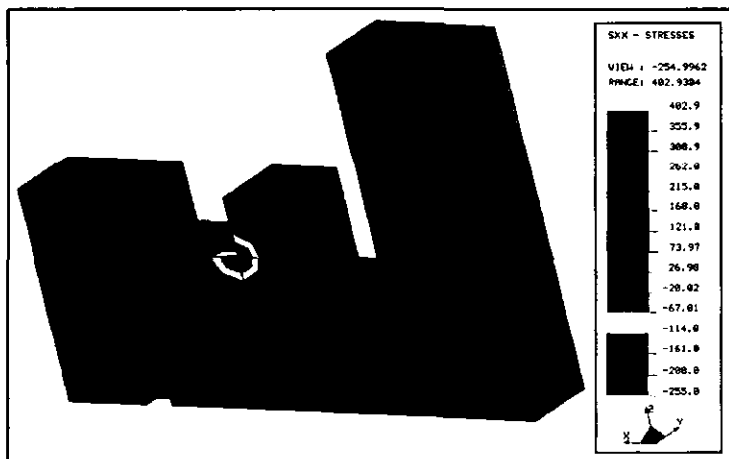
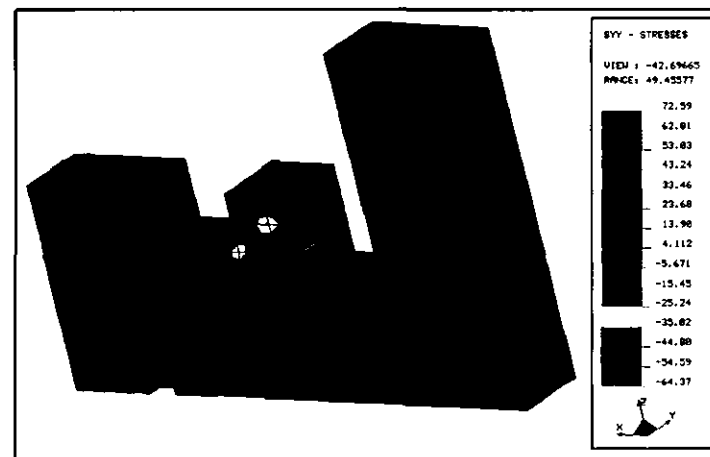


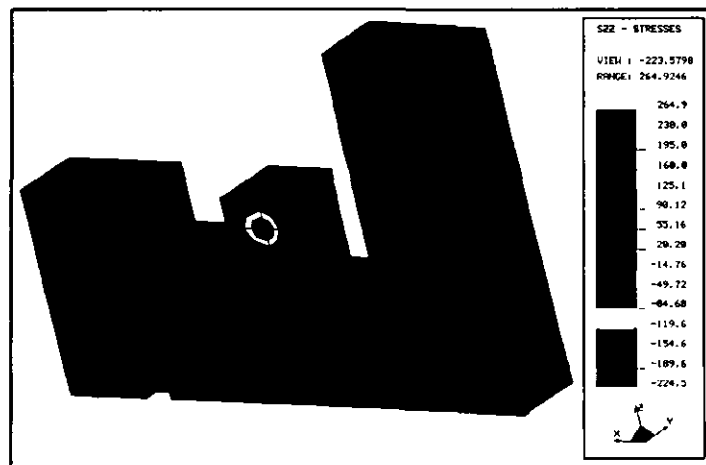
Figura 4.22 Distribución de los esfuerzos principales 3, con un nivel de embalse de 61,00 m



Dirección X

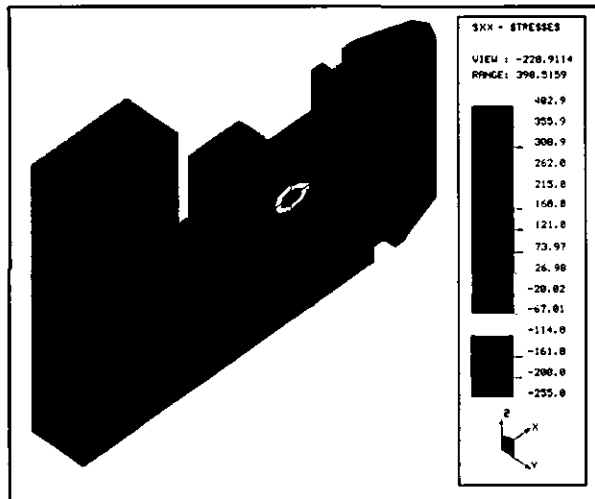


Dirección Y

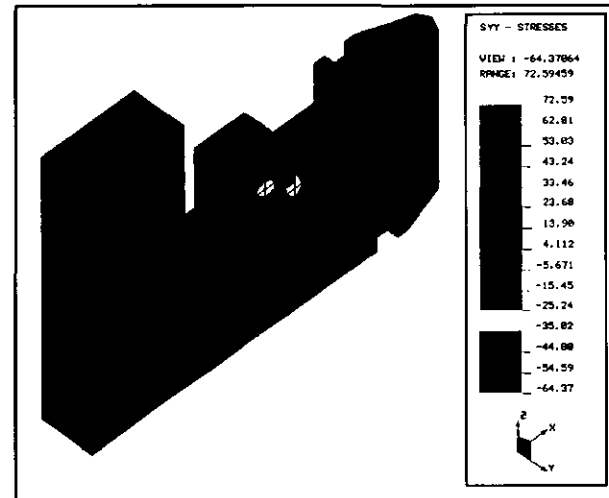


Dirección Z

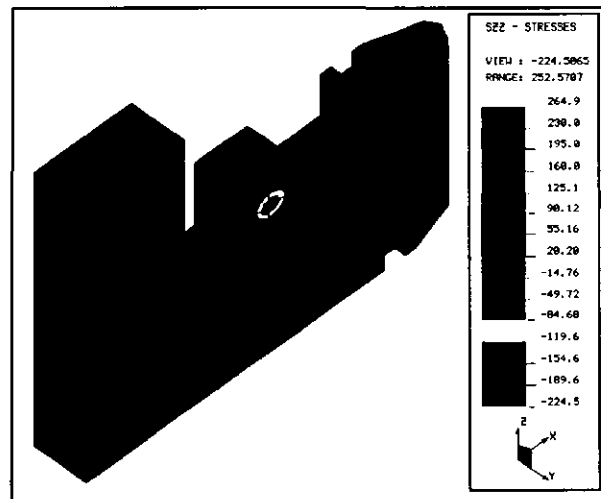
Figura 4.23 Detalle muro, distribución de esfuerzos normales en X, Y y Z, con un nivel de embalse de 61,00 m



Dirección X

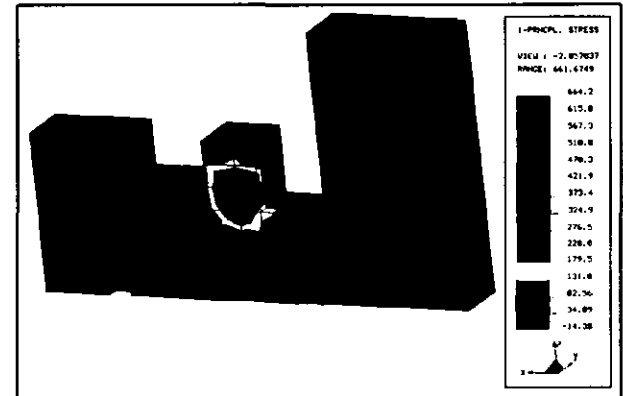
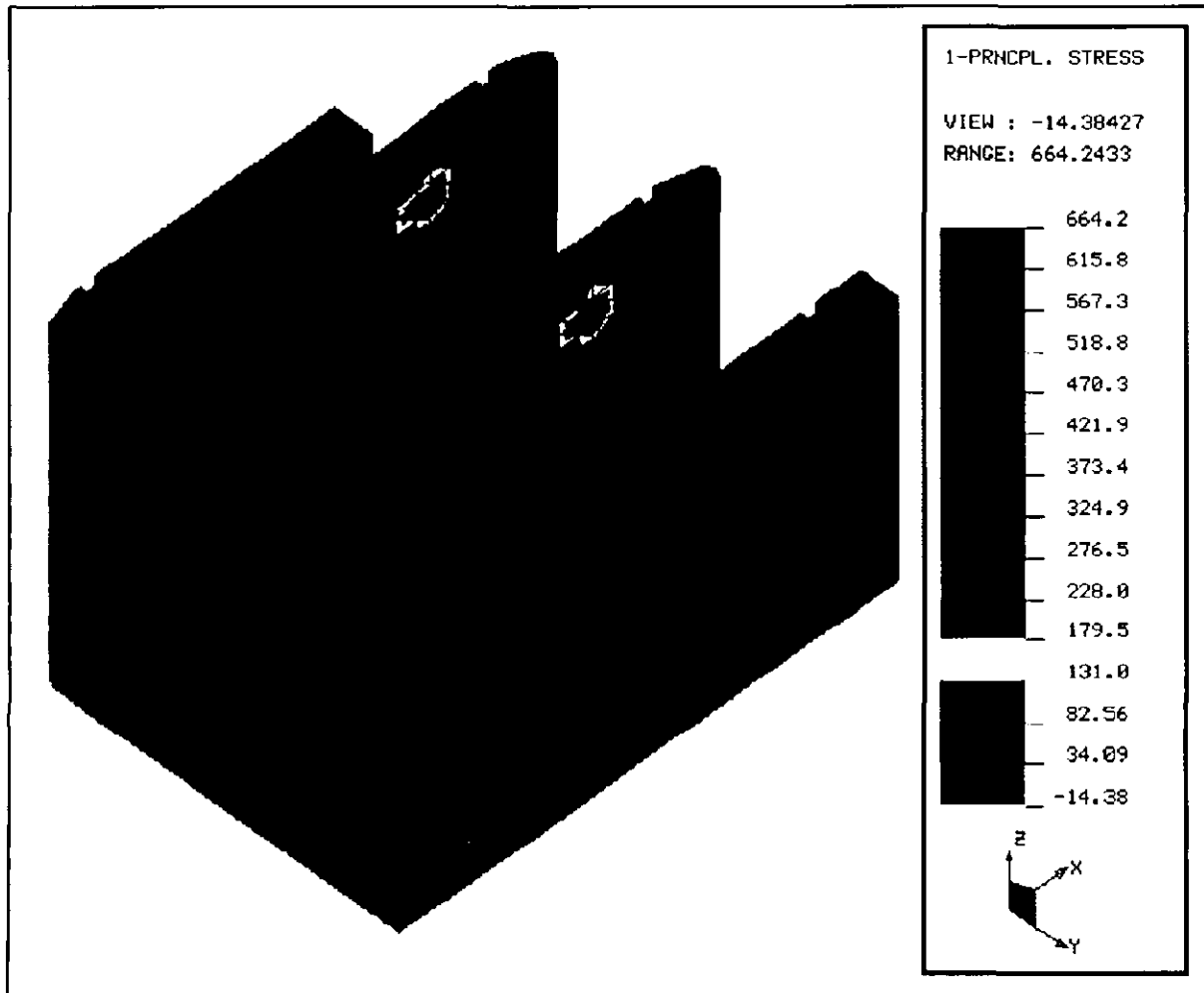


Dirección Y

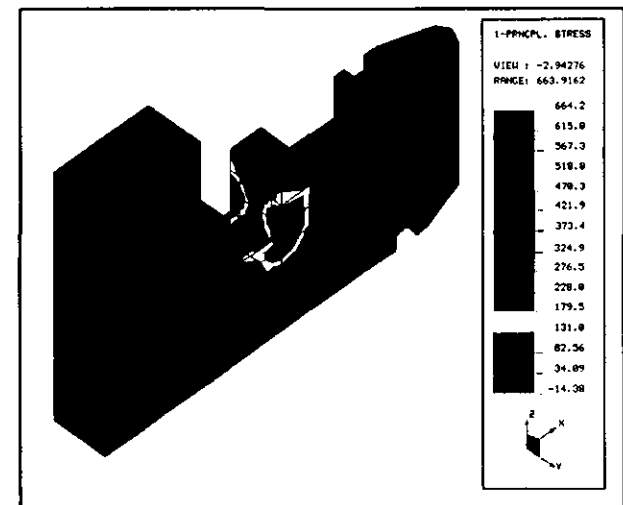


Dirección Z

Figura 4.24 Detalle pila No. 5, distribución de esfuerzos normales en X, Y y Z, con un nivel de embalse de 61,00 m

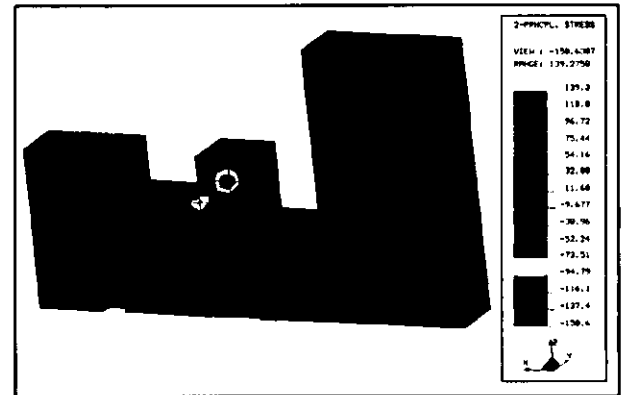
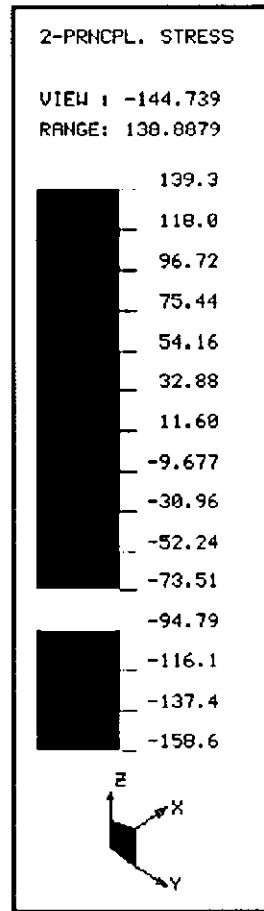
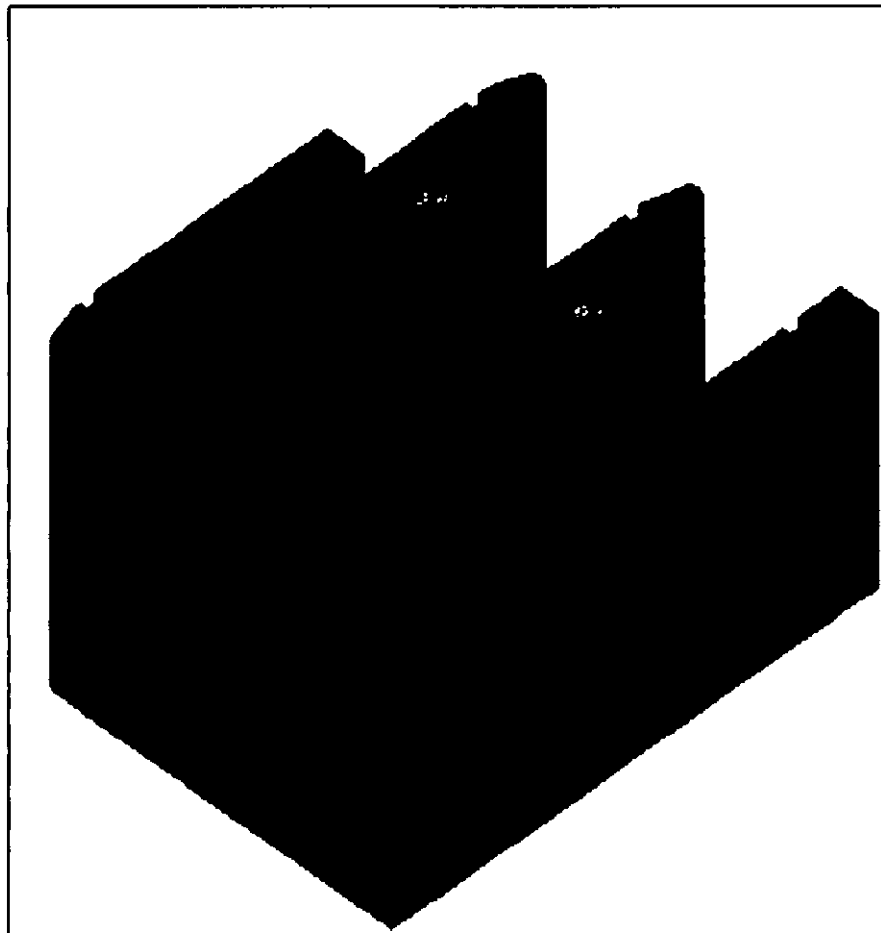


Detalle muro derecho



Detalle pila No.5

Figura 4.25 Distribución de esfuerzos principales 1, con un nivel de embalse de 63,41 m

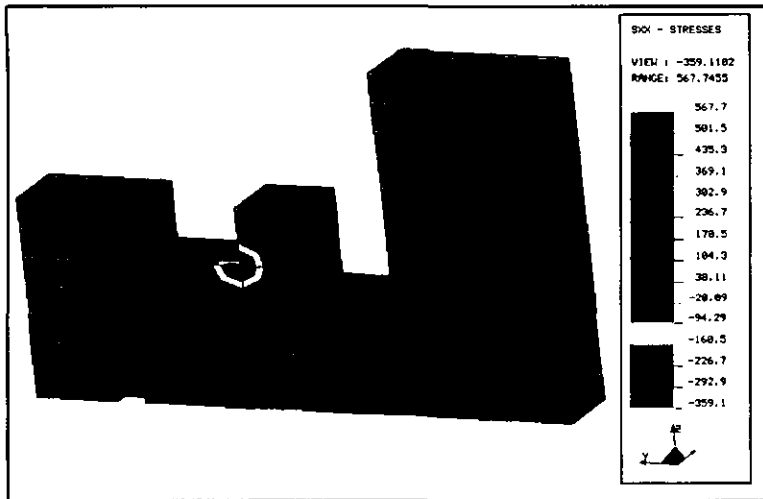


Detalle muro derecho

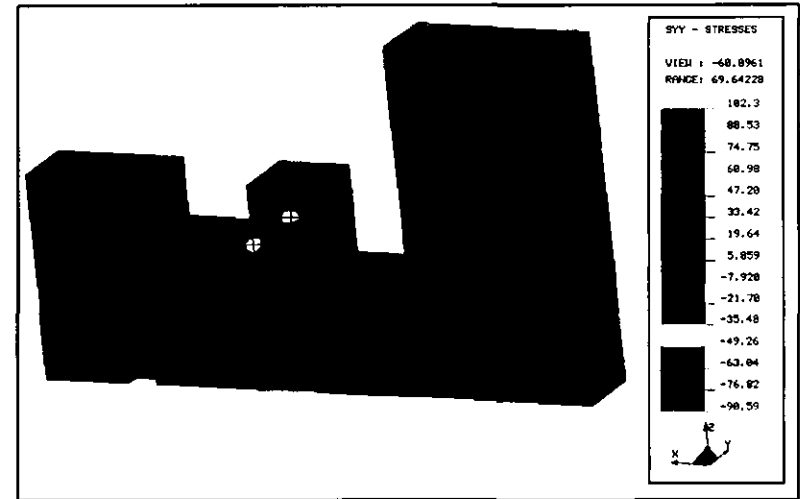


Detalle pila No.5

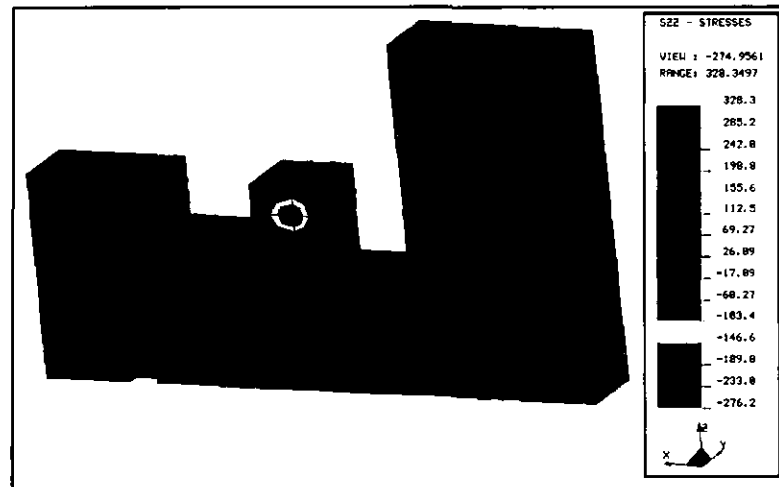
Figura 4.26 Distribución de esfuerzos principales 2, con un nivel de embalse de 63,41 m



Dirección X



Dirección Y

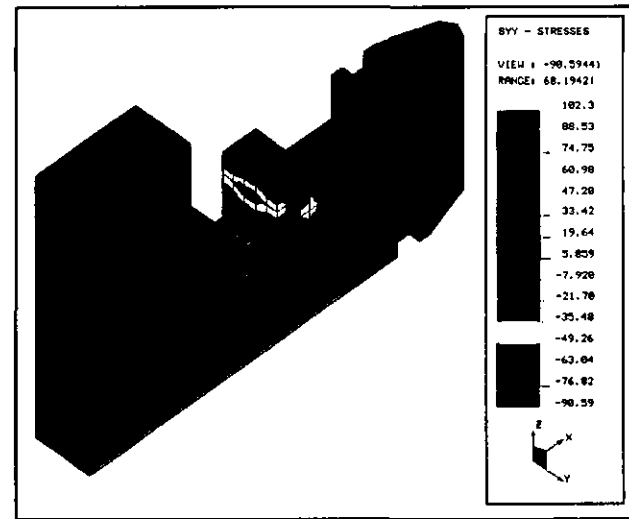


Dirección Z

Figura 4.28 Detalle muro, distribución de esfuerzos normales en X, Y y Z, con un nivel de embalse de 63,41 m



Dirección X

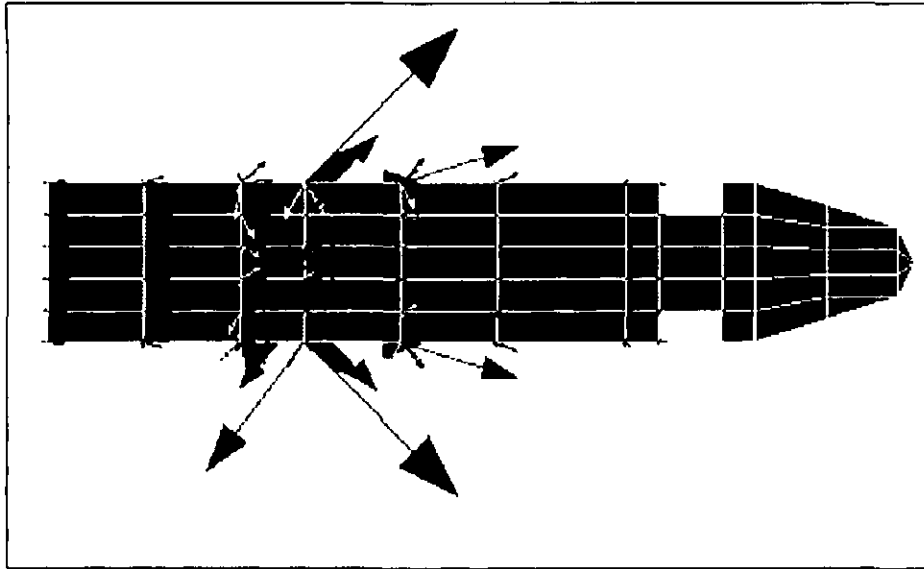


Dirección Y

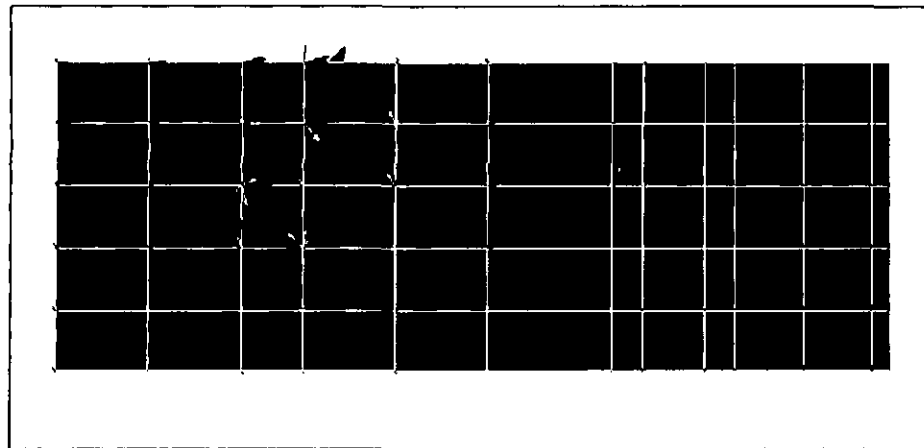


Dirección Z

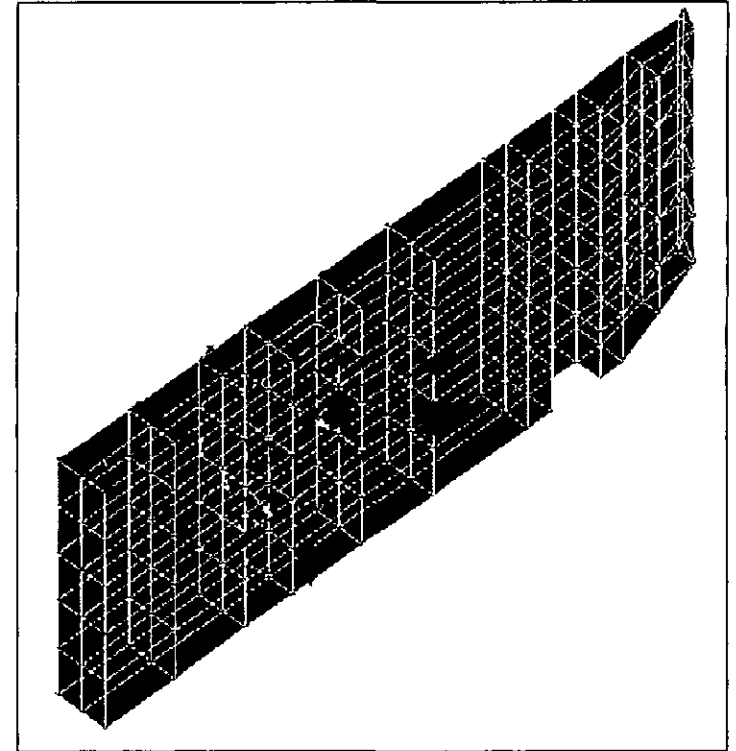
Figura 4. 29 Detalle pila No. 5, distribución de esfuerzos normales en X, Y y Z, con un nivel de embalse de 63,41 m



Detalle planta, pila No. 5



Detalle vista lateral, pila No. 5



Detalle isometrico, pila No.5

- Esfuerzos principales de tensión
- Esfuerzos principales de compresión

Figura 4.30 Direcciones de los esfuerzos principales, detalle pila No. 5, con un nivel de embalse de 63.43

**PROYECTO REGULADOR HIDROELÉCTRICO SAN RAFAEL, NAY.
 RESULTADOS DE LA INSTRUMENTACIÓN Y EL MODELO
 DEFORMÍMETROS EN EL ACERO, DIRECCIÓN X**

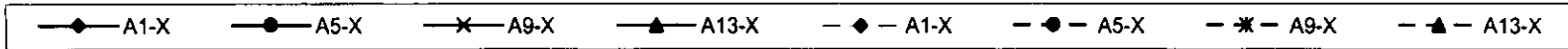
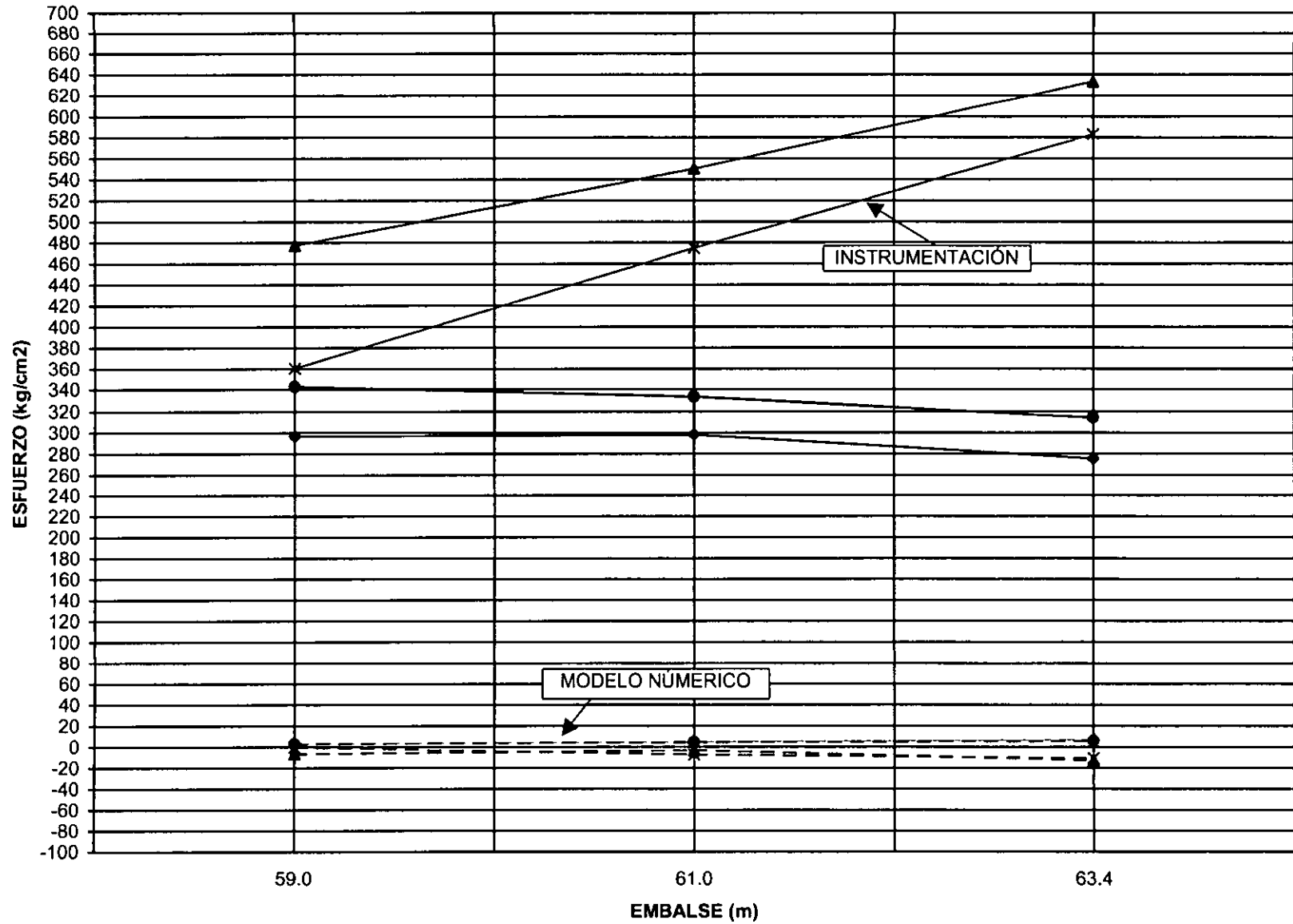


Figura 4.31

**PRYECTO REGULADOR HIDROELÉCTRICO SAN RAFAEL, NAY.
 RESULTADOS DE LA INSTRUMENTACIÓN Y EL MODELO
 DEFORMÍMETROS EN EL ACERO, DIRECCIÓN Y**

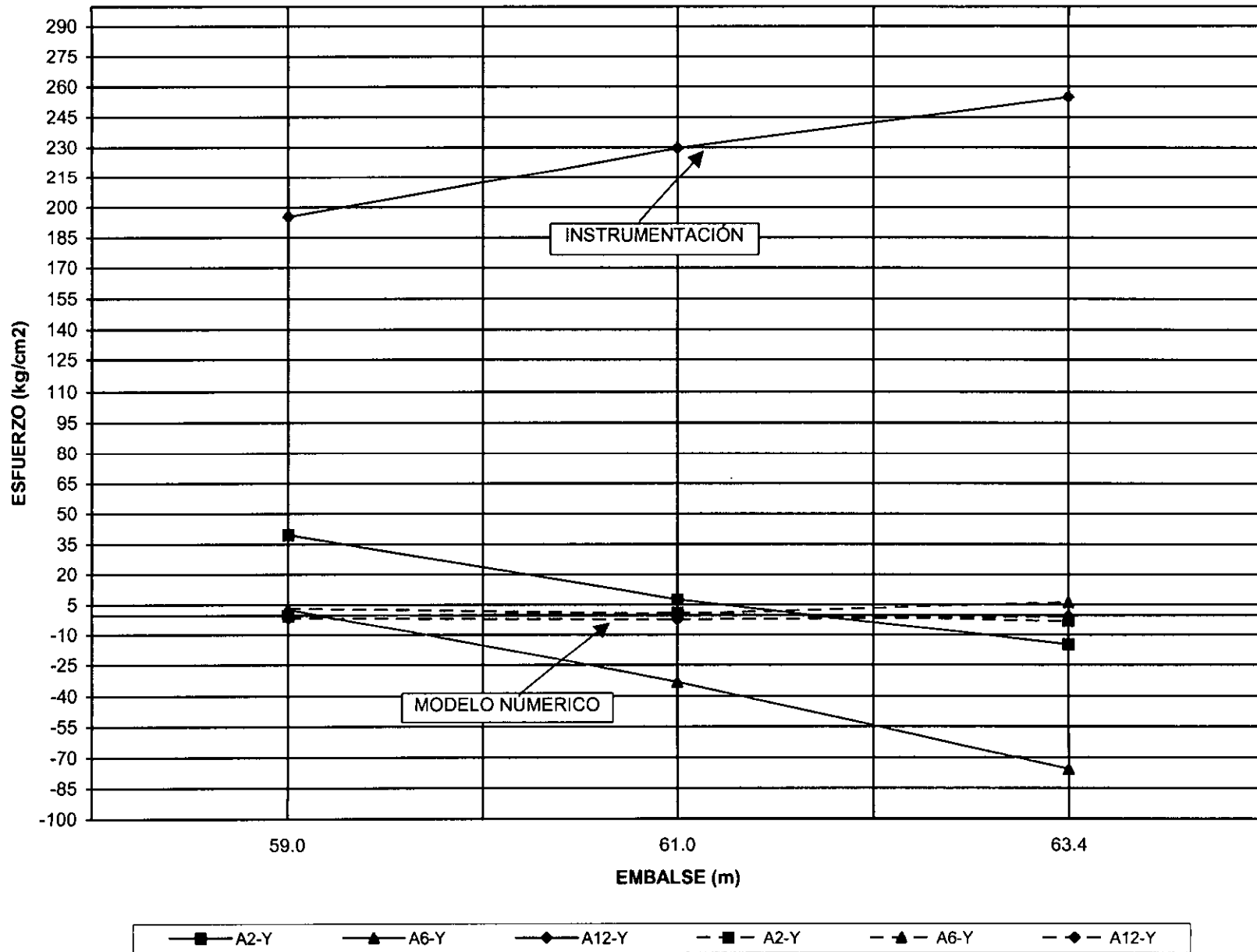


Figura 4.32

**PROYECTO REGULADOR HIDROELÉCTRICO SAN RAFAEL, NAY.
 RESULTADOS DE LA INSTRUMENTACIÓN Y EL MODELO
 DEFORMÍMETROS EN EL ACERO, DIRECCIÓN Z**

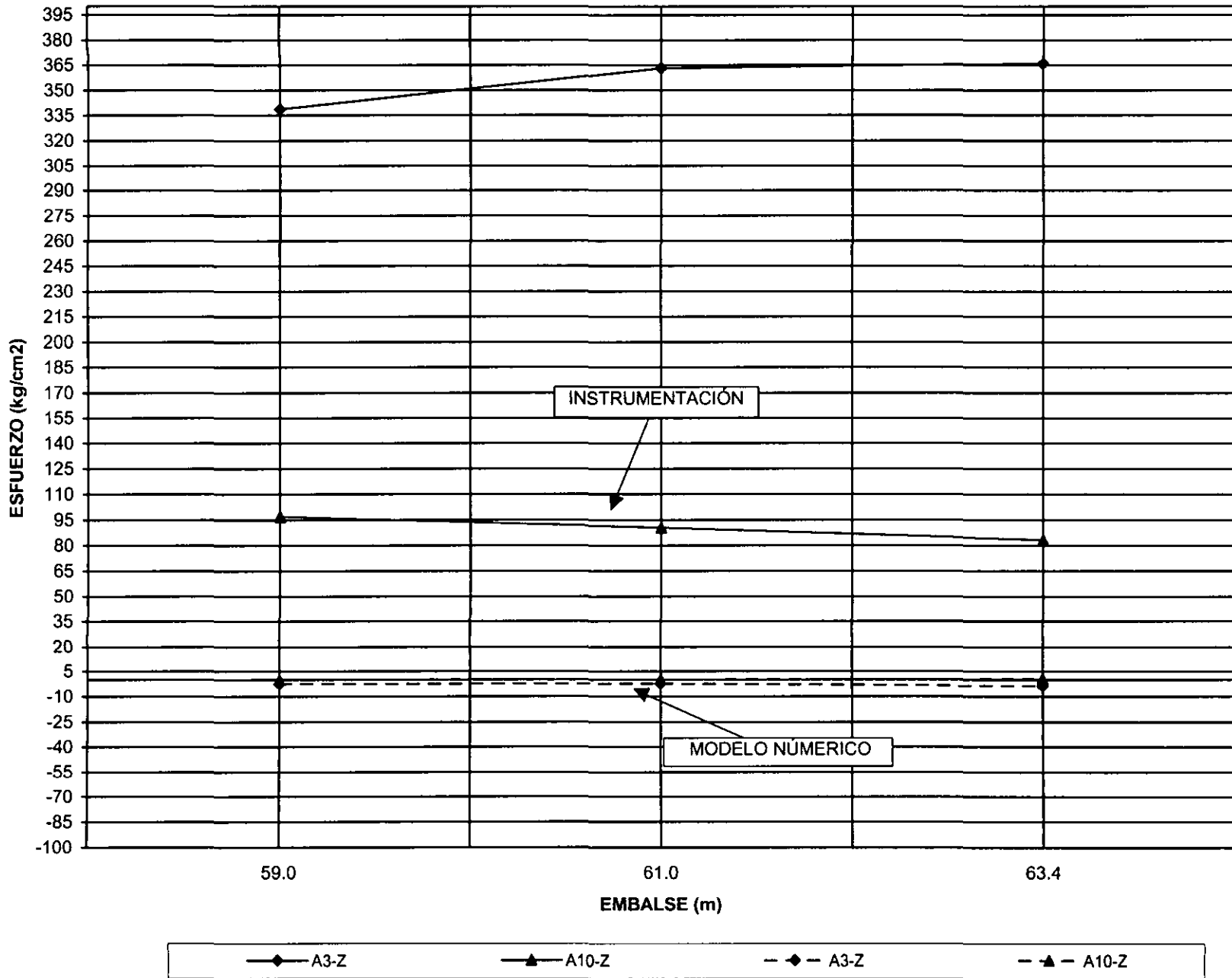


Figura 4.33

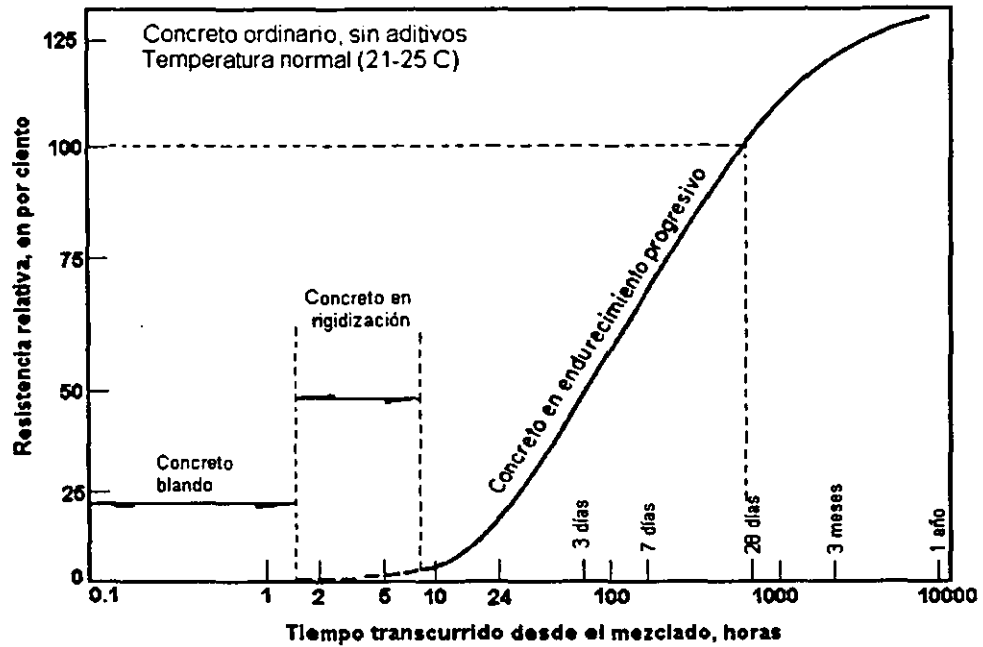


Figura A.1 Forma usual del avance de la rigidez y endurecimiento del concreto, a temperatura normal (ref. 9, Sección 2).

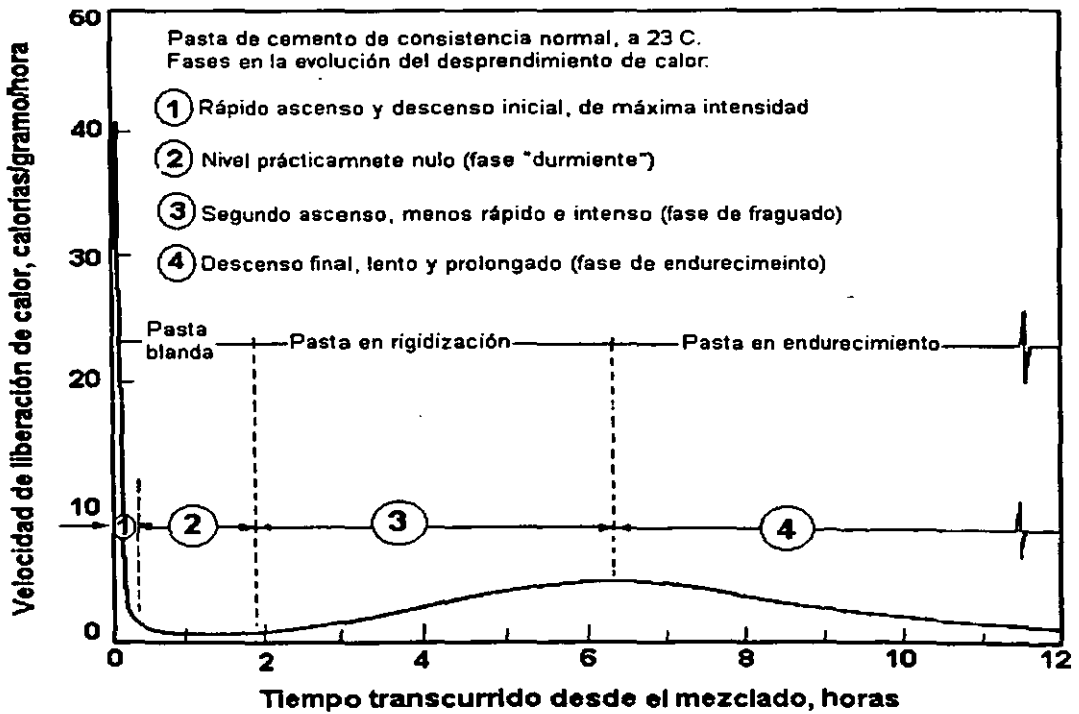


Figura A.2 Forma como evoluciona normalmente el desprendimiento de calor de la pasta de cemento, en las primeras 12 horas después del mezclado (ref. 9, Sección 2).

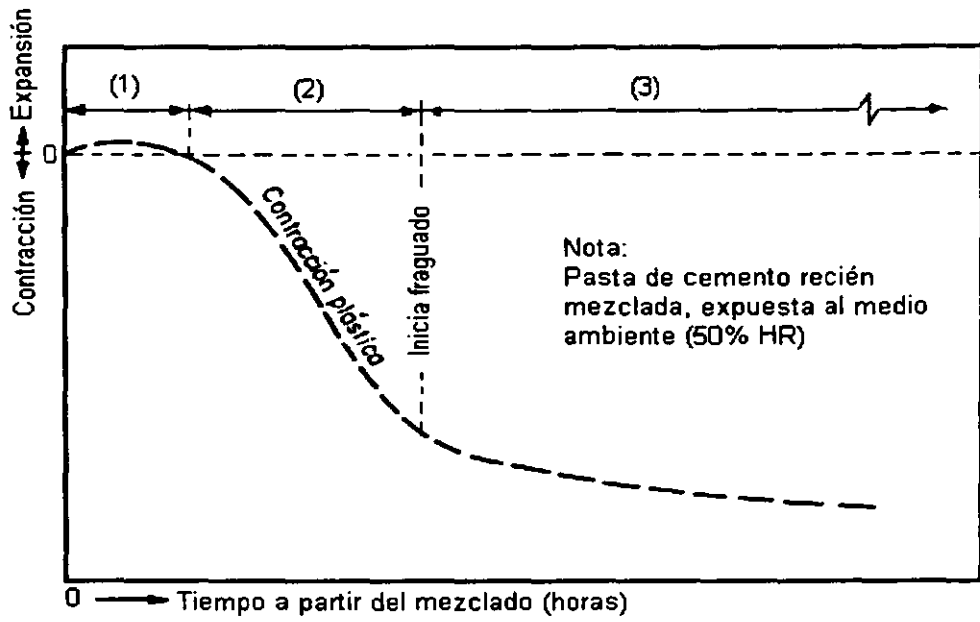


Figura A.3 Cambios volumétricos de la pasta de cemento en el lapso anterior al fraguado (ref. 9)

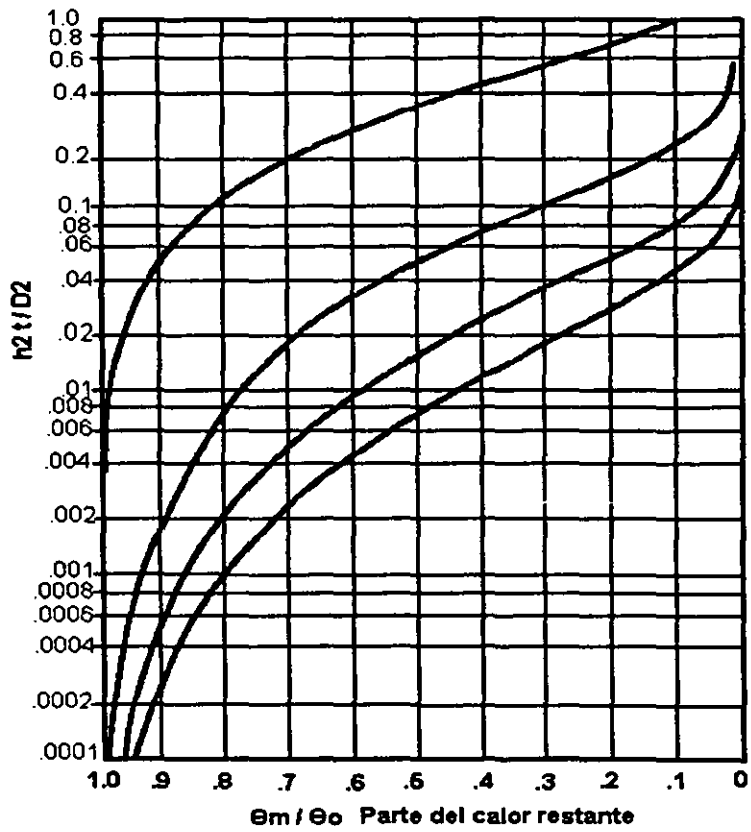


Figura A.4 Perdida de calor para cuerpos sólidos (ref. 1)