



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA TURBINAS
HIDRÁULICAS EN HIDROELÉCTRICAS MEDIANAS**

José Manuel Chávez Schaw

Asesorado por el Ing. Luis Estuardo Saravia Ramírez

Guatemala, marzo de 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA TURBINAS
HIDRÁULICAS EN HIDROELÉCTRICAS MEDIANAS**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

JOSÉ MANUEL CHÁVEZ SCHAW

ASESORADO POR EL ING. LUIS ESTUARDO SARAVIA RAMÍREZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MARZO DE 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
VOCAL V	Br. Sergio Alejandro Donis Soto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Juan Ramón Ordóñez Hernández
EXAMINADOR	Ing. Armando Fuentes Roca
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA TURBINAS HIDRÁULICAS EN HIDROELÉCTRICAS MEDIANAS

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha enero del 2013.

Jose Manuel Chavez Schaw

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por las bendiciones derramadas sobre mí a lo largo de estos años.
Mis padres	María Teresa y Erick Chávez. Su amor incondicional y apoyo durante todo este tiempo.
Mi hermano	Erick Chávez. Por todo su apoyo.
Mi sobrino	Sebastián Chávez. Por ser una fuente de alegría.
Mi novia	Annelise Klee.

AGRADECIMIENTOS A:

Ing. Luis Saravia

Por su colaboración y apoyo en mi carrera, por su amistad, consejos y asesoría en este trabajo de graduación.

Mis amigos

Por todos los momentos compartidos a lo largo de todo este tiempo.

Facultad de Ingeniería

Por permitirme culminar mis estudios con éxito y realizarme como persona.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	III
LISTA DE SÍMBOLOS	VII
GLOSARIO	XI
RESUMEN.....	XIII
OBJETIVOS.....	XV
INTRODUCCIÓN	XVII
1. TIPOLOGÍA GENERAL DE CIMENTACIONES	1
1.1. Cimentaciones para edificaciones	1
1.2. Cimentaciones para turbinas hidráulicas medianas	3
1.2.1. Generalidades	3
1.2.2. Tipos de cimentación	4
1.2.2.1. Tipo bloque	4
1.2.2.2. Tipo bloque combinado	5
1.2.2.3. Tipo marco.....	5
1.2.2.4. Tipo marco con aisladores.....	6
1.2.2.5. Montada sobre resortes.....	7
1.2.2.6. Bloque de inercia en la estructura	7
1.2.2.7. Pilotes.....	8
1.3. Tipos de turbinas	9
2. CARGAS SOBRE CIMENTACIONES PARA TURBINAS HIDRÁULICAS MEDIANAS.....	15
2.1. Cargas estáticas.....	18
2.1.1. Carga viva	18

2.1.2.	Carga muerta	18
2.1.2.	Carga de viento	19
2.1.2.	Carga de sismo	19
2.2.	Cargas dinámicas.....	29
3.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	37
3.1.	Análisis estructural	37
3.2.	Diseño de la cimentación	43
3.2.1.	Generalidades	43
3.2.2.	Diseño de cimentación	44
3.2.3.	Diseño de anclajes	52
4.	ESPECIFICACIONES PARA CIMENTACIONES DE TURBINAS HIDRÁULICAS MEDIANAS	59
4.1.	Consideraciones del Código ACI	59
4.2.	Parámetros del suelo	70
4.3.	Planos de detallado.....	72
	CONCLUSIONES.....	73
	RECOMENDACIONES	75
	BIBLIOGRAFÍA.....	77
	APÉNDICES.....	81
	ANEXOS.....	87

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Tipos de cimentaciones para edificaciones.....	2
2.	Cimentación tipo bloque.....	4
3.	Cimentación tipo bloque combinado	5
4.	Cimentación tipo marco.....	6
5.	Cimentación tipo marco con aisladores.....	6
6.	Cimentación montada sobre resortes.....	7
7.	Bloque de inercia de la estructura	8
8.	Cimentación sobre pilotes	9
9.	Concepto turbina Pelton.....	10
10.	Turbina Pelton.....	10
11.	Concepto turbina Francis	11
12.	Turbina Francis de eje vertical	12
13.	Concepto Turbina Kaplan.....	13
14.	Turbina Kaplan de eje vertical.....	13
15.	Esquema de fuerzas actuantes en turbina Pelton y generador.....	17
16.	Dimensiones de la cimentación.....	27
17.	Planta indicación de fuerzas actuantes en turbina Pelton y generador.....	31
18.	Corte A-A indicación de fuerzas actuantes en turbina Pelton y generador	32
19.	Corte B-B indicación de fuerzas actuantes en turbina Pelton y generador	33

20.	Corte C-C indicación de fuerzas actuantes en turbina Pelton y generador.....	34
21.	Modelo para análisis estructural en SAFE	39
22.	Carga viva.....	40
23.	Carga muerta	40
24.	Sismo en dirección X	41
25.	Sismo en dirección Y	41
26.	Carga dinámica.....	42
27.	Esquema de momento actuante en grupo de pernos	54
28.	Diagrama de presiones sobre el suelo en el programa SAFE	85
29.	Diagrama de momentos en el programa SAFE	86
30.	Diagrama de cortante en el programa SAFE	86
31.	Módulo de reacción del suelo para SAFE	93

TABLAS

I.	Cargas sobre la cimentación.....	16
II.	Cálculo de volumen de la cimentación.....	26
III.	Resumen de cálculo de volúmenes y pesos	38
IV.	Resumen del análisis estructural	43
V.	Chequeo de frecuencias	45
VI.	Resumen de cálculo estructural.....	51
VII.	Cuantía volumétrica	52
VIII.	Resumen de cálculo de pernos.....	57
IX.	Nivel Mínimo de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño.....	89
X.	Coeficiente de sitio F_a	89
XI.	Coeficiente de sitio F_v	90
XII.	Factor N_a para períodos cortos de vibración	90

XIII.	Factor N_v para períodos largos de vibración.....	90
-------	---	----

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
H_{va}	Altura a la que actúa la fuerza
h_n	Altura del edificio en metros
h	Altura de la losa
A_s	Área de acero
$A_{s\ min}$	Área de acero mínima
$A_{s\ req}$	Área de acero requerida
$A_{s(-)}$	Área de acero requerida para momento negativo
$A_{s(+)}$	Área de acero requerida para momento positivo
A_p	Área de la sección del perno
A_v	Área de la varilla propuesta
b	Base ó ancho unitario
F_a	Coefficiente de sitio para períodos de vibración cortos
F_v	Coefficiente de sitio para períodos de vibración largos
N_a	Coefficiente por proximidad de las amenazas especiales para períodos de vibración cortos
N_v	Coefficiente por proximidad de las amenazas especiales para períodos de vibración largos
C_s	Coefficiente sísmico al límite de la cedencia
K_T	Constante que depende del sistema estructural
x	Constante que depende del sistema estructural
V_{ap}	Cortante actuante en cada perno
V_{rp}	Cortante resistente en cada perno

V_u	Cortante último
V_B	Corte basal al límite de la cedencia
ρ	Cuantía de acero
γ	Densidad del concreto
V_a	Esfuerzo cortante actuante
V_c	Esfuerzo cortante resistente del concreto
S	Espaciamiento de las varillas
K_d	Factor de determinación de los niveles de diseño
R	Factor de reducción
ϕ	Factor de reducción de capacidad de carga
β_1	Factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro
f	Frecuencia de la cimentación
F_{va}	Fuerza cortante actuante en cada apoyo
f_y	Límite de fluencia del acero
l_d	Longitud de desarrollo
M_a	Momento actuante en el apoyo
M	Momento resistente
n_a	Número de apoyos
n_p	Número de pernos
$S_a(T)$	Ordenada espectral
S_{cs}	Ordenada espectral ajustada del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración corto
S_{1s}	Ordenada espectral ajustada del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración de 1 segundo

S_{cr}	Ordenada espectral de período corto del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés
S_{1r}	Ordenada espectral de período de 1 segundo del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés
W_s	Parte del peso de la edificación
d	Peralte efectivo
T_s	Período de transición
T	Período de vibración de la estructura
T_a	Período fundamental de vibración
W.M.	Peso de la maquinaria
γ	Peso específico del concreto
W_c	Peso necesario de la cimentación
P.P.	Peso propio de la cimentación
W_s	Peso total cimentación más maquinaria
f_c	Resistencia a la compresión del concreto
e	Separación de los pernos
T_a	Tensión actuante en cada perno
T_r	Tensión resistente en cada perno

GLOSARIO

ACI	American Concrete Institute(Instituto Americano del concreto).
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
ANCLAJE	Dispositivo de acero usado para transmitir fuerzas aplicadas hacia cimentación.
ASCE	American Society of Civil Engineers (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles).
Concreto masivo	Cualquier volumen de concreto cuyas dimensiones son lo suficientemente grandes para que obliguen a poner especial atención a la generación de calor debido a la hidratación del cemento y a controlar los cambios volumétricos de la estructura con el objetivo de minimizar los agrietamientos.
Cuantía	Es la relación que existe entre el área gruesa de un elemento y el área de acero.
Explanación	Acción de hacer plana una losa.

IBC

International Building Code(Código Internacional de la edificación).

Resonancia

Fenómeno que se produce cuando un cuerpo capaz de vibrar es sometido a la acción de una fuerza periódica, cuyo período de vibración se acerca al período de vibración característico de dicho cuerpo.

RESUMEN

Las cimentaciones para maquinaria, dentro las que se encuentran las cimentaciones para turbinas hidráulicas, como la que se diseñó en este trabajo, deben cumplir con una función primordial; garantizar que la turbina que se encuentra sobre ésta pueda desempeñarse de la mejor manera posible para no causar ningún desperfecto en la misma.

Para que al el lector le sea más fácil comprender el tema, en el primer capítulo se encuentra una descripción general de todos los tipos de cimentación, tanto para edificaciones como para maquinaria en general. En el segundo capítulo, se denomina de las cargas actuantes en una cimentación para una turbina y se muestra el cálculo correspondiente haciendo énfasis en la carga sísmica ya que esta tiene gran incidencia en el diseño. En el tercer capítulo, se hace el análisis y el diseño estructural de la cimentación teniendo en cuenta todas las consideraciones necesarias y el último capítulo trata sobre requisitos especiales que deben de cumplir este tipo de cimentaciones.

Las normas bajo las cuales se diseñó la cimentación son las últimas normas de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica AGIES NSE-10, y los códigos del ACI.

Para el análisis estructural se uso un software especializado en cimentaciones para simplificar el cálculo.

OBJETIVOS

General

Proporcionar una guía que sirva al lector para introducirse al diseño de cimentaciones para maquinaria.

Específicos

1. Establecer los requisitos mínimos que deben cumplir las cimentaciones para turbinas hidráulicas.
2. Conocer la diferencia que existe en diseñar cimentaciones con carga estática y con carga dinámica.
3. Conocer los requisitos especiales del ACI que rigen el diseño de este tipo de cimentación.
4. Conocer la aplicación de un software para el análisis estructural de este tipo de cimentación.

INTRODUCCIÓN

Guatemala por ser un país rico en recurso hídrico tiene un gran potencial para la construcción de hidroeléctricas y de esta manera genera energía limpia y renovable. Por esta razón es necesario que se disponga de una fuente de consulta al momento de realizar una hidroeléctrica. Específicamente el presente trabajo tiene la finalidad de mostrar los aspectos de análisis y diseño de una cimentación para una turbina hidráulica para una pequeña o mediana hidroeléctrica.

El diseño de este tipo de cimentación está basado en algunos principios del concreto reforzado tradicional, como el cálculo del refuerzo a partir del análisis estructural, pero existen otras partes importantes que deben tomarse en cuenta al momento de realizar el cálculo de este tipo de cimentaciones como el chequeo de frecuencias y las cargas dinámicas producidas en la turbina por la acción del agua.

1. TIPOLOGÍA GENERAL DE CIMENTACIONES

1.1. Cimentaciones para edificaciones

La cimentación es aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas actuantes sobre la totalidad de la construcción al terreno. Dado que la resistencia y rigidez del terreno son, salvo en raros casos, muy inferiores a las de la estructura, la cimentación posee un área en planta muy superior a la suma de las áreas de todas las columnas y muros de carga.

Las cargas que soportan este tipo de cimentaciones son estáticas, ya que en el análisis y el diseño se consideran de esta manera. Entre los tipos más comunes de cimentaciones para edificaciones se encuentran las siguientes:

Cimiento corrido: es simplemente una ampliación de la parte inferior de un muro, cuya finalidad es distribuir adecuadamente la carga sobre el suelo de la cimentación. Este tipo de cimentación se utiliza para cimentar muros de mampostería o elementos longitudinales continuos, la carga aplicada es distribuida.

Zapata aislada: se usa para soportar la carga de una sola columna. Estas son las zapatas más comúnmente usadas, en particular en marcos estructurales si las columnas no están muy cercanas entre sí, su carga es puntual y momento X-X ó momento Y-Y.

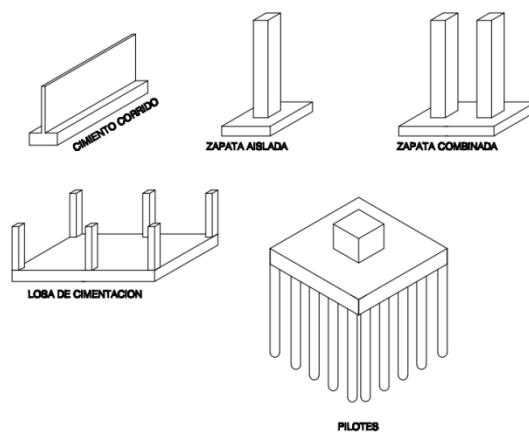
Zapatas combinadas: se usan para soportar las cargas de dos o más columnas. Una zapata combinada puede ser económica cuando dos o más

columnas fuertemente cargadas están separadas a una distancia tal que sus zapatas individuales quedarían traslapadas.

Losa de cimentación: es una losa continua de concreto reforzado sobre un área grande que se usa para soportar muchas columnas y muros. Este tipo de cimentación sirve cuando la resistencia del suelo es baja o las cargas de columnas son considerables, pero no se usan pilotes de cimentación.

Pilotes: se los emplea cuando los estratos resistentes del suelo son muy profundos. Los pilotes pueden ser hincados (clavados en el suelo) o barrenados (pilotes metálicos huecos hincados en el suelo, que luego se convierten en encofrado del verdadero pilote; luego se excava el suelo y roca dentro del pilote metálico, y se funde internamente el pilote de hormigón armado). El hincado o el barrenado y fundido de pilotes permite que se alcancen los estratos resistentes. Los pilotes suelen acoplarse en su parte superior a, zapatas, vigas o losas de cimentación.

Figura 1. **Tipos de cimentaciones para edificaciones**



Fuente: elaboración propia.

1.2. Cimentaciones para turbinas hidráulicas medianas

Las cimentaciones para este tipo de maquinaria generalmente son estructuras de concreto masivo, que deben ser diseñadas bajo consideraciones especiales de los códigos.

1.2.1. Generalidades

La cimentación para este tipo de maquinaria es considerada como un problema serio de ingeniería. Los más grandes problemas se deben a las cargas dinámicas, causadas por vibraciones de maquinaria (turbinas) que el diseñador debe tener en cuenta escogiendo una solución que es técnicamente factible y económica.

El diseño de este tipo de cimentaciones debe satisfacer los siguientes requisitos generales:

- Los esfuerzos dinámicos inducidos en la cimentación por la operación de la máquina, en combinación con los esfuerzos debidos a otras fuentes, no deben exceder los límites permisibles para el material que constituye la cimentación.
- El suelo debe ser capaz de soportar las fuerzas periódicas que se transmiten a través de la superficie de contacto, o a través de pilotes en cimentaciones piloteadas, sin sufrir asentamientos importantes.
- El movimiento de la cimentación y del terreno en que descansa, para cualquier modo de vibración y cualquier combinación de cargas y velocidades de operación no debe ser objetable para la maquina misma,

ni conexiones o estructuras vecinas, y para las personas que se encuentren en lugares inmediatos.

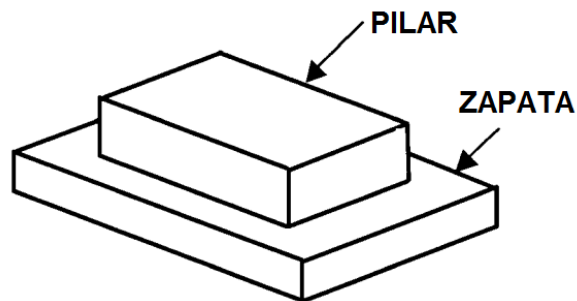
1.2.2. Tipos de cimentación

La sección 2.3 del ACI 351.3, Foundations for Dynamic Equipment establece que existen siete tipos de cimentaciones para maquinaria, las cuales se detallan a continuación.

1.2.2.1. Tipo bloque

Se localizan preferiblemente cerca de la rasante para minimizar la diferencia de elevación entre la máquina, las fuerzas dinámicas y el centro de gravedad del sistema de la máquina-cimentación con la finalidad de obtener el centro de masa cercano a la rasante. El uso de este tipo de cimentaciones depende principalmente de la calidad del suelo. Estas cimentaciones se diseñan casi siempre como estructuras rígidas. La respuesta dinámica de la cimentación tipo bloque depende de la carga dinámica, la cimentación, la masa, las dimensiones y las características del suelo.

Figura 2. **Cimentación tipo bloque**

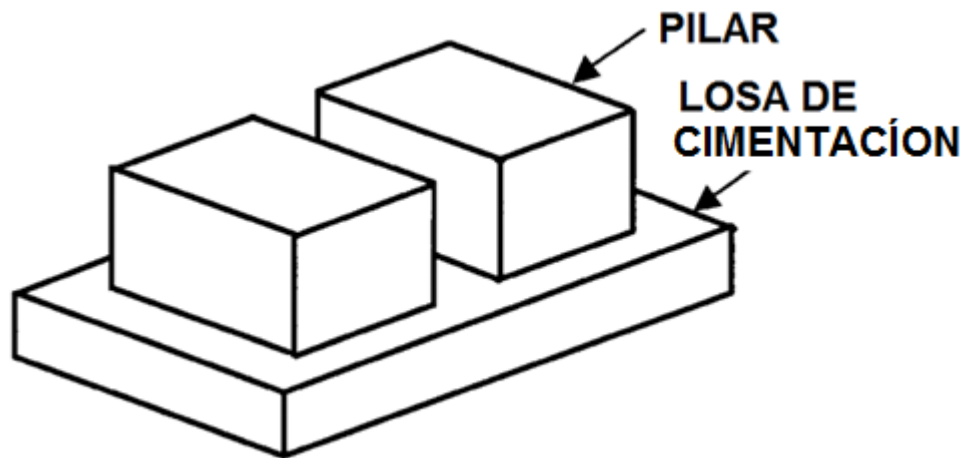


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

1.2.2.2. Tipo bloque combinado

Son utilizadas para soportar equipo combinado. Los bloques combinados son difíciles de diseñar debido a la combinación de fuerzas de dos o más equipos y la posible carencia de rigidez de una gran losa de cimentación. Se recomienda obtener el centro de masa cercano al nivel del suelo.

Figura 3. Cimentación tipo bloque combinado

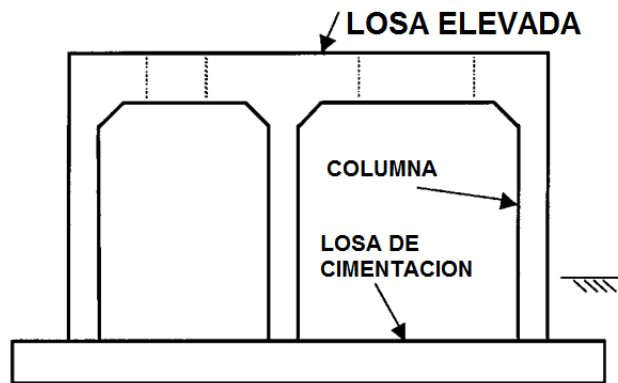


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

1.2.2.3. Tipo marco

Son soportes elevados, que comúnmente se utilizan para equipos con grandes turbinas y que generan electricidad. La elevación permite acceder a ductos, tuberías y elementos auxiliares que están localizados abajo del equipo. La losa de la estructura se diseña para ser flexible. Su respuesta en las acciones dinámicas es compleja y depende del movimiento de los elementos (columnas, vigas, y cimentación), y del suelo en el cual se cimentara.

Figura 4. **Cimentación tipo marco**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

1.2.2.4. **Tipo marco con aisladores**

Los aisladores (resorte y amortiguadores) se localizan en la parte superior de la columna para minimizar el efecto de las acciones dinámicas. La eficiencia de los aisladores depende de la velocidad del equipo y la frecuencia natural de la cimentación.

Figura 5. **Cimentación tipo marco con aisladores**

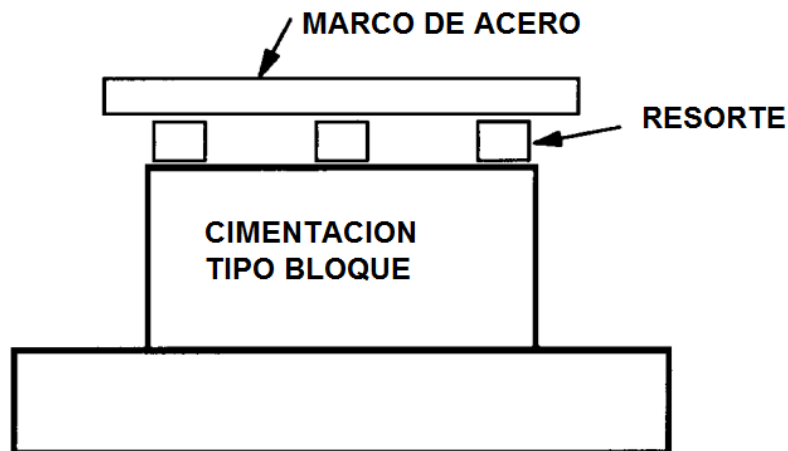


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

1.2.2.5. Montada sobre resortes

Ocasionalmente las bombas son montadas sobre resortes para minimizar las fuerzas térmicas de las tuberías de conexión. Los resortes son soportados sobre una cimentación tipo bloque. Esta estructura tiene un efecto dinámico similar a la cimentación tipo marco con aisladores. Otros tipos de equipos son montados sobre resortes para limitar la transmisión de las acciones dinámicas.

Figura 6. Cimentación montada sobre resortes

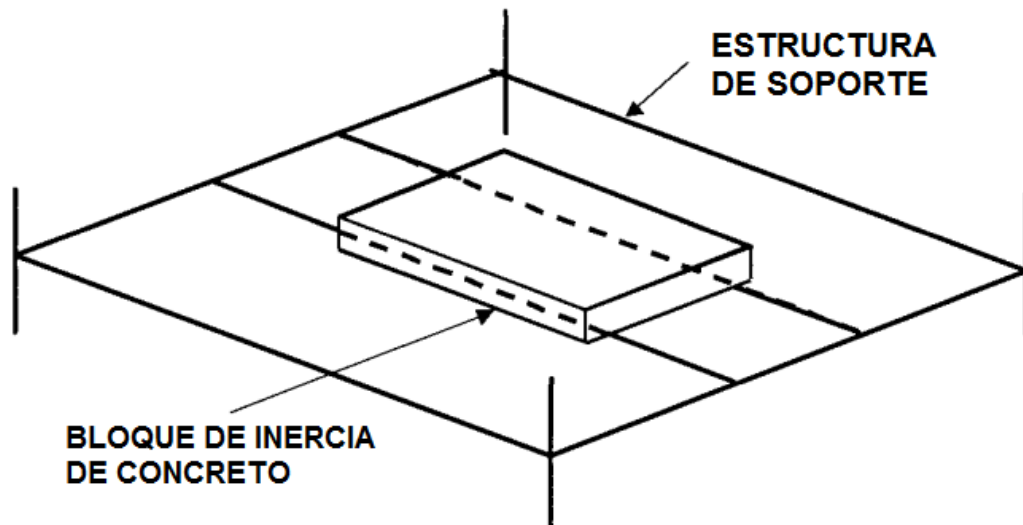


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

1.2.2.6. Bloque de inercia en la estructura

El equipo dinámico en una estructura relativamente pequeña en comparación con el tamaño total. En esta situación, las maquinas dinámicas son usualmente diseñadas con un bloque de soporte de inercia para alterar las frecuencias naturales fuera de las velocidades de funcionamiento de la maquinaria y resistir las amplitudes mediante el aumento de la fuerza de inercia.

Figura 7. **Bloque de inercia de la estructura**

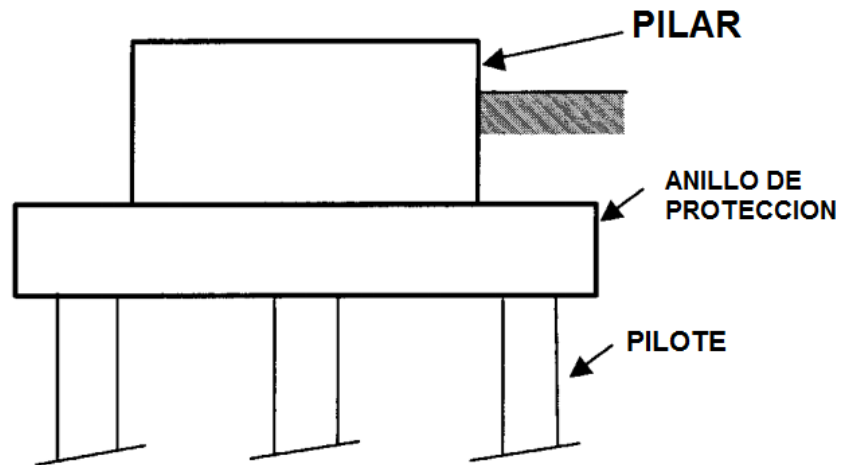


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

1.2.2.7. Pilotes

Algunas de las cimentaciones previamente mencionadas pueden estar asentadas directamente sobre el suelo o en pilotes. Los pilotes son utilizados en donde las condiciones del suelo resultan muy bajas para soportar presiones y presentan significativos asentamientos. Los pilotes utilizan la presión final, la adhesión de fricción o una combinación de ambas para transmitir las cargas axiales al suelo soportante. Las cargas transversales son resistidas por la presión del suelo generada en la punta del pilote o por los lados del pilote. Algunos tipos de pilotes utilizados son: pilotes tipo taladro, pilotes barrenados.

Figura 8. **Cimentación sobre pilotes**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

1.3. **Tipos de turbinas**

El código ACI 351.3 clasifica a las turbinas hidráulicas dentro de la maquinaria rotativa. Este tipo de maquinaria se caracteriza por el movimiento de rotación de los impulsores o rotores.

Los tres tipos de turbinas hidráulicas utilizadas con mejores resultados en la actualidad son: Pelton, Francis y Kaplan.

Figura 9. **Concepto turbina Pelton**

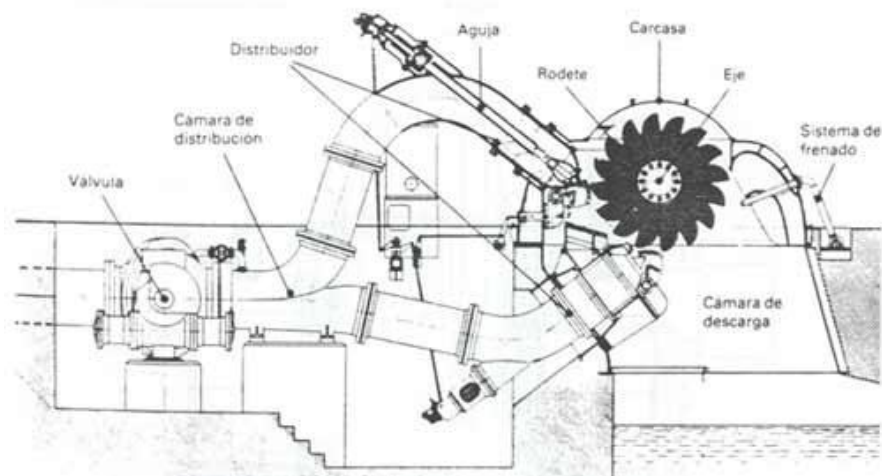
Las turbinas Pelton, se conocen como turbinas de presión por ser ésta constante en la zona del rodete, de chorro libre, de impulsión, o de admisión parcial por ser atacada por el agua sólo una parte de la periferia del rodete.

Su utilización es idónea en saltos de gran altura (alrededor de 200 m y mayores), y caudales relativamente pequeños (hasta 10 m³/s aproximadamente).

Por razones hidroneumáticas, y por sencillez de construcción, son de buen rendimiento para amplios márgenes de caudal (entre 30 % y 100 % del caudal máximo). Por ello se colocan pocas unidades en cada central que requiere turbinas de estas características. Pueden ser instaladas con el eje en posición vertical u horizontal, siendo esta última la disposición más adecuada.

Fuente: <http://entradas.zonaingenieria.com/2009/05/turbinas-pelton.html>. Consulta: 4 de abril del 2013.

Figura 10. **Turbina Pelton**



Fuente: <http://entradas.zonaingenieria.com/2009/05/turbinas-pelton.html>. Consulta: 4 de abril del 2013.

Figura 11. Concepto turbina Francis

Son conocidas como turbinas de sobrepresión por ser variable la presión en las zonas del rodete, o de admisión total ya que éste se encuentra sometido a la influencia directa del agua en toda su periferia. También se conocen como turbinas radiales-axiales y turbinas de reacción, conceptos que se ampliarán en su momento.

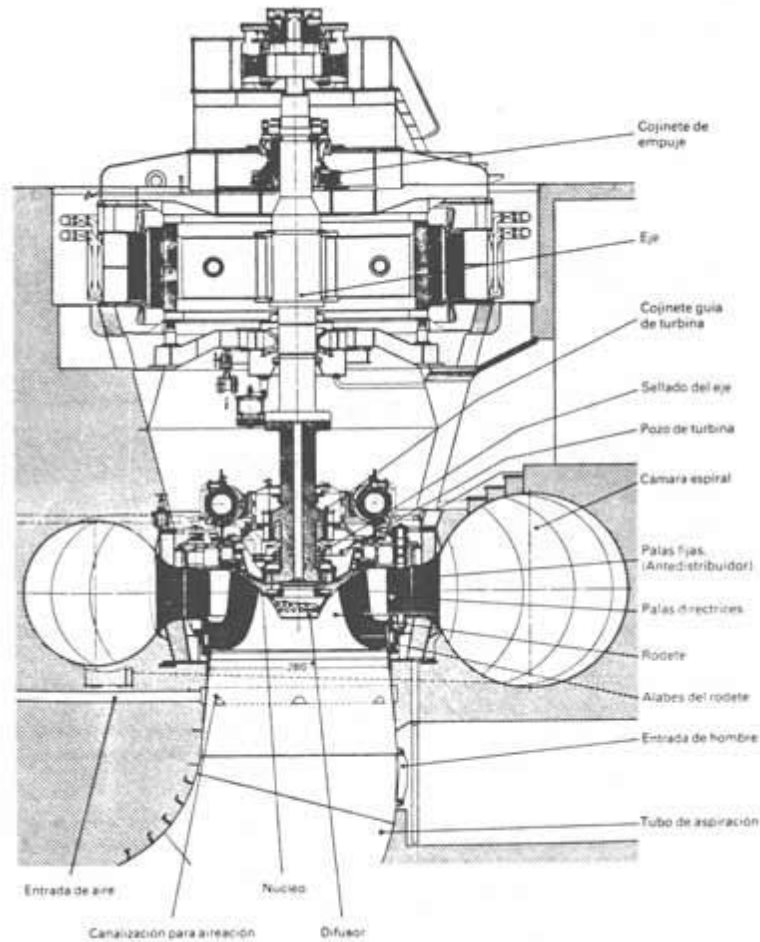
El campo de aplicación es muy extenso, dado el avance tecnológico conseguido en la construcción de este tipo de turbinas. Pueden emplearse en saltos de distintas alturas dentro de una amplia gama de caudales (entre 2 y 200 metros cúbicos por segundo aproximadamente).

Las turbinas Francis, son de rendimiento óptimo, pero solamente entre unos determinados márgenes (para 60 % y 100 % del caudal máximo), siendo una de las razones por la que se disponen varias unidades en cada central, al objeto de que ninguna trabaje, individualmente, por debajo de valores del 60 por ciento de la carga total.

Al igual que las turbinas Pelton, las turbinas Francis pueden ser instaladas con el eje en posición horizontal, o vertical, siendo esta última disposición la más generalizada por estar ampliamente experimentada, especialmente en el caso de unidades de gran potencia.

Fuente: <http://www.entradas.zonaingenieria.com/2009/05/turbinas-francis.html>. Consulta: 4 de abril del 2013.

Figura 12. Turbina Francis de eje vertical



Fuente: <http://www.entradas.zonaingenieria.com/2009/05/turbinas-francis.html>. Consulta: 4 de abril del 2013.

Figura 13. **Concepto Turbina Kaplan**

Al igual que las turbinas Francis, las de tipo Kaplan, son turbinas de admisión total, incluidas así mismo en la clasificación de turbinas de reacción. Las características constructivas y de funcionamiento, son muy similares entre ambos tipos.

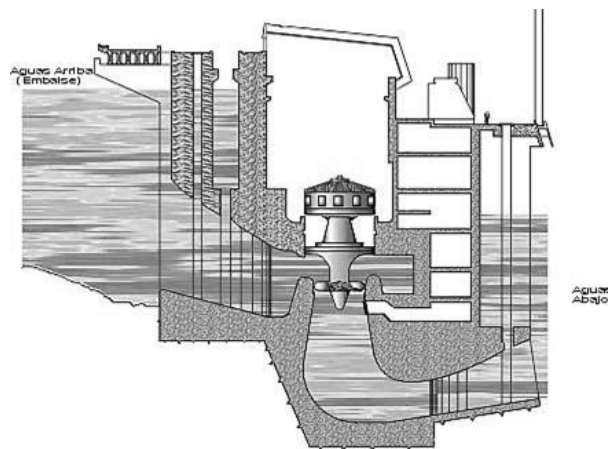
Se emplean en saltos de pequeña altura (alrededor de 50 m y menores), con caudales medios y grandes (aproximadamente de 15 m³/s en adelante).

Debido a su singular diseño, permiten desarrollar elevadas velocidades específicas, obteniéndose buenos rendimientos, incluso dentro de extensos límites de variación de caudal. A igualdad de potencia, las turbinas Kaplan son menos voluminosas que las turbinas Francis.

Normalmente se instalan con el eje en posición vertical, si bien se prestan para ser colocadas de forma horizontal o inclinada.

Fuente: <http://www.entradas.zonaingenieria.com/2009/05/turbinas-kaplan.html>. Consulta: 4 de abril del 2013.

Figura 14. **Turbina Kaplan de eje vertical**



Fuente: <http://www.entradas.zonaingenieria.com/2009/05/turbinas-kaplan.html>. Consulta: 4 de abril del 2013.

2. CARGAS SOBRE CIMENTACIONES PARA TURBINAS HIDRÁULICAS MEDIANAS

Las cimentaciones para turbinas hidráulicas deben soportar todas las fuerzas a las que pueden estar sometidas durante su vida útil. Este tipo de cimentación es única, debido a que están sujetas a fuerzas dinámicas significativas durante su operación, además de las cargas normales de diseño de gravedad, viento o sismo.

Generalmente el peso de la turbina, el centro de gravedad, el área superficial, y la velocidad de operación son fácilmente disponibles del fabricante de la turbina. Para establecer los valores apropiados para las cargas dinámicas es mejor realizarlo a través de una cuidadosa comunicación entre el fabricante de la maquinaria y el ingeniero diseñador.

Las turbinas siempre experimentan algún grado de desbalance, vibración, y fuerzas transmitidas a través de los cojinetes. Bajo ciertas condiciones fuera de diseño, tales como el desgaste, las fuerzas se incrementan significativamente.

La diferencia principal que se encuentra al momento de cimentar cualquier tipo de maquinaria respecto a una cimentación estática está en que es necesario que se realicen una serie de comprobaciones adicionales que tienen en cuenta el carácter dinámico de la carga.

Para este caso se diseñará una cimentación tipo bloque para una turbina Pelton de eje horizontal y su generador, ya que la turbina y el generador están conectados mediante un eje es necesario diseñar la cimentación en conjunto.

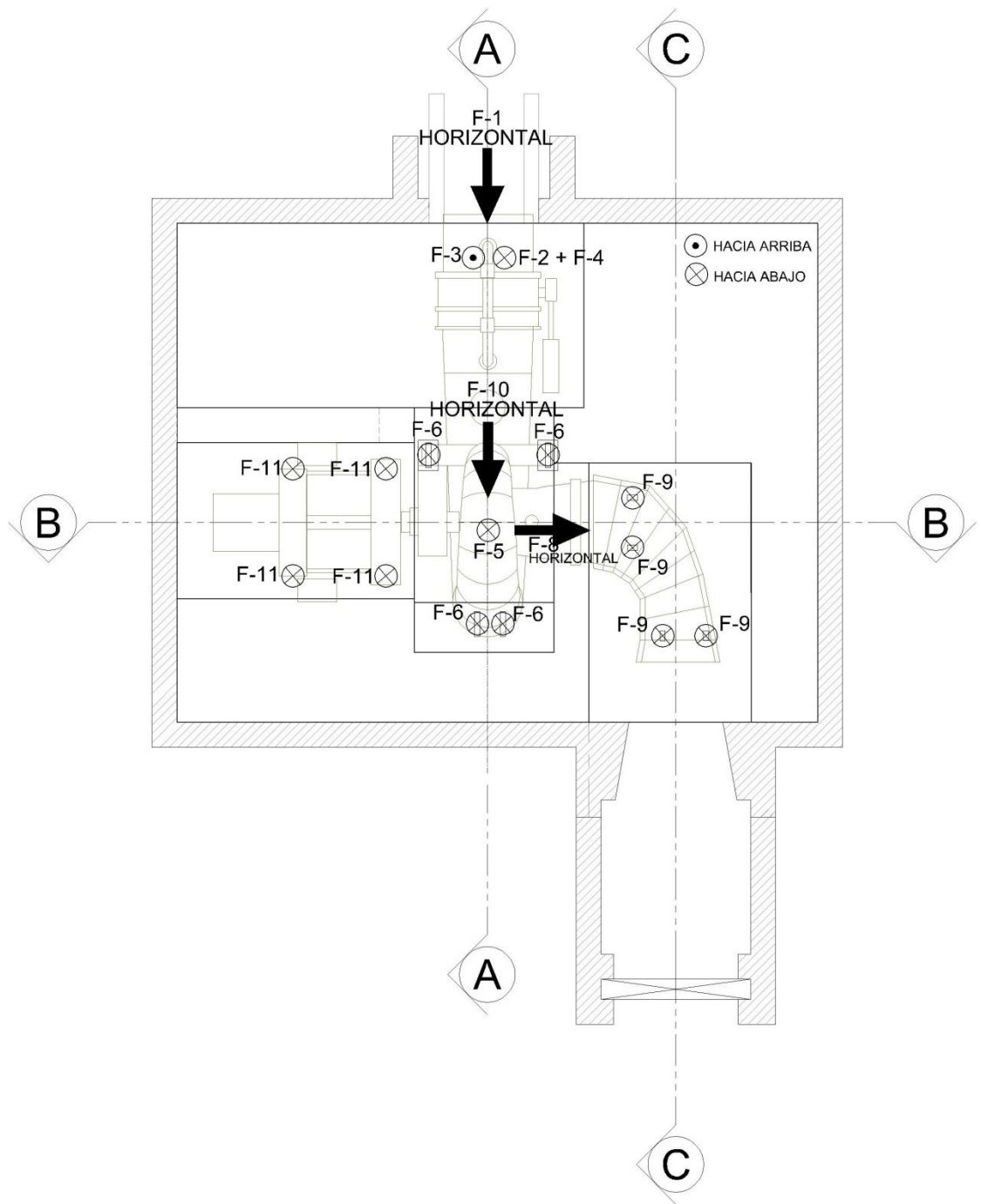
Todas las cargas de la turbina y el generador se encuentran detalladas y clasificadas según su tipo en la tabla I, la ubicación de dichas cargas se muestra en la figura 12. Esta información es obtenida del fabricante del equipo.

Tabla I. **Cargas sobre la cimentación**

FUERZA	DESCRIPCIÓN	U	ESFUERZO	TIPO DE CARGA
F1	DEBIDA A CAÍDA NETA CON GOLPE	KGF	180 391,33	CARGA DINÁMICA
F2	FUERZA PESO EN CADA BASE	KGF	5 750,00	CARGA DINÁMICA
F3	DEBIDO A F1 EN EL CERRAMIENTO DE LA VÁLVULA	KGF	21 308,70	CARGA DINÁMICA
F4	ESFUERZO DEL CILINDRO EN EL CERRAMIENTO DE LA VÁLVULA	KGF	32 169,60	CARGA DINÁMICA
F5	PESO DE LA CAJA ESPIRAL CON AGUA	KGF	35 859,65	CARGA MUERTA
F6	PESO EN CADA PIE	KGF	11 953,22	CARGA MUERTA
F8	ESFUERZO EN EL CODO DEL TUBO DE SUCCIÓN	KGF	20212,87	CARGA DINÁMICA
F9	PESO DEL CONJUNTO SUCCIÓN CON AGUA	KGF	7 023,44	CARGA MUERTA
F10	ESFUERZO EN EL CONCRETO DE LA CAJA ESPIRAL	KGF	72 156,53	CARGA DINÁMICA
F11	PESO DEL GENERADOR EN CADA PIE	KGF	1875,00	CARGA MUERTA

Fuente: INGESA.

Figura 15. Esquema de fuerzas actuantes en turbina Pelton y generador



Fuente: elaboración propia.

2.1. Cargas estáticas

Las cargas estáticas son principalmente una función de los pesos de la maquinaria y todo su equipo auxiliar, para este caso el conjunto turbina-generador que se diseñará, además del peso propio de la cimentación.

2.1.1. Carga viva

Las cargas vivas son provocadas por el personal, herramientas y mantenimiento de equipos y maquinas. Las cargas vivas utilizadas en el diseño son las máximas cargas esperadas. Para la mayoría de diseños, las cargas vivas están uniformemente distribuidas sobre las áreas de piso de plataformas de estructuras de apoyo elevadas. Típicamente las cargas vivas varían de 293kilogramos por metro cuadrado (60 lb/ft^2) para personal, a 734 kilogramo por metro cuadrado (150 lb/ft^2) para equipo de mantenimiento y materiales.

Para este caso se tomara una carga viva de 293kilogramos por metro cuadrado (60 lb/ft^2) considerando una carga de personal de mantenimiento.

2.1.2. Carga muerta

Una función importante de la cimentación es soportar cargas gravitacionales debido al peso de la maquinaria, el equipo auxiliar, tuberías, válvulas y el peso muerto de la estructura de la cimentación. Los pesos de los componentes de la turbina son generalmente dados por el fabricante de la misma. La distribución del peso de la turbina sobre la cimentación depende de donde se encuentren ubicados los puntos de soporte y de la flexibilidad de la estructura de la maquinaria. Típicamente hay múltiples puntos de soporte y, así, la distribución es estáticamente indeterminada. En muchos casos, el fabricante

de la turbina proporciona un diagrama de cargas donde se muestran las cargas verticales en cada punto de soporte. Cuando esta información no está disponible, es común asumir el marco de la maquinaria como rígido y que su peso se distribuya apropiadamente entre los puntos de soporte.

Para este caso el peso de la maquinaria está dado por el fabricante como se muestra en la figura 12 y la tabla I, el peso propio de la cimentación es de 372,10 T, el cálculo de este peso se muestra mas adelante.

2.1.2. Carga de viento

Las cargas debidas a viento sobre la superficie de la turbina, el equipo auxiliar, y la cimentación de apoyo están basados en la velocidad de diseño de viento de acuerdo al código correspondiente. Las cargas de viento rara vez dominan el diseño de este tipo de cimentación.

Para el cálculo de la carga de viento se pueden utilizar las disposiciones del ASCE 7, o también las normas de seguridad estructural del AGIES NSE 2-10 demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección. En este caso no existe ninguna carga debida al viento, ya que la turbina se encuentra dentro de una casa de máquinas.

2.1.2. Carga de sismo

Las cimentaciones para maquinaria localizadas en una zona sísmica, como es el caso de Guatemala, deben ser analizadas con cargas sísmicas de acuerdo a los códigos correspondientes, generalmente este tipo de carga predomina en el diseño de este tipo de cimentaciones debido a que son estructuras masivas de concreto.

Para calcular la carga sísmica sobre estos elementos puede ser utilizado el IBC-06 o versiones posteriores, también las normas de seguridad estructural del AGIES NSE 2010. Para este caso se utilizaran estas últimas.

A continuación se muestra el cálculo del corte basal de acuerdo a las normas de seguridad estructural AGIES NSE-10. Las tablas que aquí se mencionan se encuentran en el anexo 1.

Se asumirá que la hidroeléctrica se construirá en el municipio de San Juan Cotzal, en el departamento de Quiché.

En el anexo A listado de amenaza sísmica por municipios, del AGIES NSE 2-10 se establece que para dicho municipio el índice de sismicidad es igual a 3b, por lo que de la tabla 4-1 de AGIES se establece una clase de sitio igual a D.

Los parámetros iniciales S_{cr} y S_{1r} se encuentran en el anexo A del AGIES NSE 2-10 y tienen los valores siguientes:

$$S_{cr} = 1,10 \text{ g}$$

$$S_{1r} = 0,43 \text{ g}$$

Donde:

S_{cr} = ordenada espectral de periodo corto del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés.

S_{1r} =ordenada espectral de periodo de 1 segundo del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés.

En la sección 4.3.3.2 del AGIES NSE 2-10 se establece que hay que hacer un ajuste por clase de sitio, utilizando las siguientes ecuaciones.

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v$$

Donde:

S_{cs} = ordenada espectral ajustada del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración corto.

S_{1s} = ordenada espectral ajustada del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración de 1 segundo.

F_a = coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos.

F_v = coeficiente de sitio para períodos de vibración largos.

Los valores de F_a y F_v se pueden encontrar en las tablas 4-2 y 4-3 del AGIES NSE 2-10 respectivamente, y dependen del índice de sismicidad y de la clase de sitio definida previamente. De las tablas mencionadas se determina que $F_a = 1$ y $F_v = 1,6$.

$$S_{cs} = 1,10 * 1$$

$$S_{cs} = 1,10$$

$$S_{1s} = 0,43 * 1,6$$

$$S_{1s} = 0,688$$

En la sección 4.3.3.3 del AGIES NSE 2-10 se establece que hay que hacer un ajuste por intensidades sísmicas espectrales, utilizando las siguientes ecuaciones:

$$S_{CS} = S_{CR} * F_a * N_a$$

$$S_{1S} = S_{1R} * F_v * N_v$$

Donde:

N_a = coeficiente por proximidad de las amenazas especiales para períodos de vibración cortos.

N_v = coeficiente por proximidad de las amenazas especiales para períodos de vibración largos.

Los valores de N_a y N_v se pueden encontrar en las tablas 4-6 y 4-7 del AGIES NSE 2-10 respectivamente, y dependen del tipo de fuente sísmica y de la proximidad de la misma.

Para este caso se tomara el tipo de fuente C y la distancia horizontal a la fuente sísmica más cercana >15km, por lo que $N_a = 1$ y $N_v = 1$, quedando los siguientes valores ya ajustados.

$$S_{CS} = 1,10 * 1,00 * 1,00 = 1,10$$

$$S_{1S} = 0,43 * 1,60 * 1,00 = 0,688$$

En la sección 2.1.4.1 del AGIES NSE 3-10 se establece una ecuación empírica para la determinación del período fundamental de vibración de una edificación, la cual es la siguiente.

$$T_a = K_T * (h_n)^x$$

Donde:

T_a = período fundamental de vibración

K_T = constante que depende del sistema estructural

x = constante que depende del sistema estructural

h_n = altura del edificio en metros

Para establecer las constantes K_T y x es necesario establecer un sistema estructural de acuerdo a la tabla I de AGIES NSE 3-10. De aquí también se obtiene el factor de reducción de respuesta sísmica R .

De la tabla anterior se clasifica la estructura como una tipo E6, otro tipo, en la cual se establece que se utilicen los parámetros de una estructura E5, y se clasificara como una estructura de concreto reforzado confinado.

Con esta clasificación se establecen las siguientes constantes para el cálculo del período de vibración, y el factor de reducción R . Como se verá más adelante la altura máxima de la cimentación será de 3,76 metros.

$$K_T = 0,049$$

$$x = 0,75$$

$$h_n = 3,76\text{m}$$

$$R = 2,5$$

Por lo que el período fundamental de vibración es igual a:

$$T_a = 0,049 * (3,76)^{0,75}$$

$$T_a = 0,132 \text{ seg}$$

En la sección 4.3.4.1 del AGIES NSE 2-10 se establece un factor de escala que depende del tipo de sismo, para este caso se utilizara un sismo severo por ser una obra esencial con un valor de $K_d = 0,80$.

La sección 4.3.4.2 del AGIES NSE 2-10 se requiere calibrar el espectro al nivel de diseño requerido con las siguientes ecuaciones.

$$S_{cd} = K_d * S_{cs}$$

$$S_{1d} = K_d * S_{1s}$$

$$S_{cd} = 0,80 * 1,10$$

$$S_{cd} = 0,88$$

$$S_{1d} = 0,80 * 0,688$$

$$S_{1d} = 0,55$$

La sección 4.3.3.2 de AGIES NSE 2-10 se establece que se debe de calcular el período de transición que separa los periodos cortos de los largos con la siguiente ecuación:

$$T_s = \frac{S_{1d}}{S_{cd}}$$

$$T_s = \frac{0,55}{0,88} = 0,63 \text{ seg}$$

Las ordenadas espectrales para cualquier período de vibración T, se definen con las siguientes dos ecuaciones:

$$S_a(T) = S_{cd}$$

$$\text{Si } T_a \leq T_s$$

$$S_a(T) = S_{1d}/T_a$$

$$\text{Si } T_a > T_s$$

Para este caso si $T_a \leq T_s$ por lo tanto $S_a(T) = 0,88$.

En la sección 2.1.2 de AGIES NSE 3-10 se establece la siguiente ecuación para calcular el coeficiente sísmico al límite de cedencia:

$$C_s = S_a(T)/R$$

Donde:

$S_a(T)$ = ordenada espectral

R = factor de reducción de respuesta sísmica.

$$C_s = 0,88/2,5$$

$$C_s = 0,352$$

La sección 2.1.2.1 de AGIES NSE 3-10 exige verificar los valores mínimos de C_s con las siguientes ecuaciones:

$$C_s \geq 0,044 * S_{cd}$$

$$C_s \geq 0,5 * S_{1r}/R$$

$$C_s \geq 0,044 * 0,88$$

$$C_s \geq 0,039$$

$$C_s \geq 0,5 * 0,43/2,5$$

$$C_s \geq 0,086.$$

Como se observa ambas ecuaciones cumplen por lo que el valor de C_s es de 0,352.

La sección 2.1.1 de AGIES NSE 3-10 establece que se debe de calcular el cortante basal al límite de la cedencia con la siguiente ecuación:

$$V_B = C_s * W_s$$

Donde:

C_s = coeficiente sísmico de diseño

W_s = parte del peso de la edificación.

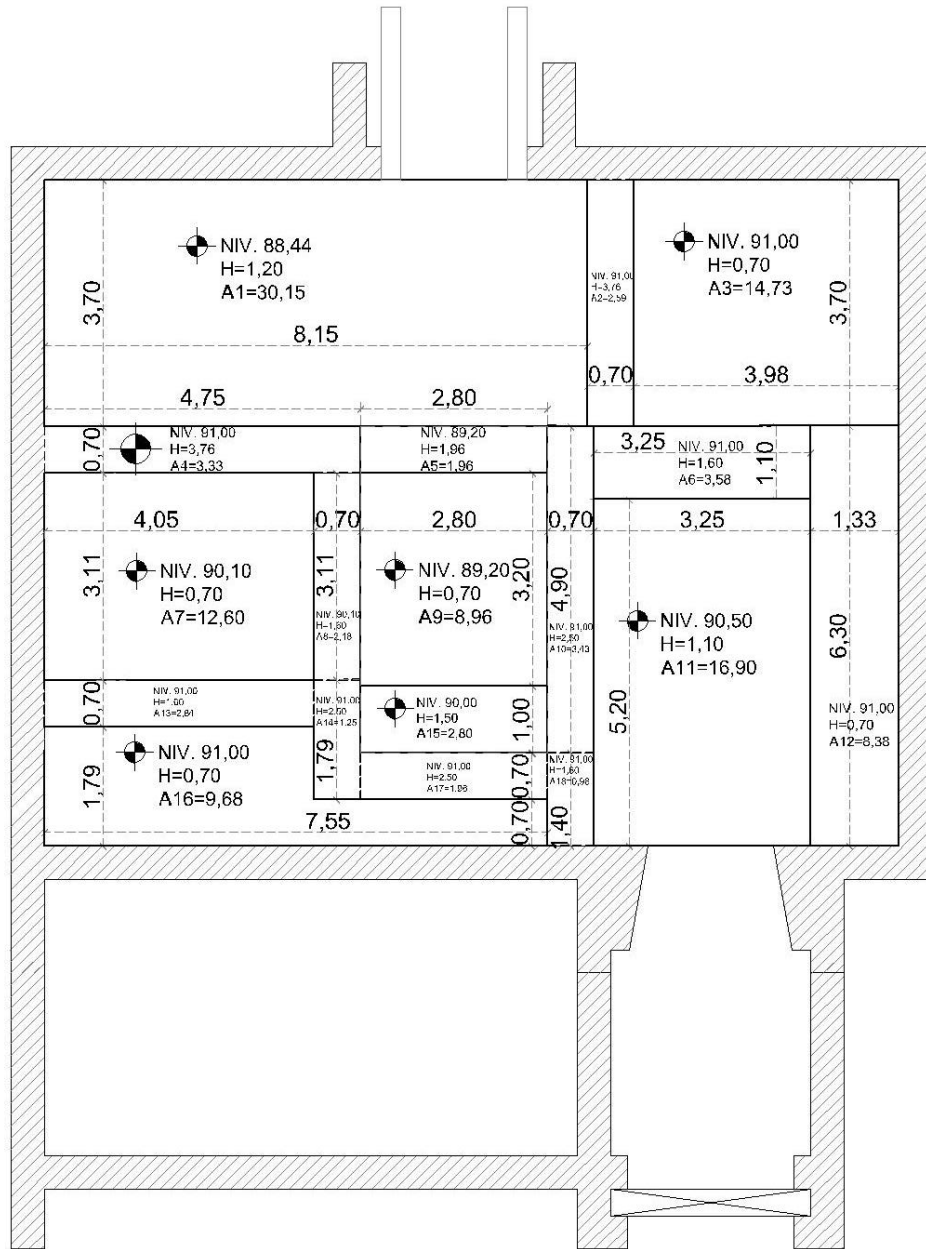
El peso de la edificación lo comprende el peso propio de la cimentación y el peso de la maquinaria, en la tabla II se muestra el cálculo del volumen de la cimentación basado en la figura 13, para luego calcular su peso.

Tabla II. **Cálculo de volumen de la cimentación**

CUBO	ÁREA (m²)	ESPESOR (m)	VOLUMEN (m³)
A1	30,15	1,20	36,18
A2	2,59	3,76	9,74
A3	14,73	0,70	10,31
A4	3,33	3,76	12,52
A5	1,96	1,96	3,84
A6	3,58	1,60	5,73
A7	12,60	0,70	8,82
A8	2,18	1,60	3,49
A9	8,96	0,70	6,27
A10	3,43	2,50	8,58
A11	16,90	1,10	18,59
A12	8,38	0,70	5,87
A13	2,84	1,60	4,54
A14	1,25	2,50	3,13
A15	2,80	1,50	4,20
A16	9,68	0,70	6,78
A17	1,96	2,50	4,90
A18	0,98	1,60	1,57
ÁREA TOTAL	128,30	VOL. TOTAL	155,04

Fuente: elaboración propia.

Figura 16. Dimensiones de la cimentación



Fuente: elaboración propia.

Para calcular el peso propio de la cimentación se utilizara la siguiente ecuación:

$$P.P. = Vol. * \gamma$$

Donde:

P.P.= peso propio

Vol.= volumen de la cimentación

γ = peso específico del concreto

$$P.P. = 155,04 \text{ m}^3 * 2,4 \text{ T/m}^3$$

$$P.P. = 372,10 \text{ T}$$

Para el cálculo del peso de la turbina y su generador es necesario recurrir a la tabla I, ya que allí se encuentran detallados estos pesos, de dicha tabla se observa que las fuerzas F5, F6, F9 y F11 pertenecen a la carga muerta por consiguiente la carga muerta correspondiente a la maquinaria es la siguiente:

$$W.M. = F5 + 4 * F6 + 4 * F9 + 4 * F11$$

$$W.M. = 35\,859,65 \text{ kg} + 4 * 11\,953,22 \text{ kg} + 4 * 7\,023,44 \text{ kg} + 4 * 1\,875 \text{ kg}$$

$$W.M. = 119\,266,29 \text{ kg} = 119,27 \text{ T}$$

El peso total W_s es la suma de los dos pesos calculados anteriormente, el peso propio y el peso de la maquinaria, este peso total debe multiplicarse por el factor C_s para obtener la fuerza sísmica a aplicar.

$$W_s = P.P. + W.M.$$

$$W_s = 372,10 \text{ T} + 119,27 \text{ T}$$

$$W_s = 491,37 \text{ T}$$

$$V_B = C_s * W_s$$
$$V_B = 0,352 * 491,37 \text{ T}$$
$$V_B = 172,96 \text{ T}$$

Esta fuerza será aplicada a la cimentación en el análisis estructural que será realizado en el programa SAFE.

2.2. Cargas dinámicas

Las cargas dinámicas ocurren durante el funcionamiento de la maquinaria, estas son el resultado de fuerzas generadas por el desbalance de la misma, la inercia de las partes móviles o ambas, y por el flujo del agua dentro de la turbina. La magnitud de estas cargas depende principalmente de la velocidad de funcionamiento de la turbina, el tipo, peso y la disposición de las piezas móviles dentro de la carcasa.

Las fuerzas de desbalance en turbinas hidráulicas son creadas cuando el centro de masa de las partes rotativas no coincide con el eje de rotación. En teoría, es posible con precisión balancear los elementos rotativos de la turbina. En la práctica, esto nunca se logra, una excentricidad debida a una pequeña masa siempre permanece. Durante la operación, la masa excéntrica en rotación provoca fuerzas centrífugas que son proporcionales al cuadrado de la velocidad de la maquinaria. Las fuerzas centrífugas generalmente se incrementan durante la vida útil de la maquinaria, debido a ciertas condiciones tales como, el desgaste, el juego del rotor y la acumulación de suciedad.

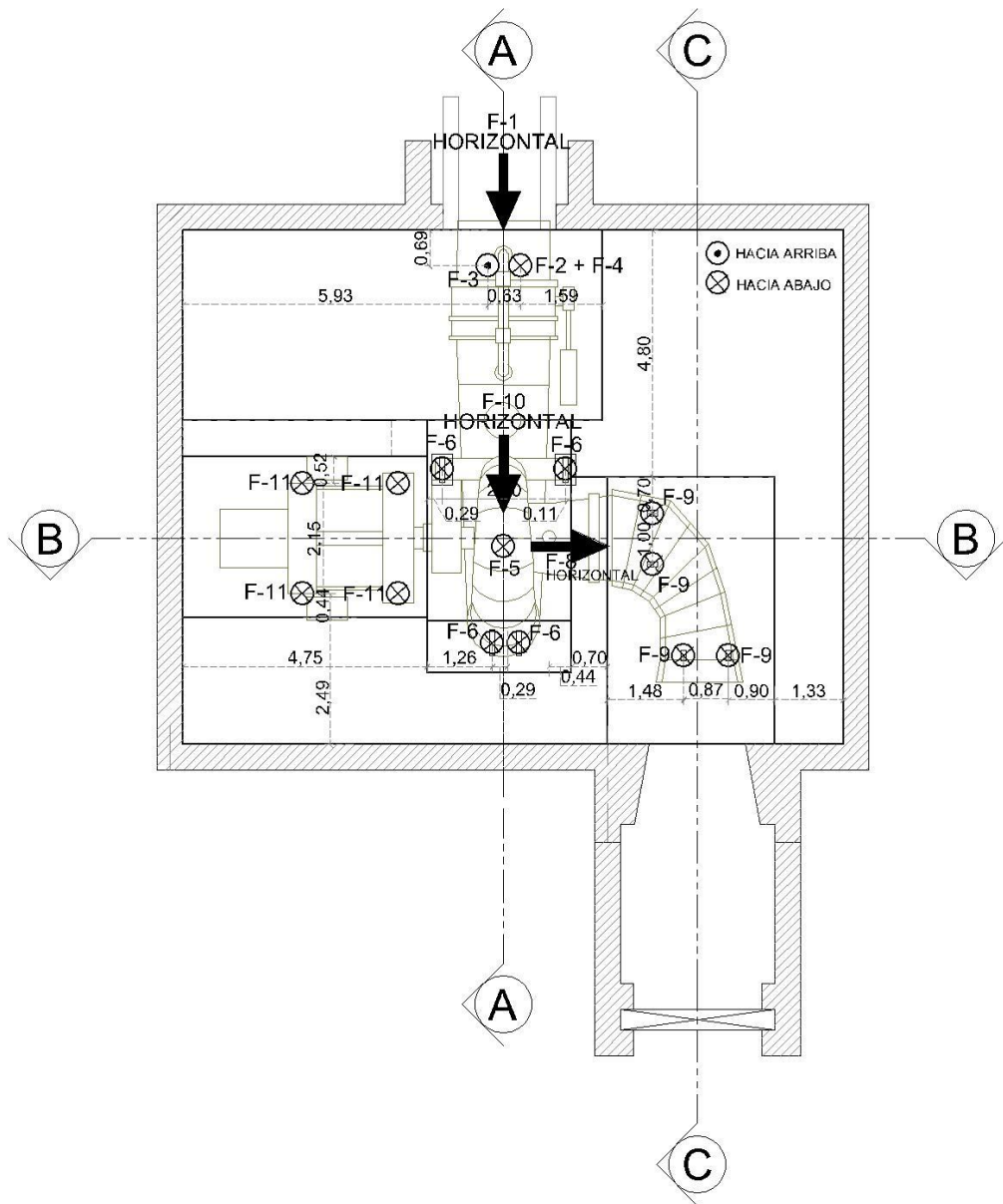
Este tipo de maquinaria transmite fuerzas dinámicas a la cimentación principalmente a través de los cojinetes. Las fuerzas que actúan en los cojinetes son una función del nivel de desbalance del eje, la geometría del rotor y sus

cojinetes, la velocidad de rotación y unas detalladas características dinámicas del sistema rotor-cojinete. Cuando se está cerca de la velocidad crítica, la fuerza debida al desbalanceo puede ser amplificada, algunas veces por un factor de cinco o más.

Idealmente, la determinación de las fuerzas transmitidas bajo diferentes condiciones de desbalance y diferentes velocidades resultan de un análisis dinámico del sistema rotor-cojinete, usando una apropiada combinación de programas de computadora para calcular las características dinámicas de los cojinetes y la respuesta de desbalance. Este tipo de análisis es generalmente realizado por el fabricante de la turbina. El resultado de tal análisis da especialmente los valores de las fuerzas transmitidas hacia los apoyos, este análisis representa el mejor recurso de información para el ingeniero diseñador de la cimentación.

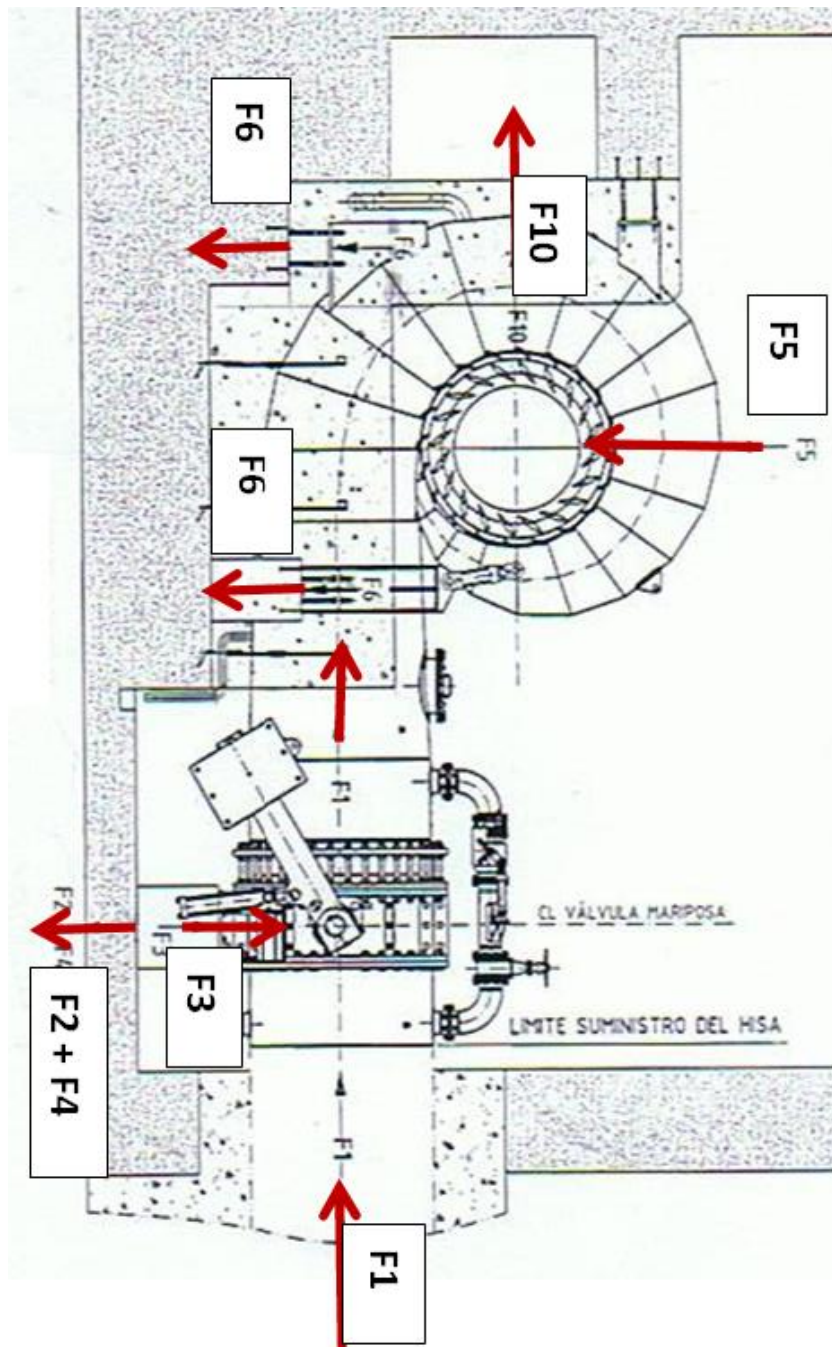
Las cargas dinámicas de la turbina a diseñar se muestran en la tabla I, a continuación se muestran algunas figuras del conjunto turbina-generator en las cuales se muestran los puntos de aplicación de las cargas.

Figura 17. **Planta indicación de fuerzas actuantes en turbina Pelton y generador**



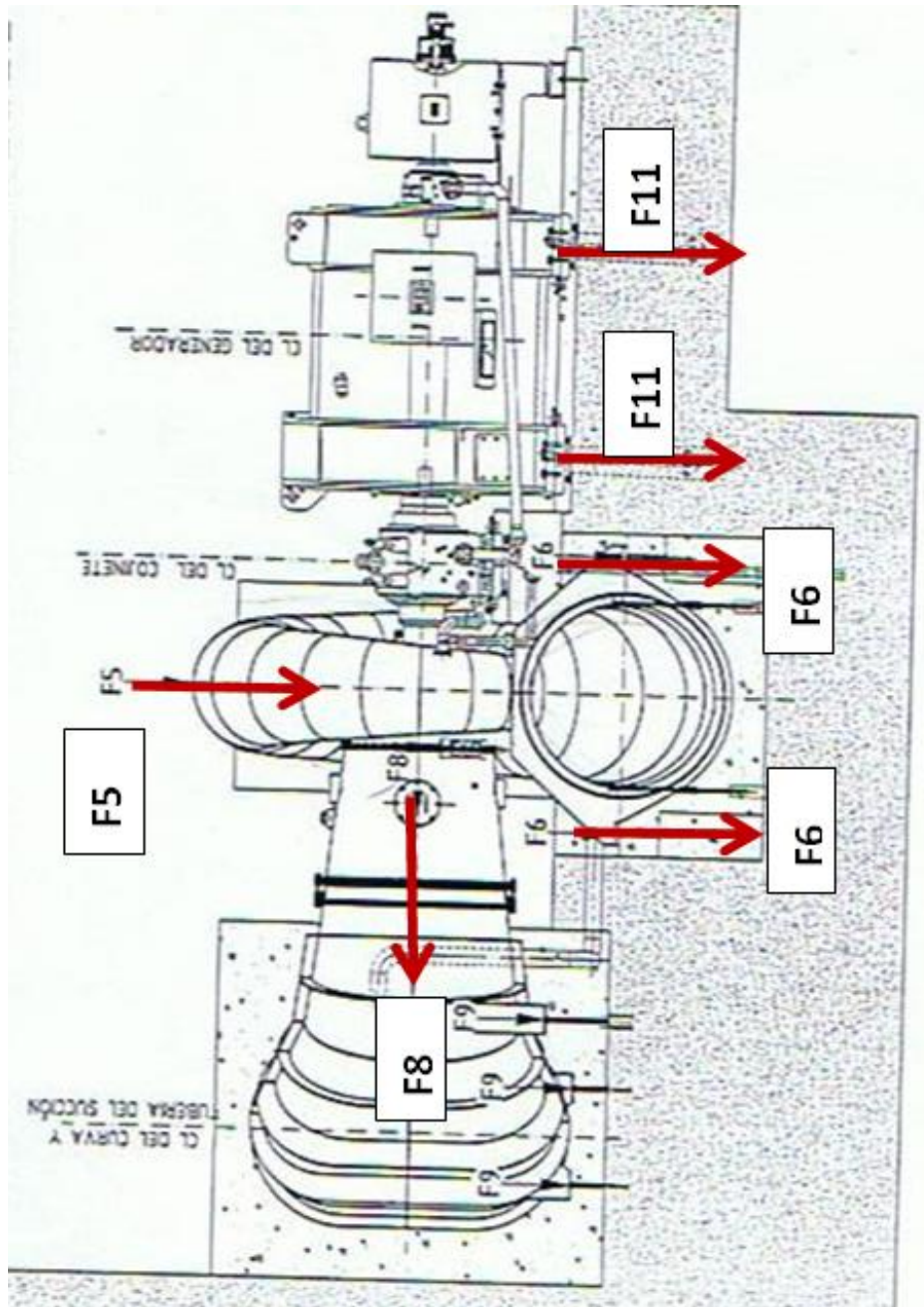
Fuente: pequeña hidroeléctrica INGESA.

Figura 18. Corte A-A indicación de fuerzas actuantes en turbina Pelton y generador



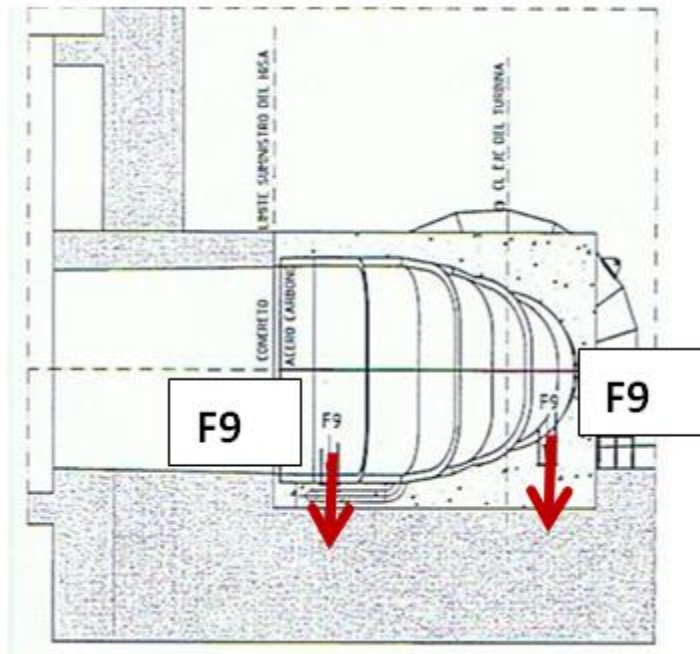
Fuente: pequeña hidroeléctrica INGESA.

Figura 19. Corte B-B indicación de fuerzas actuantes en turbina Pelton y generador



Fuente: pequeña hidroeléctrica INGESA.

Figura 20. **Corte C-C indicación de fuerzas actuantes en turbina Pelton y generador**



Fuente: pequeña hidroeléctrica INGESA.

- Condiciones de carga

Durante la vida de la cimentación esta debe someterse a diferentes condiciones de carga incluyendo, montaje, pruebas, apagado, mantenimiento y un funcionamiento normal y anormal de la turbina. Para cada condición de carga, existen distintas combinaciones de carga que deben ser aplicadas a la cimentación. Las siguientes condiciones de carga son generalmente consideradas en el diseño:

- Las condiciones de montaje representan las cargas que actúan en la cimentación durante su construcción.

- Las condiciones de prueba representan las cargas que actúan en la estructura mientras el equipo está siendo probado en la fase de prueba.
 - Las condiciones de apagado del equipo representan las cargas de diseño que actúan en la cimentación cuando el equipo tiene el menor peso debido a procesos de mantenimiento, o alguna interrupción en su funcionamiento.
 - Las condiciones normales de operación representan las cargas durante el período normal de operación de la turbina.
 - Las condiciones anormales de operación representan el diseño en períodos de inusual funcionamiento en la turbina, o casos extremos de cargas de operación actuantes en la cimentación.
- Combinaciones de carga

Las combinaciones de cargas que pueden ser utilizadas son las del código ACI 318-08 que sean aplicables a la cimentación y se encuentran en la sección 9.2.1, las combinaciones de carga se muestran a continuación:

- | | |
|---|-----------|
| ○ $U = 1,4(D + F)$ | APLICA |
| ○ $U = 1,2(D + F + T) + 1,6(L + H) + 0,5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$ | APLICA |
| ○ $U = 1,2D + 1,6(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1,0L \text{ ó } 0,8W)$ | APLICA |
| ○ $U = 1,2D + 1,6W + 1,0L + 0,5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$ | NO APLICA |
| ○ $U = 1,2D + 1,0E + 1,0L + 0,2S$ | APLICA |
| ○ $U = 0,9D + 1,6W + 1,6H$ | NO APLICA |
| ○ $U = 0,9D + 1,0E + 1,6H$ | APLICA |

Donde:

U= carga última de diseño

D= carga muerta

F= cargas debidas al peso o presión de fluidos

T= cargas de temperatura

H= cargas debidas al peso o empuje del suelo

Lr= carga viva de techo

L= carga viva

S= cargas por nieve

R= carga de lluvia

W= carga de viento

E= carga sísmica

El ACI 351.3 considera que la carga provocada la carga dinámica descrita en este capítulo debe ser tomada como carga viva.

3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

3.1. Análisis estructural

El primer paso para el análisis de una cimentación de este tipo es el predimensionamiento de la misma, para ello existen diferentes criterios, para este caso se utilizara el método de relación de masas, el cual indica que se propone una cimentación cuyo peso sea una cierta cantidad de veces el peso de la maquinaria. El libro de: diseño práctico de cimentaciones sujetas a vibración de Zetina Muñoz, establece valores típicos que oscilan desde 3 hasta 5 veces el peso de la maquinaria.

Esto es un método de relación de masas en el cual se garantiza para trabajar y provee una cimentación con suficiente masa para asegurar una amplitud de vibración aceptable, aun si el sistema de cimentación está en una condición de resonancia con la máquina.

Para maquinaria grande como el sistema turbina-generator que se diseñara, este método puede ser satisfactorio debido a que su base necesariamente tiene que ser amplia, o sea, tendrá suficiente masa la cual es más que suficiente para limitar las amplitudes de vibración.

Para realizar este método primero se debe de obtener la carga muerta del sistema turbina-generator, este peso está dado por el fabricante y se muestra en la tabla I. Esta carga fue calculada en el capítulo 2 y el resultado se muestra a continuación.

$$WM = F5 + 4 * F6 + 4F9 + 4 * F11$$

$$WM = 119,27 T$$

Se tomara el criterio de que la cimentación tenga 3 veces el peso de la maquinaria por lo tanto se procederá a calcular el peso de la cimentación para luego calcular el volumen de concreto necesario.

$$W_C = 3 * 119,27 T = 357,81 T$$

$$\text{Vol. Conc.} = W_C / \gamma$$

$$\text{Vol. Conc.} = \frac{357,81 T}{2,4 T/m^3}$$

$$\text{Vol. Conc.} = 149,09 m^3$$

Este volumen es el mínimo que se necesita para que la cimentación tenga un comportamiento adecuado durante su vida útil y tiene que ser distribuido de acuerdo a la geometría del sistema turbina-generator, el volumen de la cimentación es de 155,04 metros cúbicos y fue calculado en el capítulo 2 como se muestra en la tabla II. Un resumen del cálculo se muestra en la tabla III.

Tabla III. **Resumen de cálculo de volúmenes y pesos**

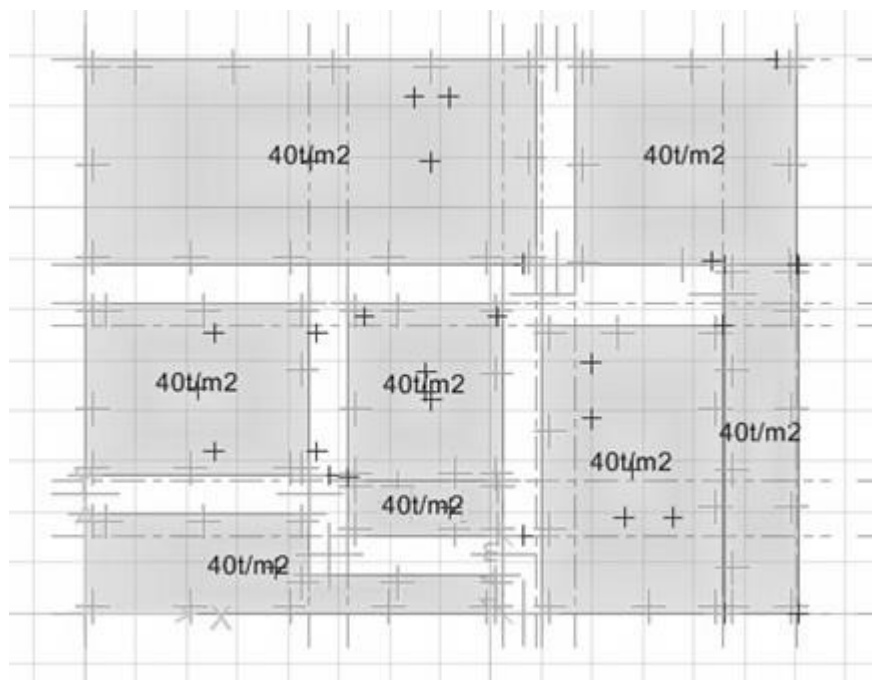
TABLA RESUMEN VOLÚMENES Y PESOS		
PESO PROPIO	372,10	Ton
PESO TURBINA + GENERADOR	119,27	Ton
VOL. NECESARIO	149,08	m ³
VOL. PROPUESTO	155,04	m ³

Fuente: elaboración propia.

El volumen propuesto es mayor que el volumen necesario, por lo que se considera satisfactorio y se procederá a generar el modelo en el programa SAFE para realizar el análisis estructural. Para ello es necesario aplicar las cargas antes descritas al modelo con las combinaciones del ACI 318-08 para poder obtener los máximos esfuerzos actuantes en la misma y así poder calcular el refuerzo necesario.

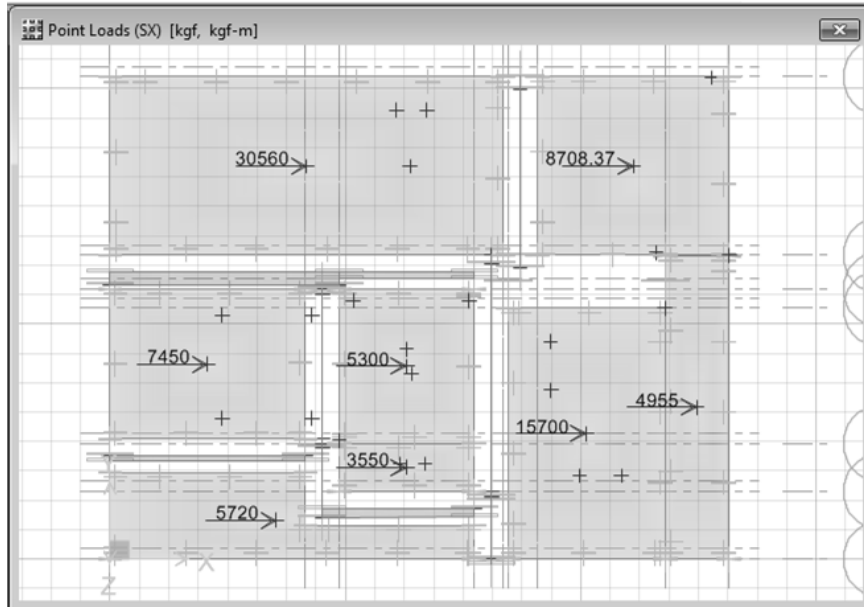
Para modelar el suelo se tiene el módulo de reacción del suelo (conocido también como coeficiente de balasto o módulo de Winkler) de 8 kilogramos por centímetro cúbico obtenido de acuerdo a la tabla que se muestra en el anexo 2, y un valor soporte del suelo de 40 toneladas por metro cuadrado proveniente de un ensayo de valor soporte. A continuación se muestran varias figuras con las cargas actuantes.

Figura 21. **Modelo para análisis estructural en SAFE**



Fuente: elaboración propia.

Figura 24. Sismo en dirección X



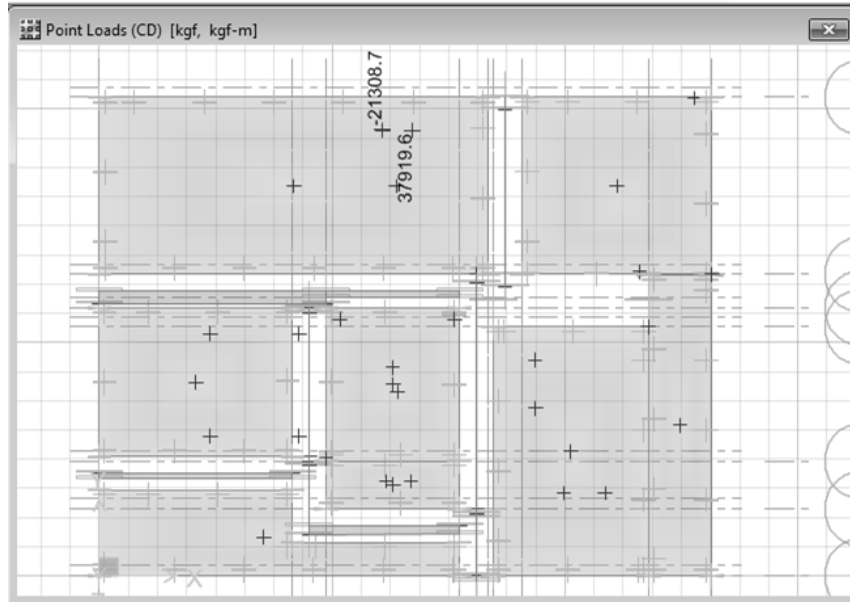
Fuente: elaboración propia.

Figura 25. Sismo en dirección Y



Fuente: elaboración propia.

Figura 26. **Carga dinámica**



Fuente: elaboración propia.

En base a las cargas mostradas anteriormente fue hecho el análisis estructural en el programa SAFE. Un resumen de los resultados del dicho análisis se tabulan en la tabla IV, estos serán utilizados para el diseño estructural.

En el apéndice 2 de este documento se muestran los datos de salida del análisis estructural del programa SAFE.

Tabla IV. **Resumen del análisis estructural**

RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL		
ESFUERZO	VALOR	UNIDAD
Corte máximo para losa de 0,70 m	13789,06	kg
Corte máximo para losa de 1,10 m	4228,25	kg
Corte máximo para losa de 1,20 m	24785,76	kg
Corte máximo para losa de 1,50 m	10949,09	kg
Momento máximo positivo para losa de 0,70 m	7547,85	kg-m
Momento máximo positivo para losa de 1,10 m	4084,02	kg-m
Momento máximo positivo para losa de 1,20 m	15529,87	kg-m
Momento máximo positivo para losa de 1,50 m	11730,90	kg-m
Momento máximo negativo para losa de 0,70 m	-6842,40	kg-m
Momento máximo negativo para losa de 1,10 m	-901,42	kg-m
Momento máximo negativo para losa de 1,20 m	-9135,22	kg-m
Momento máximo negativo para losa de 1,50 m	-2439,05	kg-m

Fuente: elaboración propia.

3.2. Diseño de la cimentación

El diseño de la cimentación está basado principalmente en el método de relación de masas descrito en la sección 3.1 y en el chequeo de frecuencias para verificar que el sistema turbina-generador no se encuentre en resonancia con la cimentación.

3.2.1. Generalidades

Del análisis estructural se obtienen los máximos esfuerzos y momentos actuantes en la cimentación, para luego proceder a calcular el refuerzo necesario. Este refuerzo debe de ser comparado siempre con el área de acero mínima que indique el código aplicable.

Para este caso el código ACI 207.2 establece una cuantía mínima de acero de refuerzo de 0,0015 para elementos menores de 1,22 metros de espesor, para los elementos que no cumplan con este requisito se aplicara el criterio del ACI-318-08 que establece una cuantía mínima de 0,0018.

3.2.2. Diseño de cimentación

Un aspecto fundamental en el diseño de este tipo de cimentación es el efecto de la resonancia, para verificar que no exista la posibilidad de que esto ocurra se tiene que verificar que la frecuencia de la turbina varié por lo menos un 20 por ciento de la frecuencia natural de vibración de la cimentación.

La resonancia es un fenómeno indeseado en cualquier tipo de estructura, esta puede causar un mal funcionamiento del sistema turbina cimentación ya que la amplitud de vibración aumenta lo que puede causar daños tanto a la turbina como a la cimentación.

La frecuencia de la turbina para este caso está dada por el fabricante de la misma y para este caso es de 60 Hertz, la frecuencia de la cimentación se calculara de acuerdo al periodo de vibración con la siguiente ecuación:

$$f = \frac{1}{T}$$

Donde:

f= frecuencia de la cimentación

T= período de vibración de la estructura

El período fundamental de vibración de la cimentación se calculo en el capítulo 2 de este documento, y para el cálculo de los diferentes períodos de

vibración de acuerdo a los modos de vibración de la estructura se utilizó el programa SAFE, los resultados de este cálculo se muestran en la tabla V.

Tabla V. **Chequeo de frecuencias**

MODO DE VIBRACIÓN	PERIODO (Seg.)	FREC. CIMENTACIÓN (Hz)	FREC. MAQ. (Hz)	% VARIACIÓN	CHEQUEA
MODO 1	0,07009	13,50	60	77,50%	OK
MODO 2	0,06752	14,81	60	75,32%	OK
MODO 3	0,05799	17,24	60	71,26%	OK
AGIES	0,13200	7,58	60	87,37%	OK

Fuente: elaboración propia.

Como se puede observar en la tabla V para todos los modos de vibración existe una diferencia de más del 20 por ciento, por lo que no existe ningún riesgo que el sistema turbina cimentación se encuentre en resonancia.

Basado en los resultados del análisis estructural se procederá a calcular el refuerzo a flexión, tanto positivo como negativo necesario para cada tipo de losa con la siguiente ecuación:

$$M = \varphi * A_s * f_y \left(d - \frac{A_s * f_y}{2 * \beta_1 * f_c * b} \right)$$

Donde:

M = momento resistente

φ = factor de reducción de capacidad de carga

A_s = área de acero

f_y = límite de fluencia del acero

d = peralte efectivo

β_1 = factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro

b = base o ancho unitario

f'_c = resistencia a compresión del concreto.

- Para la losa de 0.70m se tienen los siguientes datos:

$$M (+) = 7\,547,85 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M (-) = 6\,842,40 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\phi = 0,90$$

$$f_y = 4\,200 \text{ kc/cm}^2$$

$$d = 60 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f'_c = 280 \text{ kc/cm}^2$$

$$754\,785 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 0,9 * A_{s(+)} * 4\,200 \text{ kc/cm}^2 (60 \text{ cm} -$$

$$\frac{A_{s(+)} * 4\,200 \text{ kc/cm}^2}{2 * 0,85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm}})$$

$$A_{s(+)} = 3,22 \text{ cm}^2$$

Esta área de acero se tiene que comparar con el área de acero mínima que pide el código ACI-207.2 (por ser un elemento de menos de 1,22 metros de espesor), en el cual se especifica una cuantía mínima de acero de 0,0015. Adicionalmente este mismo código pide que se coloque un acero mínimo de núm. 6 a cada 30 centímetros, el cálculo se muestra a continuación.

$$A_{s \text{ min}} = \rho * b * h$$

Donde:

ρ = cuantía de acero

b = base ó ancho unitario

h = altura de la losa

$$A_{s \min} = 0,0015 * 100\text{cm} * 70\text{cm}$$

$$A_{s \min} = 9,00 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo es mayor que el acero requerido por el análisis por lo tanto se calculara la cantidad de varillas a utilizar para luego calcular el espaciamiento de las mismas. Se propondrá utilizar una varilla de acero número 6.

$$\text{No. var} = \frac{A_{s \text{ req}}}{A_v}$$

Donde:

No. var = número de varillas a utilizar en un ancho unitario

$A_{s \text{ req}}$ = área de acero requerida

A_v = área de la varilla propuesta

$$\text{No. var} = \frac{9,00 \text{ cm}^2}{2,84 \text{ cm}^2}$$

$$\text{No. var} = 3,17 \text{ varillas}$$

Ahora se procederá a calcular el espaciamiento requerido para estas varillas utilizando la siguiente ecuación:

$$S = \frac{b}{\text{No. var}}$$

Donde:

b = base o ancho unitario

S = espaciamiento de las varillas

$$S = \frac{100 \text{ cm}}{3,17}$$

$$S = 31,54 \text{ cm}$$

Por motivos constructivos resulta impráctico dejar esta separación, por lo tanto se concluye que el armado para el momento positivo de la losa de 70cm deberá ser Núm. 6@30 centímetros en ambos sentidos. Este armado cumple con los requisitos de acero de los códigos ACI 207.2.

De manera similar se calculara el refuerzo de acero negativo necesario para la losa de 70 cm, el cálculo se muestra a continuación:

$$M = \varphi * A_s * f_y \left(d - \frac{A_s * f_y}{2 * \beta_1 * f_c * b} \right)$$

$$684\,240 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 0,9 * A_{s(-)} * 4\,200 \text{ kc/cm}^2 (60\text{cm} -$$

$$\frac{A_{s(-)} * 4\,200 \text{ kc/cm}^2}{2 * 0,85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm}})$$

$$A_{s(-)} = 2,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho * b * h$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0015 * 100\text{cm} * 70\text{cm}$$

$$A_{s \text{ min}} = 9,00 \text{ cm}^2$$

En este caso el acero mínimo es mayor que el acero requerido por el análisis (igual que el momento positivo), por lo que se colocara la misma cantidad de refuerzo, correspondiente a acero núm. 6@30 centímetros en ambos sentidos.

Ahora se realizara el chequeo de cortante para la losa de 70 centímetros. En la tabla IV se pude observar que el cortante para esta losa es de 13 789,06kilogramos.

Para comenzar se calcula la capacidad cortante del concreto con la siguiente ecuación:

$$V_c = 0,53\sqrt{f'_c}$$

Donde:

V_c = esfuerzo cortante resistente del concreto

f'_c = resistencia a compresión del concreto

$$V_c = 0,53\sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}$$

$$V_c = 8,87 \text{ kg/cm}^2$$

Ahora se calculara el esfuerzo cortante actuante en la cimentación con la siguiente ecuación:

$$V_a = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

Donde:

V_a = esfuerzo cortante actuante

V_u = cortante último

ϕ = factor de reducción de capacidad

b = base o ancho unitario

d = peralte efectivo

$$V_a = \frac{13\,789,06 \text{ kg}}{0,85 * 100\text{cm} * 61\text{cm}}$$

$$V_a = 2,70 \text{ kg/cm}^2$$

Como $V_c > V_a$ se concluye que para la losa de 70 centímetros el concreto por si solo es capaz de resistir el esfuerzo cortante y no es necesario colocar refuerzo adicional.

De igual manera se debe de calcular el refuerzo a flexión (positivo y negativo) y el refuerzo cortante de ser necesario en las otras losas. El resumen de este cálculo se muestra en la tabla VI.

Para todas las losas en el diseño a flexión, el criterio que dominó el cálculo estructural fue el acero mínimo. Para el caso del chequeo de la fuerza cortante el concreto es capaz de soportar esta fuerza para todas las losas y no es necesario colocar refuerzo adicional.

Resulta necesario aclarar que para las losas de 0,70 metros de 1,10 metros y de 1,20 metros de espesor se utilizó la cuantía mínima del Código ACI-207.2 y para la losa de 1,50 metros de espesor se utilizó la cuantía mínima del ACI 318S-08.

Otro aspecto que debe ser chequeado es la presión del suelo, esta debe de ser menor al valor soporte del suelo, la presión máxima del suelo proveniente del análisis es de 17,3 toneladas por metro cuadrado como se puede observar en el apéndice 2.

Tabla VI. **Resumen de cálculo estructural**

RESUMEN PARA DISEÑO A FLEXIÓN					
		LOSA 70cm	LOSA 110cm	LOSA 120cm	LOSA 150 cm
MOMENTO MAX. (kg-m)	Positivo	7 547,85	4 084,02	15 529,87	11 730,90
	Negativo	6 842,40	901,42	9 135,22	2 439,05
ACERO CALCULADO (cm2)	Positivo	3,22	1,07	3,72	2,20
	Negativo	2,92	0,24	2,19	0,46
AS MÍNIMO (cm2)		9,00	16,50	18,00	27,00
CÓDIGO APLICADO		ACI 207.2	ACI 207.2	ACI 207.2	ACI 318S-08
REQUERIMIENTO ACI 207.2		No. 6@30cm	No. 6@30cm	No. 6@30cm	No. 6@30cm
ARMADO FINAL	Positivo	No. 6@30cm	No. 8@30cm	No. 9@30cm	No. 10@30cm
	Negativo	No. 6@30cm	No. 8@30cm	No. 9@30cm	No. 10@30cm
CRITERIO DOMINANTE		As Mínimo	As Mínimo	As Mínimo	As Mínimo
RESUMEN DE DISEÑO A CORTE					
		LOSA 70cm	LOSA 110cm	LOSA 120cm	LOSA 150 cm
Vc (kg/cm2)		8,87	8,87	8,87	8,87
Va (kg/cm2)		2,70	0,50	2,65	0,92

Fuente: elaboración propia.

El Código ACI 351.3 como se verá en el capítulo 4, sugiere cierto volumen de refuerzo mínimo que va desde 30 kilogramos por metro cúbico, para losas de cimentación hasta 50 kilogramos por metro cúbico, para pilotes. Todo el cálculo estructural cumple con la cuantía volumétrica mínima de 0,38 por ciento

equivalente a 30 kilogramos por metro cúbico. El resumen de estos cálculos se muestra en la tabla VII.

Tabla VII. **Cuantía volumétrica**

RESUMEN CUANTÍAVOLUMÉTRICA		
LOSA	% ACERO	CUANTÍA (kg/m3)
LOSA 0,70m	0,54%	42,46
LOSA 1,10m	0,62%	48,53
LOSA 1,20m	0,57%	44,48
LOSA 1,50m	0,71%	55,40

Fuente: elaboración propia.

3.2.3. Diseño de anclajes

Para el diseño de los anclajes se utilizarán pernos A325 con $f_y = 120\,000$ libras por pulgada cuadrada de 1/2 pulgada de diámetro, serán diseñados bajo el esfuerzo cortante provocado por las fuerzas horizontales que actúan en la cimentación y una fuerza de tensión.

Como primer paso se debe encontrar el cortante y la fuerza de tensión que actúa en el perno, para esto se tomará la fuerza F_1 y se dividirá entre el número de apoyos, que para este caso son 6. En cada apoyo se encontrará un grupo de 8 pernos de 1/2 pulgada de diámetro, en una placa de 0,75 metros por 0,75 metros.

$$F_{va} = \frac{F_1}{n_a}$$

Donde:

F_{va} = fuerza cortante en cada apoyo

F1 = fuerza cortante actuante

n_a = número de apoyos

$$F_{va} = \frac{180\,391,33 \text{ kg}}{6} = 30\,065,22 \text{ kg}$$

Esta fuerza está actuando al nivel 92,20 (eje de tubería de succión) a una altura de 1,20 metros por encima del grupo de pernos, por lo que para trasladar esta fuerza al apoyo debe de convertirse en un momento y un cortante equivalentes en ese punto, para el caso del cortante es el mismo valor de F_{va} y para el momento es dicho valor multiplicado por la altura a la que actúa la fuerza.

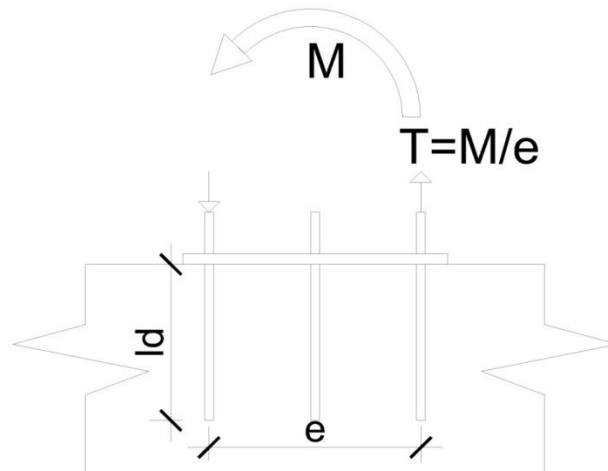
$$M_a = F_{va} * H_{va}$$

$$M_a = 30\,065,22 \text{ kg} * 1,20 \text{ m}$$

$$M_a = 36\,078,27 \text{ kg} - \text{m}$$

La tensión actuante en cada perno se debe de calcular a partir del momento anterior y la separación de los mismos, el esquema de cómo calcularlo se muestra en la figura siguiente.

Figura 27. Esquema de momento actuante en grupo de pernos



Fuente: elaboración propia.

$$T_a = \frac{M_a}{e * n_p}$$

Donde:

T_a = tensión actuante en cada perno

M_a = momento actuante en el apoyo

e = separación de los pernos

n_p = número de pernos

T_a = tensión actuante en cada perno

$$T_a = \frac{36\,078,27 \text{ kg} \cdot \text{m}}{0,75\text{m} * 8}$$

$$T_a = 6\,013,04 \text{ kg}$$

Seguidamente se calculara la tensión que resiste cada perno, esta debe de ser menor que la tensión actuante. Como se mencionó anteriormente f_y del acero es 120 000 psi y el perno es de 1/2pulgada de diámetro.

$$T_r = \phi * A_p * f_y$$

Donde:

ϕ = factor de reducción de capacidad

T_r = tensión resistente de cada perno

A_p = área de la sección del perno

f_y = esfuerzo de fluencia del perno

$$T_r = 0,75 * 1,29\text{cm}^2 * 8\,460 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_r = 8\,187,81 \text{ kg}$$

Como se puede observar $T_r > T_a$ y cumple el chequeo de esfuerzo máximo de tensión.

Ahora se debe de calcular la longitud embebida del perno, tomando como base la ecuación de longitud de desarrollo.

$$l_d = 0,06 \frac{A_p * f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

Donde:

l_d = longitud de desarrollo

A_p = área de la sección transversal del perno

f_y = esfuerzo de fluencia del perno

f'_c = resistencia a compresión del concreto

$$l_d = 0,06 \frac{1,29 \text{ cm}^2 * 8\,460 \text{ kg/cm}^2}{\sqrt{280 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$l_d = 39,08 \text{ cm}$$

La longitud embebida del perno será de 40centímetros, con lo cual se garantiza que este no será arrancado de la cimentación.

Por último paso se debe de calcular el cortante actuante en cada perno para determinar si este lo resistirá. El cortante actuante en cada perno se calcula dividiendo la fuerza cortante actuante en cada apoyo dentro del número de pernos en cada apoyo.

$$V_{ap} = \frac{F_{va}}{n_p}$$

Donde:

V_{ap} = cortante actuante en cada perno

n_p = número de pernos

F_{va} = fuerza cortante en cada apoyo

$$V_{ap} = \frac{30\,065,22\text{kg}}{8}$$

$$V_{ap} = 3\,758,15 \text{ kg}$$

Ahora se calculara el cortante resistente para un perno, el cual debe de ser mayor que el cortante actuante.

$$V_{rp} = \varphi * A_p * f_y$$

Donde:

ϕ = factor de reducción de capacidad

V_{rp} = cortante resistente de cada perno

A_p = área de la sección del perno

f_y = esfuerzo de fluencia del perno

$$V_{rp} = 0.65 * 1,29\text{cm}^2 * 8\,460 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{rp} = 7\,096,10 \text{ kg}$$

Como se puede observar el cortante resistente del perno es mayor que el cortante actuante en cada perno, por lo tanto el diseño propuesto esta correcto. El resumen del cálculo de los pernos se muestra en la tabla VIII.

Tabla VIII. **Resumen de cálculo de pernos**

TABLA RESUMEN PERNOS		
	ACTUANTE (kg)	RESISTENTE (kg)
TENSIÓN	6013,04	8187,81
CORTANTE	3758,15	7096,10
ld	40 cm	

Fuente: elaboración propia.

4. ESPECIFICACIONES PARA CIMENTACIONES DE TURBINAS HIDRÁULICAS MEDIANAS

4.1. Consideraciones del Código ACI

El ACI 116R-00 Terminología del Cemento y Concreto, define el concreto masivo como: cualquier volumen de concreto cuyas dimensiones son lo suficientemente grandes como para que sea necesario tomar medidas para considerar la generación de calor provocada por la hidratación del cemento y el consiguiente cambio de volumen a fin de minimizar la fisuración. Por lo tanto al momento de construir la cimentación es necesario tomar en cuenta las consideraciones del comité 207 del ACI referentes a concreto masivo.

El ACI 207.2 Effect of Restraint, VolumeChange, and Reinforcementon Cracking of Mass Concrete, en la sección 6.4, recomendaciones para el refuerzo mínimo establece que: los requerimientos mínimos del ACI 318 se aplicaran a todas las losas y las vigas de la superestructura. La cantidad total de refuerzo recomendado por temperatura y contracción para muros, losas y zapatas de menos de 1,22 metros (48 pulg.) de espesor, que han sido investigados para el control de la fisuración es de 0,0015 veces el área de la sección transversal del miembro Ag. Para el control de la fisuración la separación máxima de varillas debe limitarse a 30 centímetros (12 pulg.) medidas al centro de las barras. Para los miembros de más de 1,22 metros (48 pulg.) de espesor, el refuerzo mínimo de temperatura y contracción en cada cara deben estar limitados por la profundidad del recubrimiento d_c y el espaciamiento de las barras de tal manera que.

$$A'_s = \frac{f'_t A}{f_s} \text{ ó } \frac{A}{100}$$

Donde:

A'_s = área de acero por pie de longitud para un espesor dado

f'_t = resistencia a tensión del concreto

A = área de tensión efectiva del concreto que rodea un grupo de barras de refuerzo y que tiene el mismo centroide que el refuerzo, dividido por el número de barras

f_s = tensión calculada en el refuerzo

El diámetro mínimo de la varilla y el espaciamiento de los miembros de este tamaño no deberá ser inferior a varillas núm. 6 a 30 centímetros (12 pulg.) de separación de centro a centro.

No se requiere ningún refuerzo por temperatura y contracción para miembros de más de 1,83 metros (6 pies) de espesor que se construyan con los principios del ACI 207.1R para controlar la fisuración del concreto masivo.

El ACI 207.1R contiene diversas recomendaciones para la construcción de estructuras de concreto masivo. Tales como el control de la temperatura, las características de los materiales a utilizar, el tipo de cemento, las propiedades del concreto, y las consideraciones constructivas que presenta construir una estructura de concreto masivo como la que se diseñó.

La sección 4.4.1 del ACI 351.3, Foundations for Dynamic Equipment, permite que los principios básicos del diseño de concreto armado establecidos en el ACI 318 se utilizan para el diseño de cimentaciones para equipos dinámicos. Ingenieros que trabajan con equipos específicos pueden aplicar

criterios adicionales basados en su experiencia. Dicho equipo incluye martillos, compresores de gran tamaño y los sistemas turbina generador.

Las cimentaciones para equipos incluyen generalmente algunos componentes que actúan principalmente a flexión, otros con carga axial y otros pueden actuar principalmente a corte. Secciones aplicables del ACI 318 se utilizan frecuentemente para establecer los requisitos mínimos para el refuerzo axial, flexión y cortante.

En algunos casos las empresas de ingeniería que diseñan este tipo de cimentación han complementado estos criterios con criterios internos o interpretaciones internas de los requisitos del ACI 318. Estas medidas se toman para estructuras fundamentales que son muy diferentes de estructuras de edificación convencionales, como es el caso del sistema turbina generador. Para secciones de gran espesor, criterios especiales que implican la ubicación del refuerzo o el refuerzo mínimo se pueden identificar más con la construcción de cimentaciones de concreto masivo. Tales criterios son típicamente para estructuras específicas, por ejemplo para pedestales turbina generador o para losas de cimentación de más de 1,83 metros (6 pies) de espesor.

En gran parte debido a la gran variedad en este tipo de construcciones, las normas aceptadas no hay evolucionado. Por ejemplo, no existe una cantidad específica de refuerzo aplicables en todos los ámbitos para estos diseños. En algunas aplicaciones, se pueden aplicar los requisitos del código de construcción y fabricantes de maquinaria pueden establecer normas mínimas. Una resistencia mínima del concreto de 210 kilogramos por centímetro cuadrado (3 000 psi) se puede aplicar. Para la mayoría de las cimentaciones para equipos API, una resistencia de 280 kilogramos por centímetro cuadrado (4 000 psi) se especifica comúnmente y puede ser necesaria. En la

mayoría de los casos, la calidad y la durabilidad del concreto se consideran más críticas para un buen rendimiento que la resistencia.

Como en la mayoría de las construcciones, el acero ASTM A615 grado 60 es el refuerzo más comúnmente utilizado para las cimentaciones para equipos dinámicos. La buena práctica de diseño requiere un especial cuidado y atención al diseño de la armadura, incluyendo el desarrollo adecuado de las varillas y en el bloque de concreto evitar que la varilla termine en regiones de máximos esfuerzos, y un debe tener el recubrimiento adecuado. Un refuerzo excesivo puede crear problemas constructivos y de calidad esto debe de evitarse.

Algunas empresas precisan un mínimo de refuerzo de 50 kilogramos por metro cúbico ($3,1 \text{ lb/pe}^3$ ó $0,64\%$) para pilotes (soportes de apoyo de la maquinaria) y 30 kilogramos por metro cúbico ($1,9 \text{ lb/pe}^3$ ó $0,38\%$) para losas de cimentación. Para los bloques de los compresores algunas empresas sugieren el 1 por ciento de refuerzo en volumen y puede ser un bloque post-tensado.

Muchos ingenieros recomiendan un refuerzo adicional tales como barras dobladas alrededor de los pernos de anclaje integrados para garantizar un rendimiento a largo plazo. Los criterios y las especificaciones del ACI 351.2R para equipos estáticos también pueden ser aplicadas para cimentaciones de equipos dinámicos.

Como se observa en el capítulo 3 el acero de refuerzo utilizado fue grado 60, la resistencia del concreto fue de 280 kilogramos por centímetro cuadrado y el refuerzo volumétrico colocado en la cimentación cumple con los requisitos anteriores.

Otro comité del ACI que contiene recomendaciones acerca del concreto masivo es el ACI 224, control de la fisuración en Estructuras de Concreto. El capítulo 7 trata exclusivamente del control de la fisuración en concreto masivo y contiene varios métodos para controlar este problema. La sección 7.2 contiene varias recomendaciones para el control de la fisuración del concreto masivo.

“Dadas las probables temperaturas y deformaciones, el diseñador debería determinar cuáles medidas resultan más prácticas para impedir la fisuración. Algunas de las condiciones que facilitan la prevención de la fisuración son:

- Hormigón con gran capacidad de deformación por tracción.
- Bajo contenido de cemento (permitido por bajas tensiones de diseño).
- Cemento de baja generación de calor o empleo de puzolanas.
- Colar el hormigón en pequeños segmentos o bloques.
- Baja temperatura durante la colocación.
- Baja velocidad de construcción cuando no se utiliza enfriamiento artificial.
- Enfriamiento artificial mediante una red interna de tuberías de agua fría.
- Aislar las superficies del hormigón.
- Bajo grado de restricción, como en el caso de fundaciones no restringidas, o en porciones de la estructura bien alejadas de la fundación que genera la restricción.
- Ausencia de elevadores de la tensión, como las galerías.

Hay dos medidas que pueden minimizar la fisuración. La primera consiste en modificar los materiales y la dosificación de la mezcla para producir un concreto con la mejor resistencia a la fisuración o la mayor capacidad de deformación por tracción posible. Esto puede requerir una cuidadosa elección de los agregados, usar un contenido mínimo de cemento para el hormigón interior y/o restringir el tamaño máximo de los agregados.

El intento de producir un concreto con alta capacidad de deformación por tracción puede limitar el tamaño máximo de los agregados a un valor algo por debajo de lo que podría resultar la alternativa más económica. En el caso de agregados igualmente económicos provenientes de diferentes fuentes, se debería dar preferencia al agregado que proporcione la mejor resistencia a la fisuración. Generalmente éste será un material triturado de baja expansión térmica y bajo módulo de elasticidad.

La segunda medida para impedir la fisuración consiste en controlar los factores que producen deformación por tracción. Esto puede implicar enfriamiento previo, enfriamiento posterior, aislación o posiblemente calentamiento de las superficies de hormigón expuestas y un diseño que minimice las deformaciones alrededor de galerías y otras aberturas. A partir de estas consideraciones se deduce que el grado de control de la fisuración necesario puede variar desde ningún control, en el caso de una presa cerca del ecuador o con agregados favorables, hasta medidas muy costosas en ubicaciones donde la temperatura varía ampliamente y donde los únicos agregados económicos son de elevado módulo de elasticidad y alta expansión térmica.

Las prácticas recomendadas requieren tanto enfriamiento previo como enfriamiento posterior, y la aplicación de un aislante térmico sobre las superficies expuestas durante tiempo frío. El aislante se deja el tiempo suficiente para permitir que las temperaturas en la superficie del hormigón se acerquen lentamente a la temperatura ambiente, o hasta que se coloque más hormigón sobre la superficie protegida o contra la misma.”¹

¹ ACI 224. Control de la Fisuración en Estructuras de Hormigón. Pág. 33.

El ACI 308, Guide to Curing Concrete, en la sección 3.3 contiene recomendaciones específicas para el curado del concreto masivo.

Métodos y duración del curado, el concreto masivos es curado a menudo con agua para un beneficio adicional de enfriamiento en climas cálidos, pero esto puede ser contraproducente cuando el gradiente de temperatura entre el interior caliente y la superficie fría genera esfuerzos en el concreto. Superficies horizontales o inclinadas no conformadas de concreto masivo pueden mantenerse continuamente mojadas rociando agua, usando arena mojada o tejidos saturados de agua.

Para superficies verticales y otras formadas después de que el concreto ha endurecido y las formaletas todavía están en su lugar, estas pueden aflojarse de tal manera que se pueda suministrar agua para mantener el concreto húmedo. Siguiendo con el desencofrado las superficies pueden mantenerse continuamente húmedas rociando agua o con telas saturadas de agua. Para el curado con agua esta no debe de estar más fría que el concreto, aproximadamente 11 grados centígrados (20 F), debido a que esto puede inducir esfuerzos que pueden causar agrietamiento.

El curado debe de comenzar tan pronto como el concreto se haya endurecido lo suficiente para evitar daños en la superficie. Para secciones masivas sin refuerzo que no contienen escoria de alto horno o puzolanas el curado debe continuar durante al menos dos semanas. Cuando la escoria de alto horno o puzolanas están presentes en el concreto el curado mínimo debe de ser de tres semanas. Para el concreto masivo con refuerzo, el curado debe de ser continuo durante al menos siete días o hasta que se alcance el 70 por ciento de la resistencia a compresión especificada, si la resistencia es la clave para el buen desempeño del elemento. Para juntas de construcción el curado

debe continuar hasta que se reanude la colocación del concreto o hasta que se complete el período de curado requerido.

El ACI 308 en la sección 3.3.3 contiene recomendaciones para el desencofrado de elementos de concreto. Las formaletas de concreto masivo se pueden quitar tan pronto como estas operaciones se puedan realizar de forma segura sin dañar el concreto o deteriorar la capacidad de servicio de la estructura. Durante el período frío, la protección ofrecida por las formaletas puede hacer que sea conveniente dejarlas en su lugar hasta el final del período de protección mínima, o incluso más tiempo.

Cuando las formaletas se remueven y la protección se interrumpe, el concreto debe ser enfriado gradualmente hasta la temperatura ambiente a niveles que no superen 14 grados Celsius (25°F) en 24 horas. El concreto puede ser enfriado gradualmente mediante la sustitución de las formaletas con revestimientos que retienen menos calor. Cuando el diferencial de temperatura entre la superficie del hormigón y el aire es de menos de 14 grados Celsius (25°F), las formaletas pueden ser retiradas y la protección puede ser interrumpida sin la necesidad de enfriamiento gradual.

Relacionado con el curado de concreto masivo el comité 207.1 Mass Concrete en la sección 4.4.1 describe recomendaciones para el curado del concreto masivo.

El mejor curado para el concreto masivo es con agua, lo que provoca un beneficio adicional de enfriamiento en climas cálidos. En climas fríos, se necesita poco curado más allá de la humedad proporcionada para evitar que el concreto se seque durante su protección inicial de la congelación. Sin embargo el concreto no debe ser saturado cuando se expone a la congelación.

En climas por encima del punto de congelación cuando es probable que la humedad se pierda en las superficies de concreto el concreto debe ser curado con agua durante por lo menos 14 días, o hasta dos veces este tiempo si las puzolanas se utilizan como uno de los materiales cementantes. Excepto cuando se precisa de aislamiento en un clima frío, las superficies de las juntas de construcción horizontales deben mantenerse húmedas hasta que la humedad ya no proporcione el enfriamiento benéfico.

El curado debe ser detenido a tiempo para asegurar que la superficie de la junta esté libre de agua, pero todavía húmedo para colocar el nuevo concreto. El uso de una membrana líquida de curado no es el mejor método de curado para el concreto masivo, pero en algunos casos, es la más práctica. Si se usa en las juntas de construcción, se debe retirar completamente mediante chorro de arena o agua a presión para evitar la reducción o pérdida de adherencia.

El comité 301 Specifications for Structural Concrete en la sección 8 contiene algunas recomendaciones para el concreto masivo.

El cemento utilizado para la construcción de concreto masivo debe de cumplir con la ASTM C150 tipo I o tipo II. No se deberá utilizar cemento ASTM C150 tipo III.

A menos que se especifique lo contrario o se permita, usar un cemento portland de moderado calor de hidratación, mezclado con un cemento hidráulico con moderado o bajo calor de hidratación o cemento portland con ceniza volante (*fly ash*), puzolana o escoria molida de alto horno.

No se deberá utilizar cloruro de calcio u otros aditivos acelerantes a menos que sea específicamente permitido. Use una mezcla con un retardo

aceptable, realizando pruebas preliminares con los materiales del proyecto en las condiciones del proyecto, siempre que las condiciones de temperatura hagan que esto sea necesario para evitar juntas frías debido a la cantidad de concreto colocado, para compensar los efectos de la alta temperatura del concreto, para permitir la re-vibración del hormigón, o para reducir la temperatura y la tasa de aumento de la temperatura máxima.

El contenido de cemento deberá ser el mínimo para alcanzar la resistencia a compresión del concreto f'_c , y para alcanzar la durabilidad deseada. El contenido de los materiales cementantes deberá ser adecuado para el concreto para satisfacer los requisitos específicos de resistencia, la relación agua materiales cementantes y el acabado final.

A menos que se permita o se especifique lo contrario el asentamiento del concreto masivo deberá cumplir lo siguiente:

- Para concreto masivo normal un asentamiento de 75 milímetros (3 pulg).
- Para concreto masivo reforzado a menos que se especifique o se permita lo contrario el concreto deberá tener, en el lugar de entrega, un asentamiento de 100 milímetros (4 pulg) determinado con la norma ASTM C 143 / C 143M. las tolerancias del revenimiento deberán cumplir con el ACI 117.

A menos que se permita o se especifique lo contrario la temperatura del concreto en el lugar de colocación no deberá ser superior a 70 F, o menor que 35 F. El concreto tendrá que ser colocado en capas de no más de 450 milímetros (18 pulg) de espesor. Introduciendo la cabeza del vibrador en el concreto previamente colocado en estado plástico.

Otro aspecto importante de la construcción de este tipo de cimentación son las tolerancias para lo cual el ACI 117 *Standard Specifications For Tolerances for Concrete Construction and Materials* en la sección 8 establece las tolerancias aceptables para concreto masivo las cuales se muestran a continuación.

- Alineación vertical, superficies visibles 32 mm (1 ¼ pulg)
- Alineación vertical, superficies ocultas 64 mm (2 ½ pulg)
- Alineación vertical, muros laterales de compuertas radiales y juntas herméticas similares 4,8 mm (3/16 pulg)
- Alineación lateral, superficies visibles 32 mm (1 ¼ pulg)
- Alineación lateral, superficies ocultas 64 mm (2 ½ pulg)
- Alineación de altura, explanación visible y superficies encofradas 12,7 mm (1/2 pulg)
- Alineación de altura, explanación oculta y superficies encofradas 25,4 mm (1 pulg)
- Marcos de compuertas radiales y juntas herméticas similares 4,8 mm (3/16 pulg)

Las superficies encofradas pueden inclinarse respecto al plano especificado a razón que no exceda la siguiente cantidad en 3,05 metros (10 pies):

- La inclinación en las alineaciones laterales y de altura de las superficies visibles 6,35 mm (1/4 pulg)
- La inclinación en las alineaciones laterales y de altura de las superficies ocultas 12,7 mm (1/2 pulg)
- La inclinación en las alineaciones verticales de las superficies ocultas 12,7 mm (1/2 pulg)

- La inclinación en las alineaciones verticales de las superficies ocultas
25,4 mm (1 pulg).

El ACI 304 Guide for Measuring, Mixing Transporting, and Placing Concrete establece en la sección 5.6 que para la colocación de concreto masivo es necesario tomar en cuenta ciertas recomendaciones que se detallan a continuación.

El equipo y el método utilizado para la colocación del concreto masivo deben minimizar la separación del agregado grueso del concreto. Si bien pedazos dispersos de agregado grueso no son objetables, las agrupaciones y las bolsas de agregado grueso son y deben ser dispersados antes de colocar el concreto sobre ellos. Agregado Segregado no será eliminado por las operaciones de consolidación y posterior colocación.

El concreto deberá ser colocado en capas horizontales que no excedan 610 milímetros (2 pies) de espesor y capas inclinadas o juntas frías deben ser evitadas. Para la construcción monolítica, cada capa de concreto debe ser colocada mientras que la capa subyacente es todavía sensible a las vibraciones, y las capas deben ser lo suficientemente poco profundas para permitir que las dos capas puedan integrarse por una vibración adecuada.

4.2. Parámetros del suelo

Un parámetro fundamental del suelo necesario para diseñar este tipo de cimentaciones es el módulo de subrasante o de reacción del suelo, también conocido como módulo de Winkler.

“El objetivo de este parámetro es el de reemplazar una masa de suelo por resortes elásticos equivalentes, con una constante k por unidad de área, lo que realmente es una conveniencia matemática que facilita los cálculos de esfuerzos y deformaciones en las interfaces estructura-suelo, puesto que las deformaciones se hacen directamente proporcionales a los esfuerzos aplicados.”²

Para este caso se simplifica el análisis del módulo de subrasante ya que el análisis estructural se realizó en el programa SAFE, y existe una tabla que relaciona el módulo de subrasante con el valor soporte del suelo específicamente para este programa, la cual se muestra en el anexo 2.

Otro estudio fundamental para el diseño de este tipo de cimentaciones es el valor soporte del suelo, para ello es necesario realizar un ensayo de valor soporte del suelo.

Su principal finalidad es obtener parámetros del suelo y la relación esfuerzo deformación a través de la determinación del esfuerzo cortante. Es un ensayo complejo, pero la información que entrega es la más representativa del esfuerzo cortante que sufre una masa de suelo al ser cargada.

El valor soporte del suelo asumido para diseñar la cimentación fue de 40 toneladas por metro cuadrado, este valor debe de ser obtenido de un ensayo de laboratorio.

² GONZALES G, Alvaro J. Módulo de reacción de subrasante en cimentaciones superficiales. Pág. 1.

4.3. Planos de detallado

Los planos estructurales deberán de contener especificaciones técnicas, notas y la información que sea necesaria en una forma que pueda ser rápida y correctamente interpretada.

Los planos de detallado se muestran en el apéndice 1 de este documento.

CONCLUSIONES

1. En los puntos donde existe un cambio de sección debe prestarse más cuidado al momento de diseñar la cimentación debido a que en estos puntos se produce una concentración de esfuerzos y es un punto potencial de falla.
2. El diseño estructural de la cimentación requiere atención a los detalles ya que un modelo incorrecto o una interpretación errónea puede llevar a un diseño deficiente.
3. Debe tomarse en cuenta en el diseño de la cimentación el método constructivo que conlleva realizar este tipo de obra, ya que el diseño debe de poder ser ejecutado con facilidad en campo.
4. La cimentación no deberá contener una congestión de refuerzo que haga difícil su ejecución, y que a su vez pueda causar oquedades al momento de la fundición.
5. Las estructuras de concreto masivo como esta, son susceptibles de daño como consecuencia de los gradientes térmicos de temperatura, debido a esto es necesario realizar un curado adecuado de acuerdo a las especificaciones de los Códigos ACI-318-08 y ACI-308.
6. La maquinaria debe tener una frecuencia que difiera de la frecuencia natural de la cimentación, por lo menos en un 20 por ciento, esto se debe cumplir para evitar los problemas de resonancia.

7. La carga sísmica se vuelve crítica en este tipo de cimentaciones, debido a que son estructuras masivas de concreto.

RECOMENDACIONES

1. Los planos constituyen una parte fundamental del proyecto, estos deben de realizarse de tal manera que puedan ser interpretados correctamente por la persona en cargada de construir la cimentación, ya que de no ser así se corre el riesgo de que la esta falle.
2. Los estudios de suelos no deben de menospreciarse para el diseño de cimentaciones para turbinas hidráulicas, al contrario deben de ser realizados por un profesional experto en el tema.
3. Debe de tratarse de utilizar las normas del AGIES para diseñar este tipo de obra, ya que estas están hechas para la República de Guatemala.
4. Tomar especial cuidado en el curado del concreto de la cimentación, ya que es una estructura de concreto masivo.

BIBLIOGRAFÍA

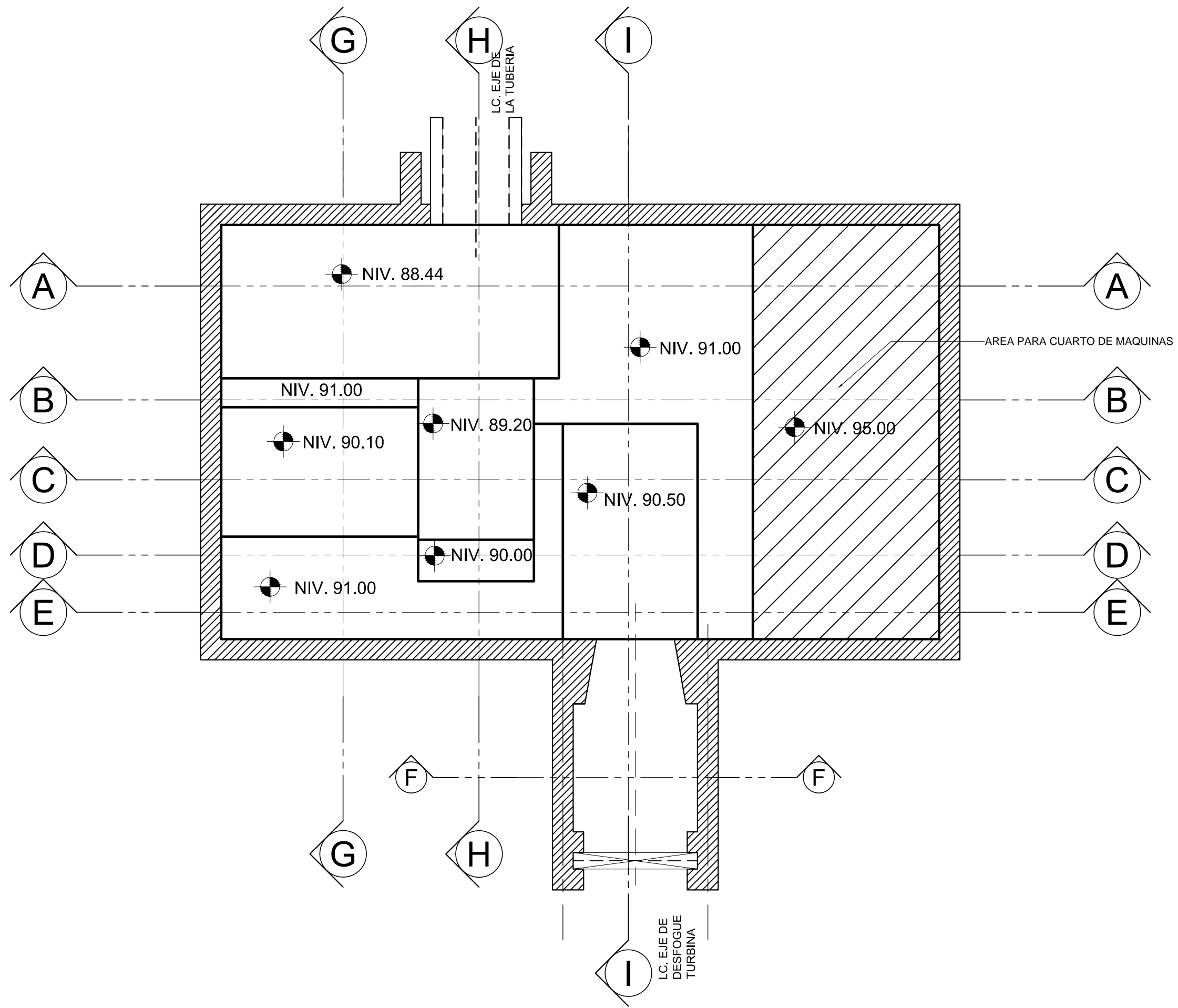
1. American Concrete Institute. *Cement and Concrete Terminology*. (ACI 116R-00). Comité 116, 2000. 73 p.
2. _____. *Control de la Fisuración en Estructuras de Hormigón*. (ACI 224R-01). Comité 224, 2001. 53 p.
3. _____. *Effect of Restraint, Volume Change, and Reinforcement on Cracking of Mass Concrete*. (ACI 207.2R-95). Comité 207, 2002. 26 p.
4. _____. *Foundations for Dynamic Equipment*. (ACI 351.3R-04). Comité 351, 2004. 63 p.
5. _____. *Guía para la Durabilidad del Hormigón*. (ACI 201.2R-01). Comité 224, 2001. 59 p.
6. _____. *Guide for Measuring, Mixing, Transporting, and Placing Concrete*. (ACI 304R-00). Comité 304, 2000. 41 p.
7. _____. *Guide To Curing Concrete*. (ACI 309R-01). Comité 308, 2001. 31 p.
8. _____. *Informe sobre el Estado del Arte de los Anclajes en Hormigón*. (ACI 355.1R-91). Comité 355, 1991. 75 p.

9. _____. *Mass Concrete*. (ACI 207.1R-96). Comité 207, 1997. 42 p.
10. _____. *Requisitos de reglamento para concreto estructural mas comentario*. (ACI318S-08).s.l. Comité 318, 2008. 520 p.
11. _____. *Specifications for Structural Concrete*. (ACI 301-99). Comité 301, 1999. 49 p.
12. _____. *Standard Specifications for Tolerances for Concrete Construction and Materials*. (ACI 117-90). Comité 117, 1990. 12 p.
13. ANGOS TACO, Miguel Ángel. *Manual de diseño de cimentaciones tipo bloque para equipo dinámico*. 1ª edición. Ecuador. 2009. 206 p.
14. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2010. 63 p.
15. CALAVERA, J. *Calculo de estructuras de cimentación*. 4a edición. España: INFOPRINT, 2000. 529 p. ISBN 84-88764-09-X.
16. GONZALES G., AlvaroJ. *Módulo de reacción de subrasante en cimentaciones superficiales*. Bogotá. 1993. 8 p.
17. ROMO PROAÑO, Marcelo. *Temas de hormigón armado*. Ecuador: Escuela Politécnica del Ejército, 2008. 584 p.

18. ZETINA MUÑOZ, José. *Diseño práctico de cimentaciones sujetas a vibración*. 1ª edición. México. 2011. 129 p.

APÉNDICES

1. PLANOS DE DETALLADO



PLANTA DE CIMENTACION + COLUMNAS

ESCALA: 1/125

ESPECIFICACIONES:

- CONCRETO (f'c): 4,000 Lbs/pulg2. (280 Kgs./cms2.)
- ACERO DE REFUERZO (fy): 60,000 Lbs/pulg2. (4200 Kgs./cms2.)
- VALOR SOPORTE DEL SUELO: 40 T/m2

No.	HISTORIAL DE ACTUALIZACION	FECHA:
01		
02		
03		
04		

PROYECTO: PEQUEÑA HIDROELÉCTRICA

CONTENIDO: PLANTA DE CIMENTACIÓN

ESCALA: INDICADA

FECHA: 10/2013

DIBUJO: José Chávez

CALCULO: José Chávez

REVISO: Ing. Luis Saravia

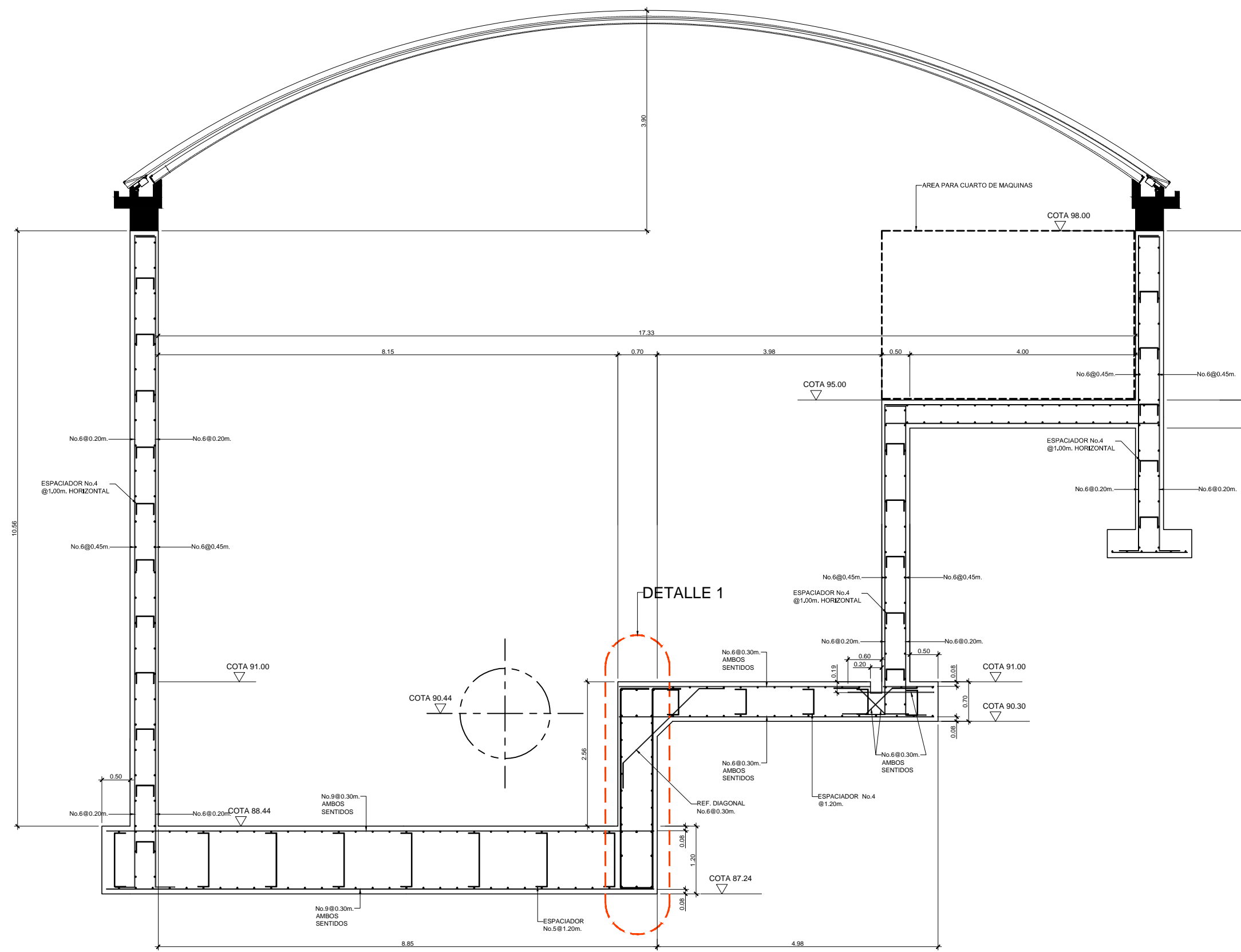
A E I

HOJA

1/12

03/03/2013 09:03:03
 03/03/2013 09:03:03
 03/03/2013 09:03:03

ESTA INFORMACION FUE CREADA EXCLUSIVAMENTE PARA ESTE PROYECTO. PROHIBIDA LA COPIA PARCIAL O TOTAL DE SU CONTENIDO MEDIANTE COPIA FISICA O ELECTRONICA. DERECHOS RESERVADOS.



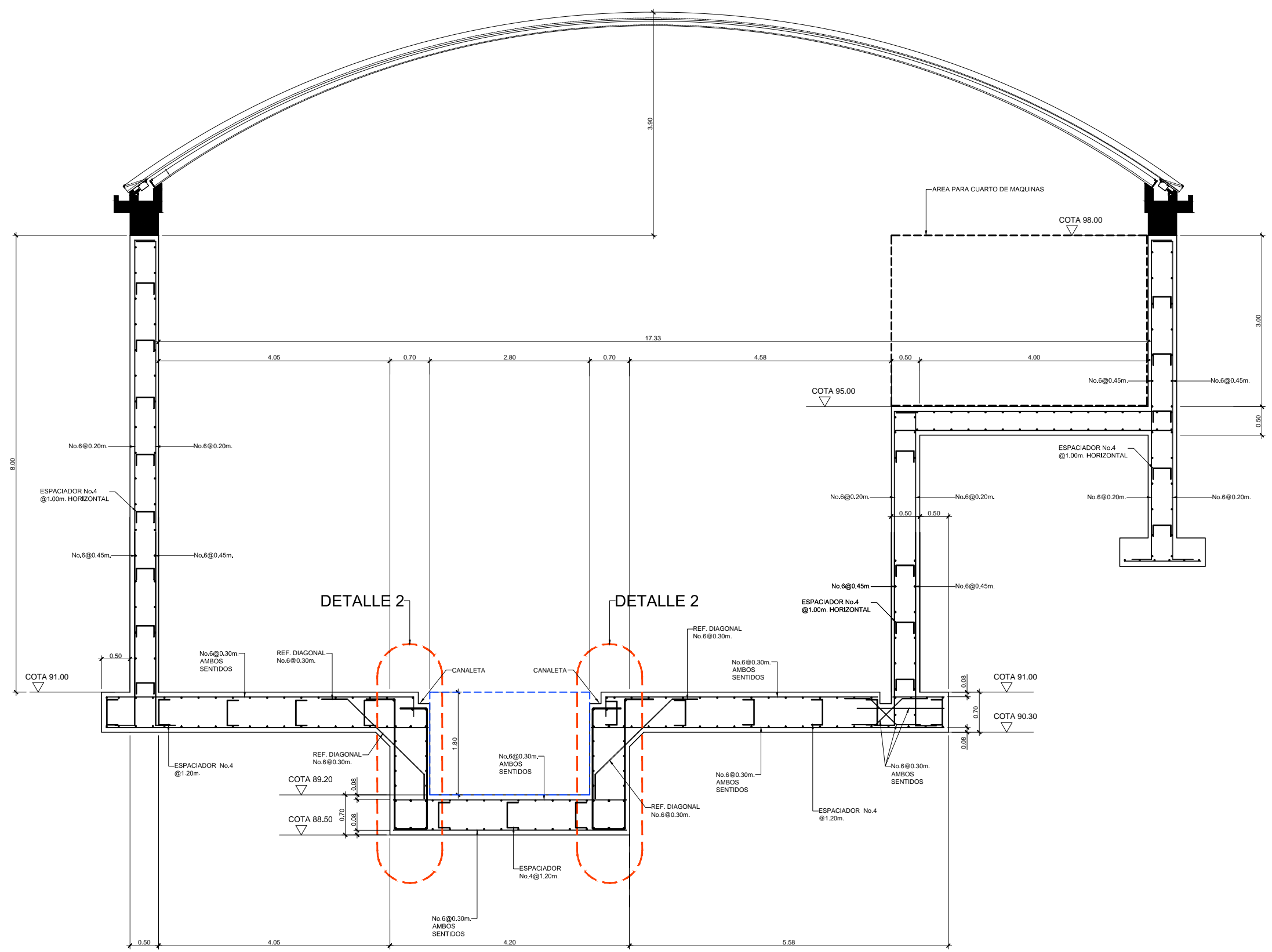
SECCION LONGITUDINAL A - A'
 ESCALA 1:100

ESPECIFICACIONES:	
- CONCRETO (f'c):	4,000 Lbs/pulg2. (280 Kgs./cms2.)
- ACERO DE REFUERZO (fy):	60,000 Lbs/pulg2. (4200 Kgs./cms2.)
- VALOR SOPORTE DEL SUELO:	40 T/m2

No.	HISTORIAL DE ACTUALIZACION	FECHA:
01		
02		
03		
04		

PROYECTO:	PEQUEÑA HIDROELÉCTRICA	
CONTENIDO:	ARMADO DE SECCION A	
ESCALA:	INDICADA	A E I
FECHA:	10/2013	HOJA
DIBUJO:	José Chávez	2 12
CALCULO:	José Chávez	
REVISO:	Ing. Luis Saravia	

0000000000 0000
 0000000000 0000
 0000000000 0000
 0000000000 0000



SECCION LONGITUDINAL B - B'
ESCALA 1:100

ESPECIFICACIONES:

- CONCRETO (f'c): 4,000 Lbs/pulg². (280 Kgs./cms².)
- ACERO DE REFUERZO (fy): 60,000 Lbs/pulg². (4200 Kgs./cms².)
- VALOR SOPORTE DEL SUELO: 40 T/m²

No.	HISTORIAL DE ACTUALIZACION	FECHA:
01		
02		
03		
04		

PROYECTO: PEQUEÑA HIDROELÉCTRICA

CONTENIDO: ARMADO DE SECCION B

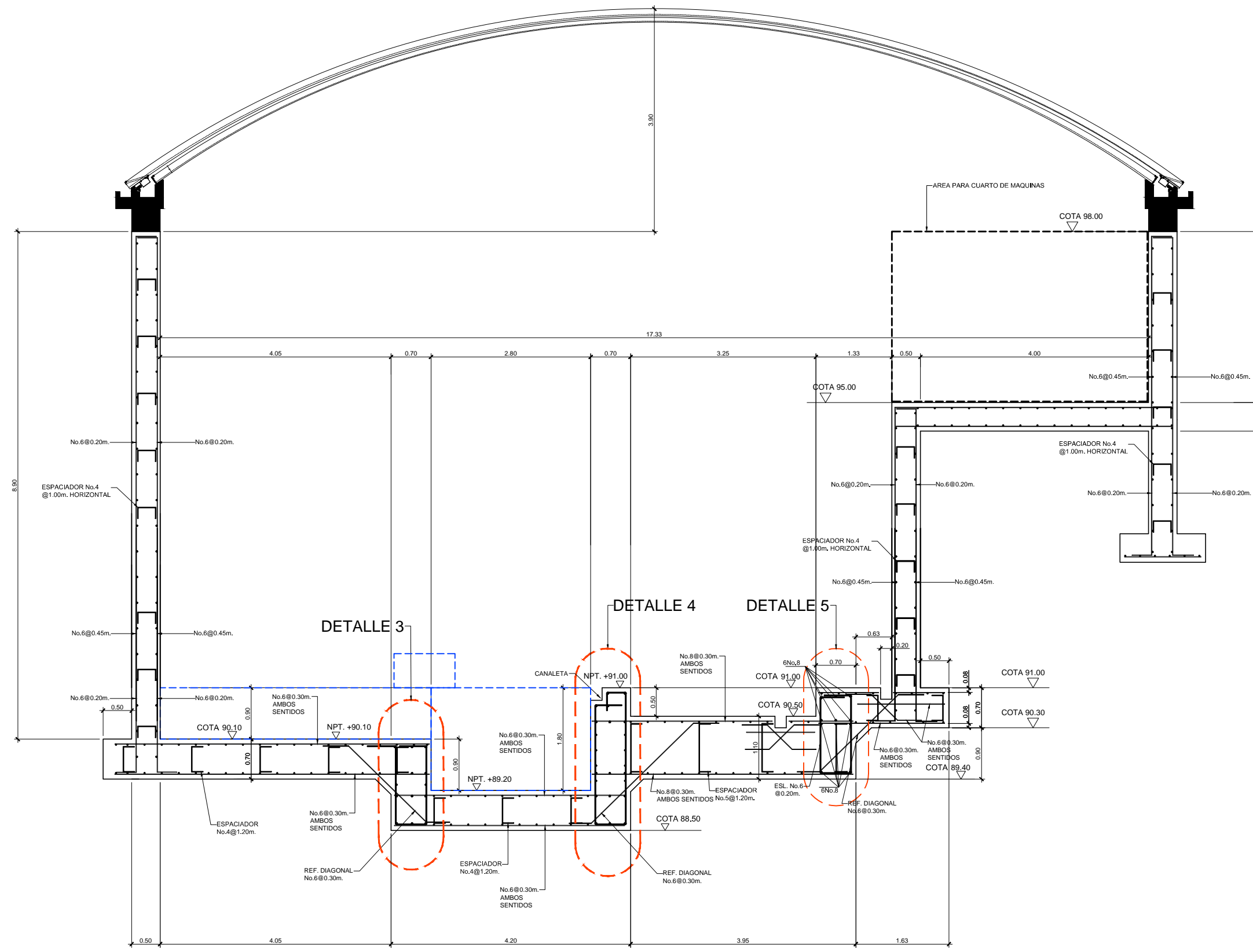
ESCALA: INDICADA A E I

FECHA: 10/2013 HOJA

DIBUJO: José Chávez 3

CALCULO: José Chávez 12

REVISO: Ing. Luis Saravia



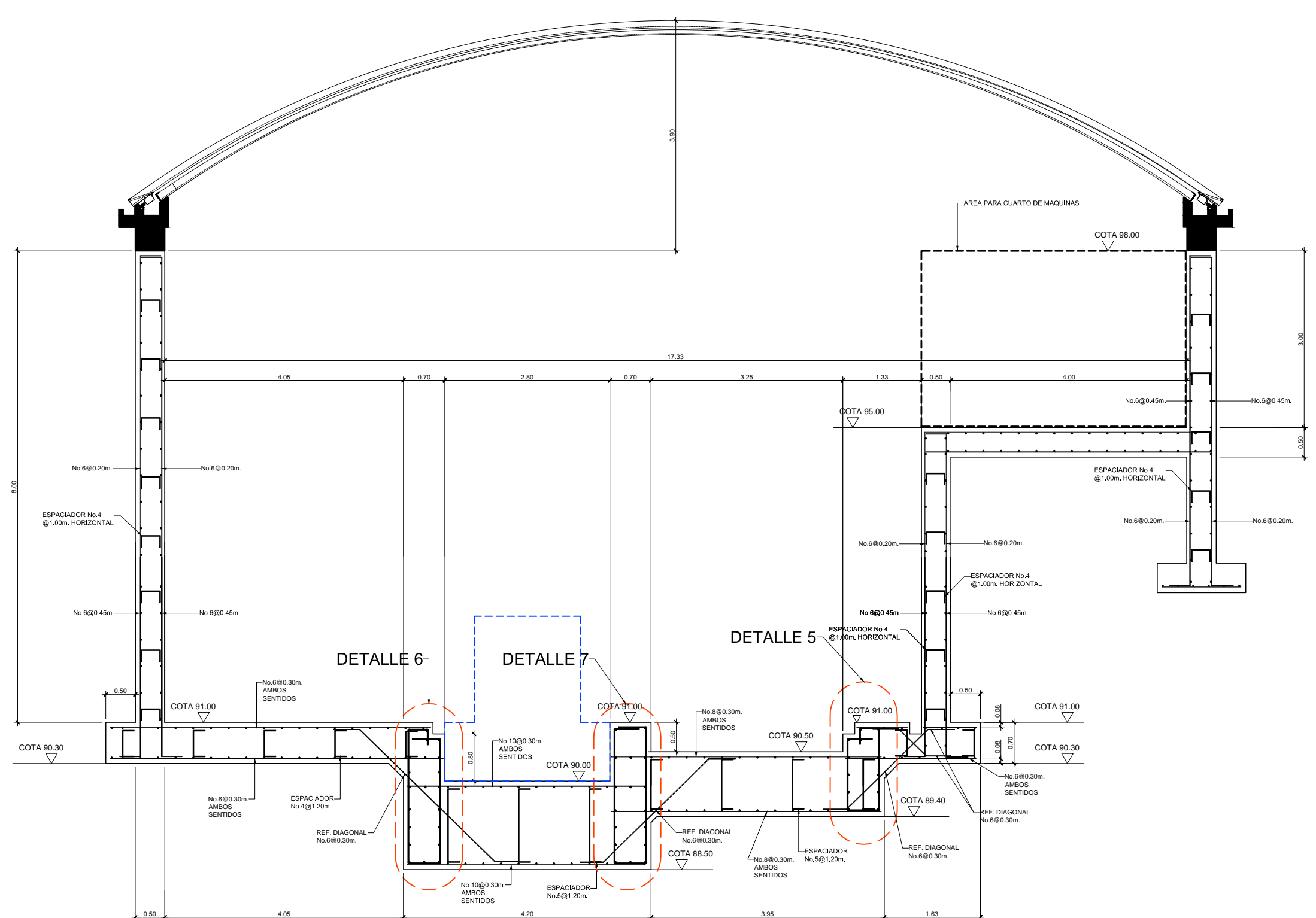
SECCION LONGITUDINAL C - C'
ESCALA 1:100

ESPECIFICACIONES:	
- CONCRETO (f'c):	4,000 Lbs/pulg2. (280 Kgs./cms2.)
- ACERO DE REFUERZO (fy):	60,000 Lbs/pulg2. (4200 Kgs./cms2.)
- VALOR SOPORTE DEL SUELO:	40 T/m2
No. HISTORIAL DE ACTUALIZACION	FECHA:
01	
02	
03	
04	
PROYECTO:	PEQUEÑA HIDROELECTRICA
CONTENIDO:	ARMADO DE SECCION C
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	10/2013
DIBUJO:	José Chávez
CALCULO:	José Chávez
REVISO:	Ing. Luis Saravia

A	E	I
HOJA		
4		
12		

ESTUDIO DE PROYECTO
 C.A. INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 2010-2011-2012-2013-2014-2015-2016-2017-2018-2019-2020-2021-2022-2023-2024-2025

ESTA INFORMACION FUE CREADA EXCLUSIVAMENTE PARA ESTE PROYECTO. PROHIBIDA LA COPIA PARCIAL O TOTAL DE SU CONTENIDO MEDIANTE COPIA FISICA O ELECTRONICA. DERECHOS RESERVADOS.



SECCION LONGITUDINAL D - D'
ESCALA 1:100

ESPECIFICACIONES:

- CONCRETO (f'c): 4,000 Lbs/pulg². (280 Kgs./cms².)
- ACERO DE REFUERZO (fy): 60,000 Lbs/pulg². (4200 Kgs./cms².)
- VALOR SOPORTE DEL SUELO: 40 T/m²

No.	HISTORIAL DE ACTUALIZACION	FECHA:
01		
02		
03		
04		

PROYECTO: PEQUEÑA HIDROELECTRICA

CONTENIDO: ARMADO DE SECCION D

ESCALA: INDICADA

FECHA: 10/2013

DIBUJO: José Chávez

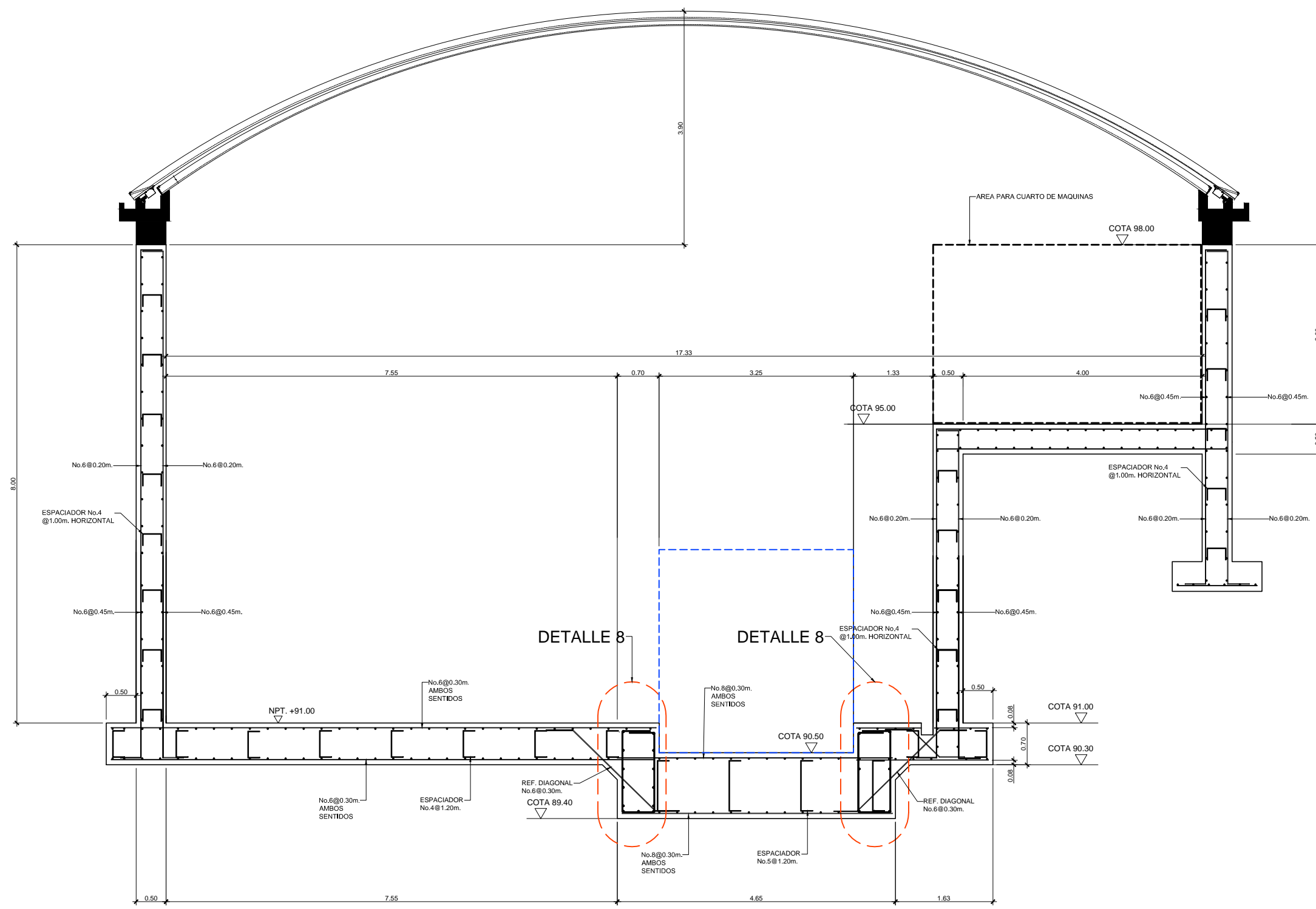
CALCULO: José Chávez

REVISO: Ing. Luis Saravia

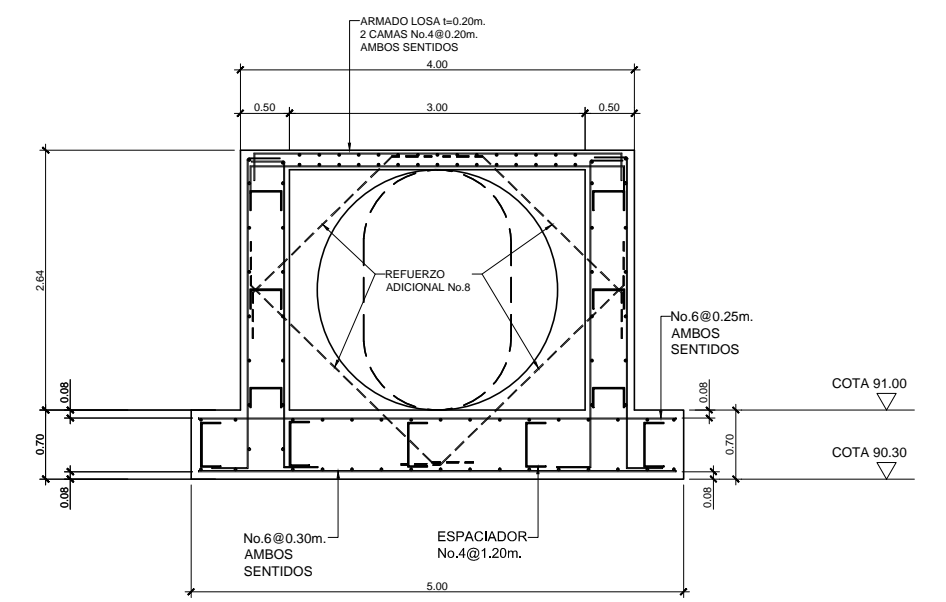
A	E	I
HOJA		
5		
12		

BARRAS PARA COLOR: 10-45151-1/10-45151-2/10-45151-3/10-45151-4
 LINEAS PARA COLOR: 10-45151-1/10-45151-2/10-45151-3/10-45151-4
 TAMAÑO: 10-45151-1/10-45151-2/10-45151-3/10-45151-4

ESTA INFORMACION FUE CREADA EXCLUSIVAMENTE PARA ESTE PROYECTO. PROHIBIDA LA COPIA PARCIAL O TOTAL DE SU CONTENIDO MEDIANTE COPIA FISICA O ELECTRONICA. DERECHOS RESERVADOS.



SECCION LONGITUDINAL E - E'
ESCALA 1:100



SECCION LONGITUDINAL F - F'
ESCALA 1:100

ESPECIFICACIONES:

- CONCRETO (f'c): 4,000 Lbs/pulg2. (280 Kgs./cms2.)
- ACERO DE REFUERZO (fy): 60,000 Lbs/pulg2. (4200 Kgs./cms2.)
- VALOR SOPORTE DEL SUELO: 40 T/m2

No.	HISTORIAL DE ACTUALIZACION	FECHA:
01		
02		
03		
04		

PROYECTO: PEQUEÑA HIDROELÉCTRICA

CONTENIDO: ARMADO DE SECCION E y F

ESCALA: INDICADA

FECHA: 10/2013

DIBUJO: José Chávez

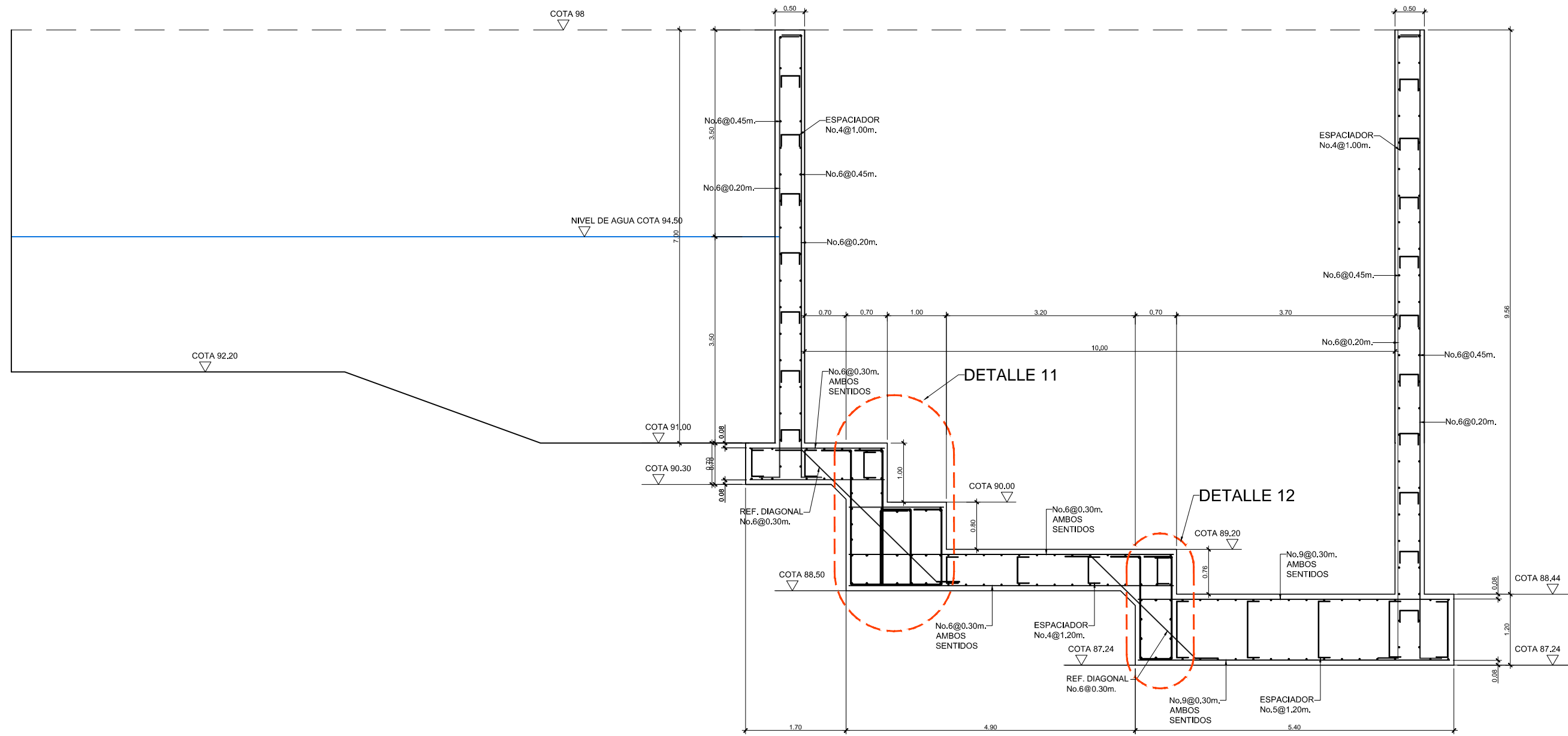
CALCULO: José Chávez

REVISO: Ing. Luis Saravia

A	E	I
HOJA		
6		
12		

ESTAMPADO EN COLOR
 CANTONALES Y PERSONAS
 2013 09 23 09:53:33 COLOR IMPRESION

ESTA INFORMACION FUE CREADA EXCLUSIVAMENTE PARA ESTE PROYECTO. PROHIBIDA LA COPIA PARCIAL O TOTAL DE SU CONTENIDO MEDIANTE COPIA FISICA O ELECTRONICA. DERECHOS RESERVADOS.



SECCION LONGITUDINAL H - H'
 ESCALA 1:100

ESPECIFICACIONES:

- CONCRETO (f'c): 4,000 Lbs/pulg2. (280 Kgs./cms2.)
- ACERO DE REFUERZO (fy): 60,000 Lbs/pulg2. (4200 Kgs./cms2.)
- VALOR SOPORTE DEL SUELO: 40 T/m2

No	HISTORIAL DE ACTUALIZACION	FECHA:
01		
02		
03		
04		

PROYECTO: PEQUEÑA HIDROELÉCTRICA

CONTENIDO: ARMADO DE SECCION H

ESCALA: INDICADA

FECHA: 10/2013

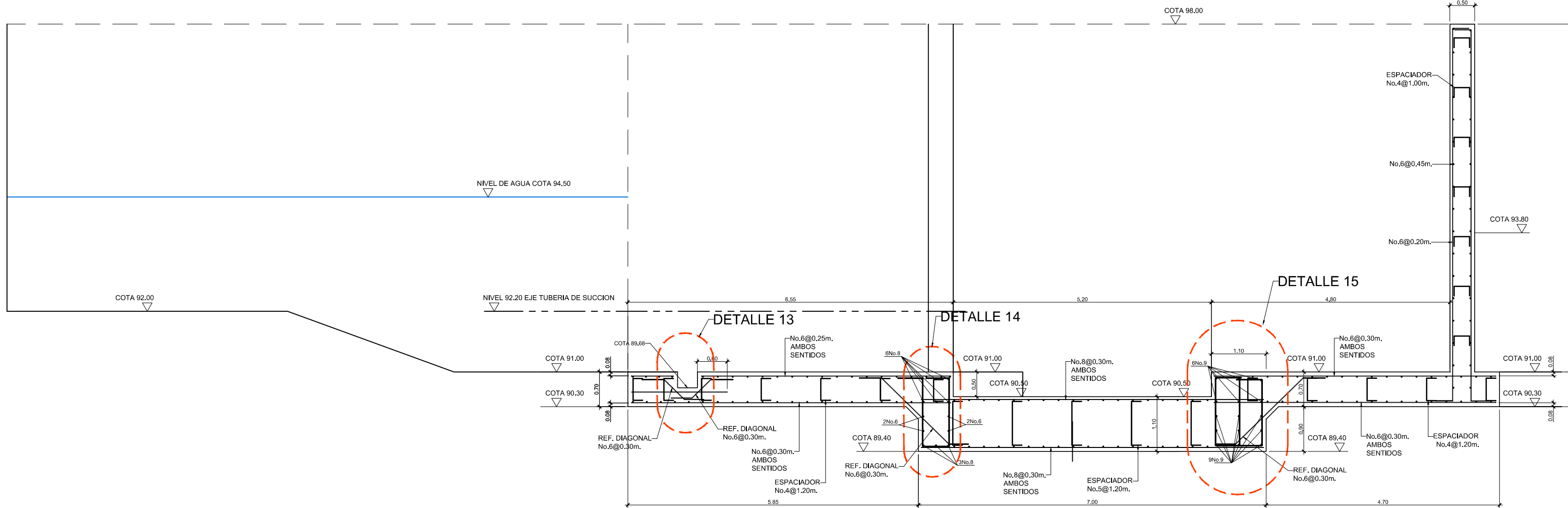
DIBUJO: José Chávez

CALCULO: José Chávez

REVISO: Ing. Luis Saravia

HOJA
 8 / 12

ESTE DISEÑO FUE CREADO EXCLUSIVAMENTE PARA ESTE PROYECTO. PROHIBIDA LA COPIA PARCIAL O TOTAL DE SU CONTENIDO MEDIANTE COPIA FÍSICA O ELECTRÓNICA. DERECHOS RESERVADOS.

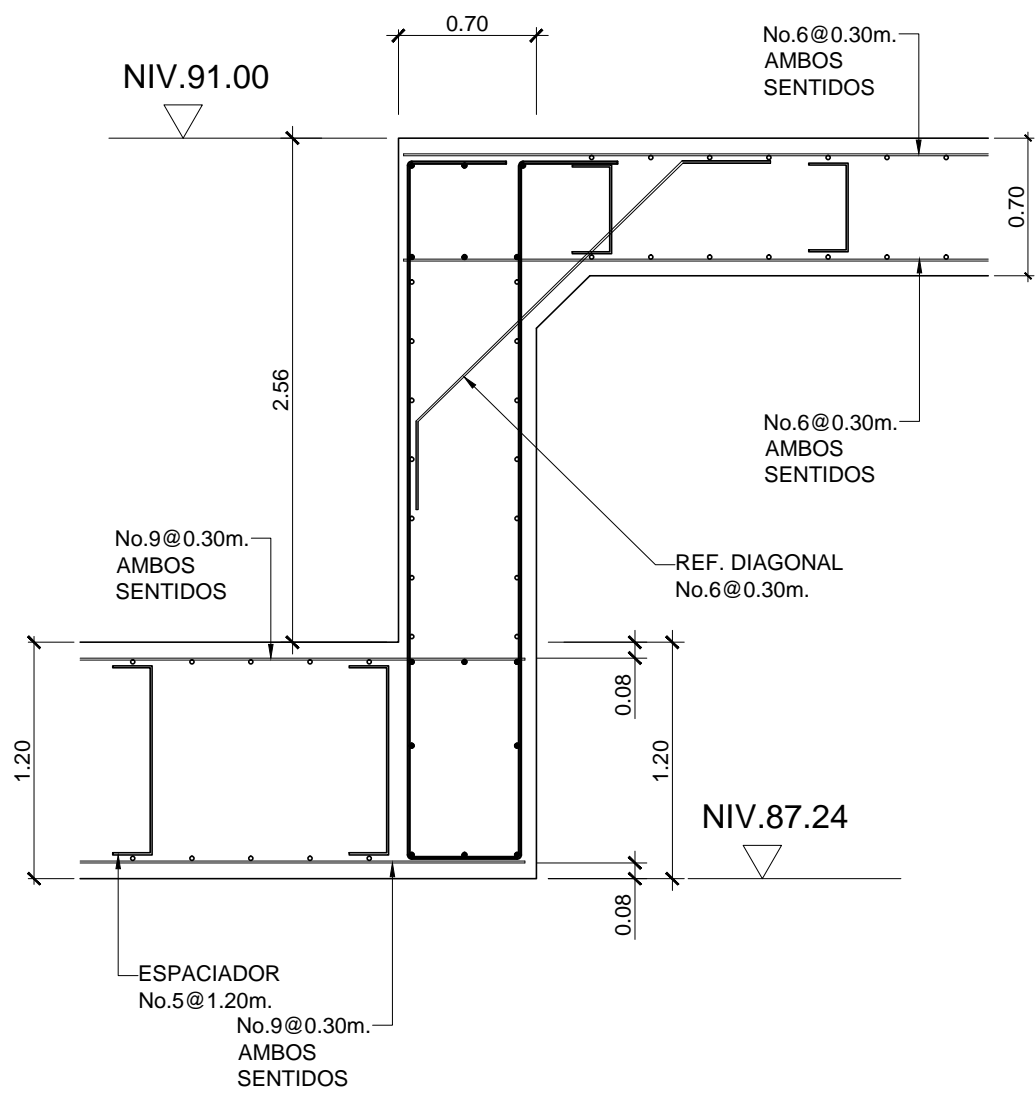


SECCION LONGITUDINAL I - I' ESCALA 1:100

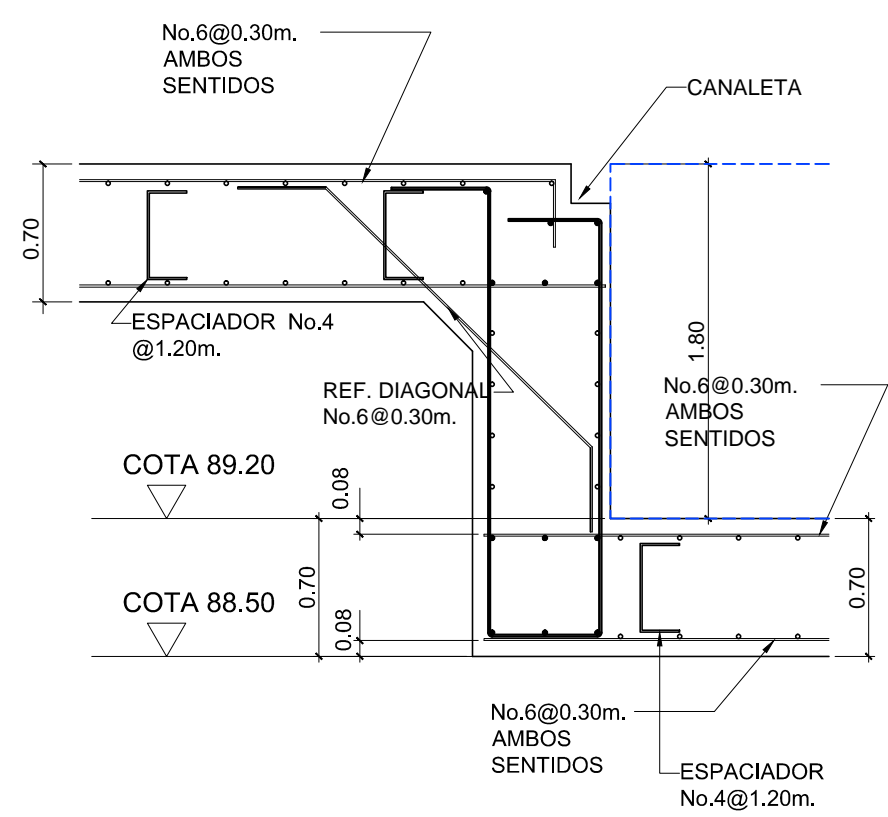
ESPECIFICACIONES:													
- CONCRETO (f'c):	4,000 Lbs/pulg2. (280 Kgs./cms2.)												
- ACERO DE REFUERZO (fy):	60,000 Lbs/pulg2. (4200 Kgs./cms2.)												
- VALOR SOPORTE DEL SUELO:	40 T/m2												
No. HISTORIAL DE ACTUALIZACION	FECHA:												
01													
02													
03													
04													
PROYECTO: PEQUEÑA HIDROELÉCTRICA													
CONTENIDO: ARMADO SECCION I													
ESCALA:	INDICADA												
FECHA:	10/2013												
DIBUJO:	José Chávez												
CALCULO:	José Chávez												
REVISO:	Ing. Luis Saravia												
<table border="1" style="float: right;"> <tr> <td style="border: none;">A</td> <td style="border: none;">E</td> <td style="border: none;">I</td> </tr> <tr> <td colspan="3" style="text-align: center;">HOJA</td> </tr> <tr> <td colspan="3" style="text-align: center; font-size: 2em;">9</td> </tr> <tr> <td colspan="3" style="text-align: center; font-size: 2em;">12</td> </tr> </table>		A	E	I	HOJA			9			12		
A	E	I											
HOJA													
9													
12													

ESTE DISEÑO FUE CREADO EXCLUSIVAMENTE PARA ESTE PROYECTO. PROHIBIDA LA COPIA PARCIAL O TOTAL DE SU CONTENIDO MEDIANTE COPIA FÍSICA O ELECTRÓNICA. DERECHOS RESERVADOS.

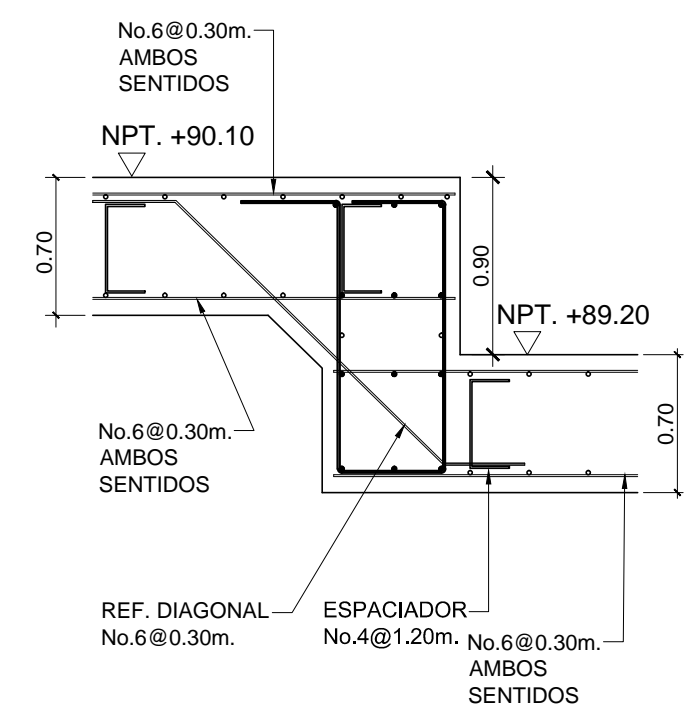
ESTE DISEÑO FUE CREADO EXCLUSIVAMENTE PARA ESTE PROYECTO. PROHIBIDA LA COPIA PARCIAL O TOTAL DE SU CONTENIDO MEDIANTE COPIA FÍSICA O ELECTRÓNICA. DERECHOS RESERVADOS.



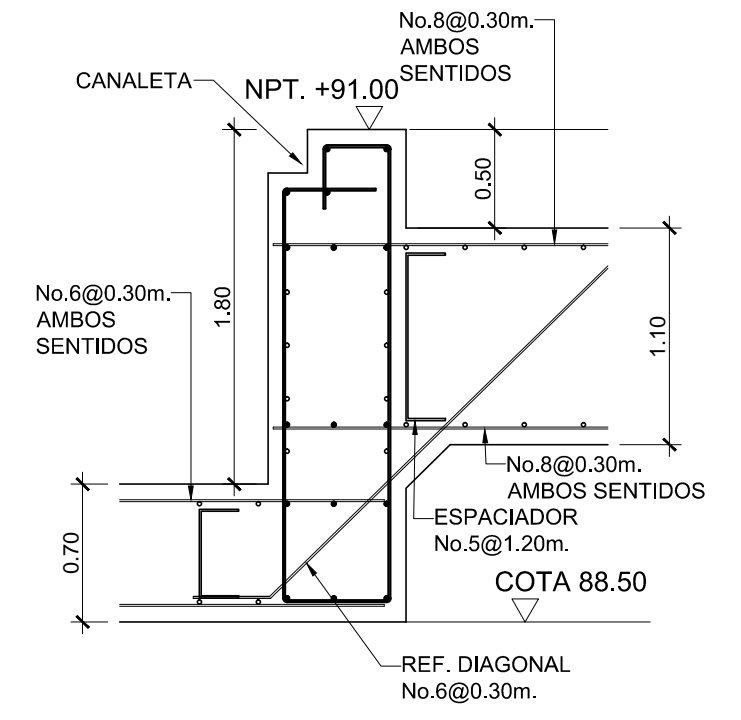
DETALLE 1 ESCALA: 1/50



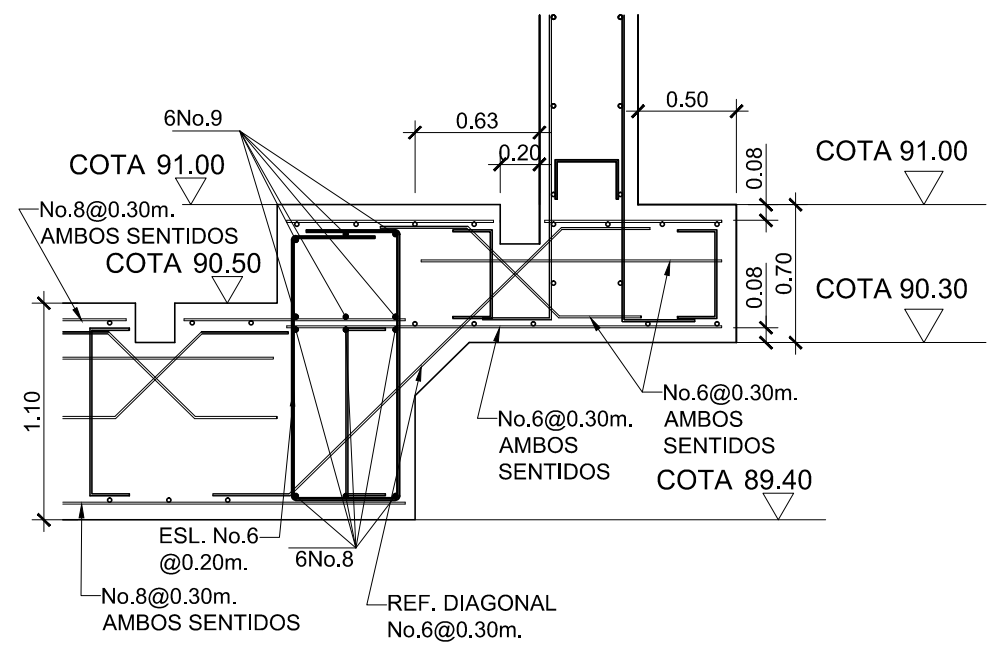
DETALLE 2 ESCALA: 1/50



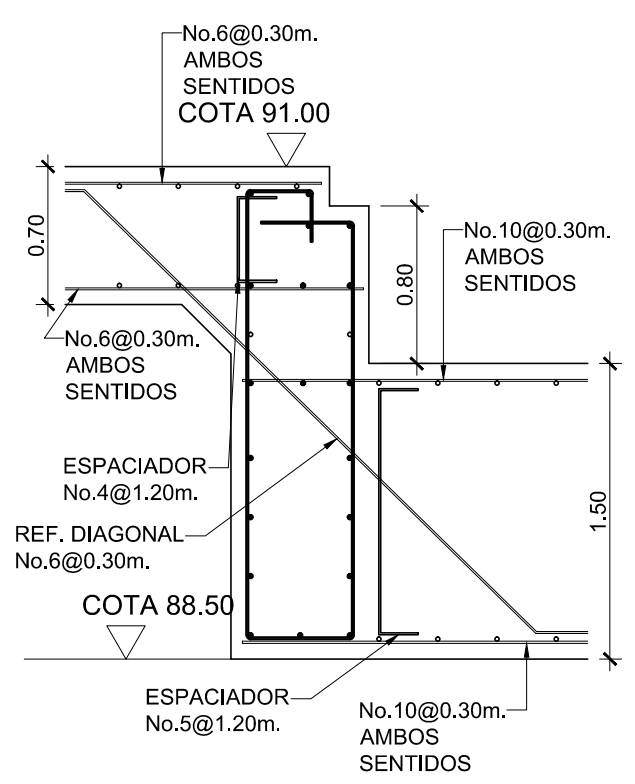
DETALLE 3 ESCALA: 1/50



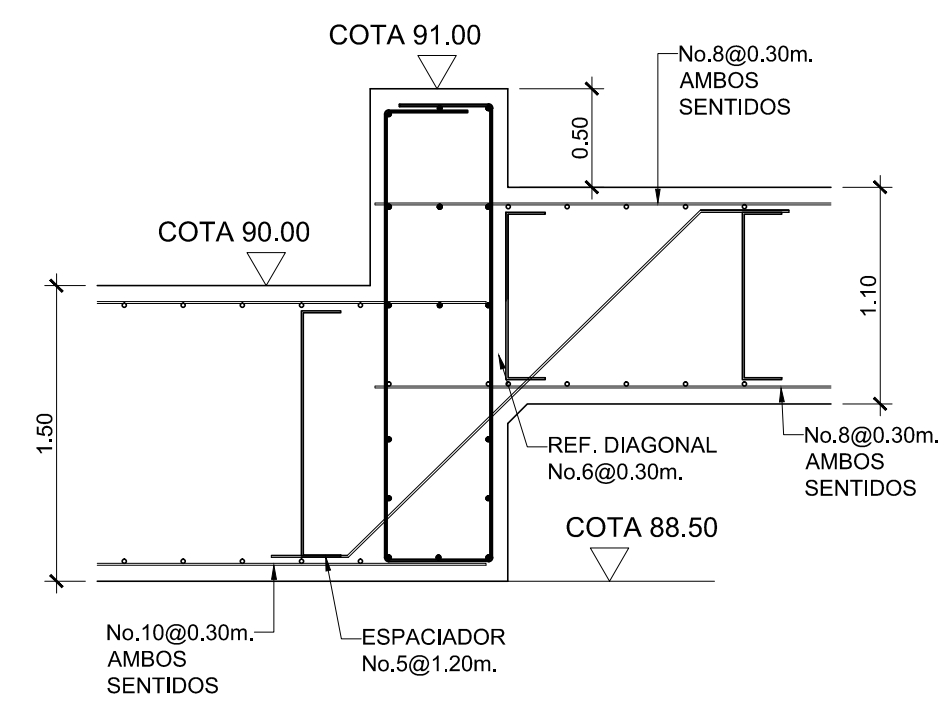
DETALLE 4 ESCALA: 1/50



DETALLE 5 ESCALA: 1/50



DETALLE 6 ESCALA: 1/50

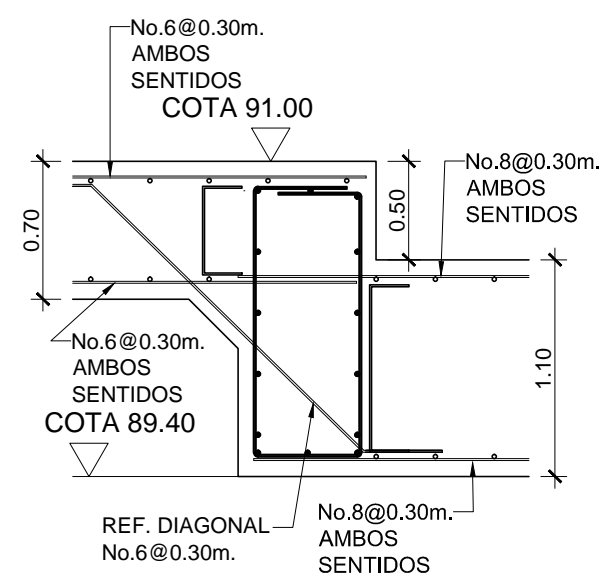


DETALLE 7 ESCALA: 1/50

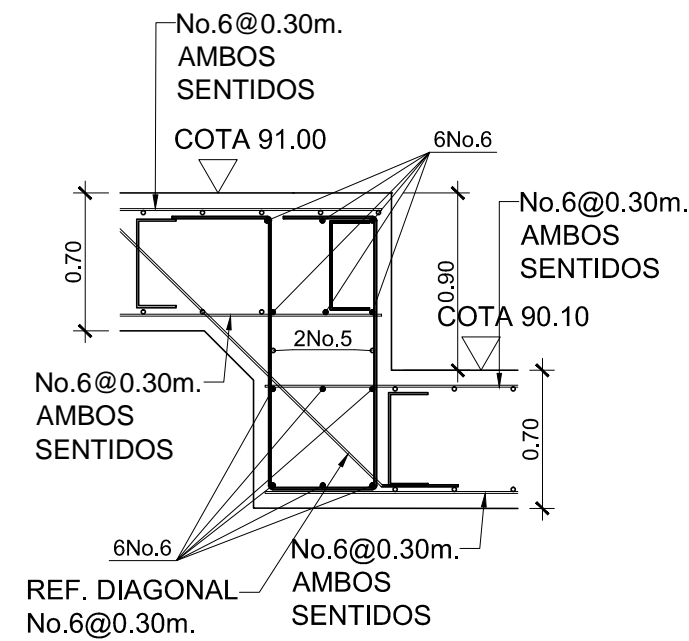
ESPECIFICACIONES:	
- CONCRETO (f'c):	4,000 Lbs/pulg2. (280 Kgs./cms2.)
- ACERO DE REFUERZO (fy):	60,000 Lbs/pulg2. (4200 Kgs./cms2.)
- VALOR SOPORTE DEL SUELO:	40 T/m2
No. HISTORIAL DE ACTUALIZACION	FECHA:
01	
02	
03	
04	
PROYECTO:	PEQUEÑA HIDROELÉCTRICA
CONTENIDO:	DETALLE DE SECCIONES 1 a 7
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	10/2013
DIBUJO:	José Chávez
CALCULO:	José Chávez
REVISO:	Ing. Luis Saravia

02/10/2013 10:00 AM
 02/10/2013 10:00 AM
 02/10/2013 10:00 AM
 02/10/2013 10:00 AM

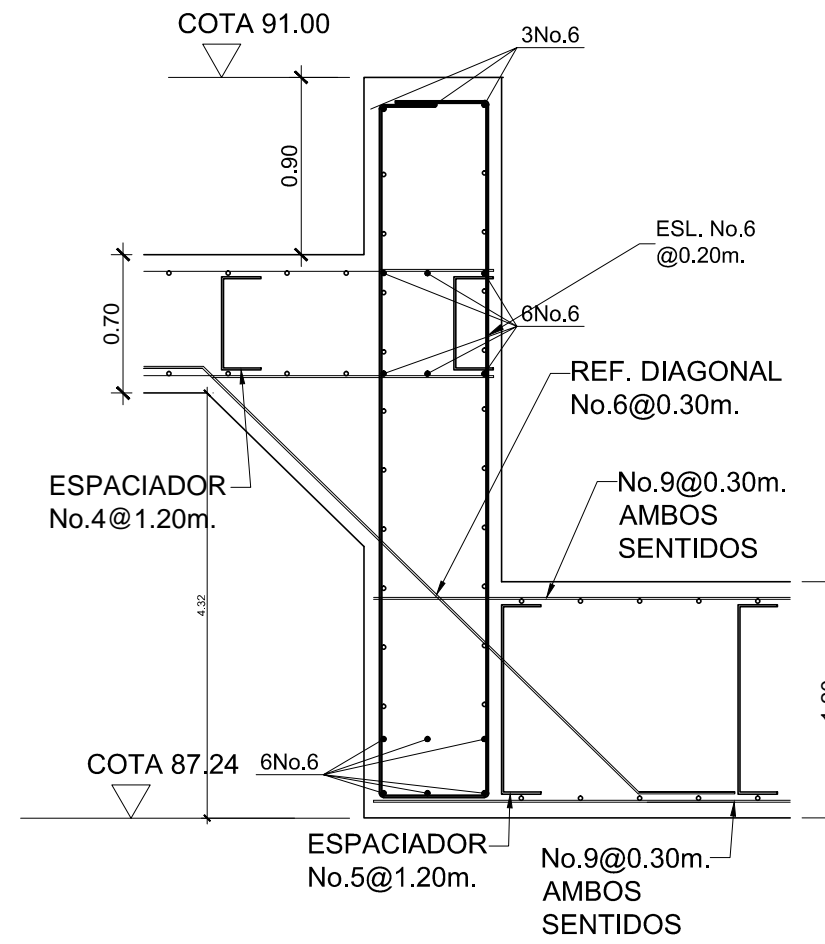
ESTA INFORMACION FUE CREADA EXCLUSIVAMENTE PARA ESTE PROYECTO. PROHIBIDA LA COPIA PARCIAL O TOTAL DE SU CONTENIDO MEDIANTE COPIA FISICA O ELECTRONICA. DERECHOS RESERVADOS.



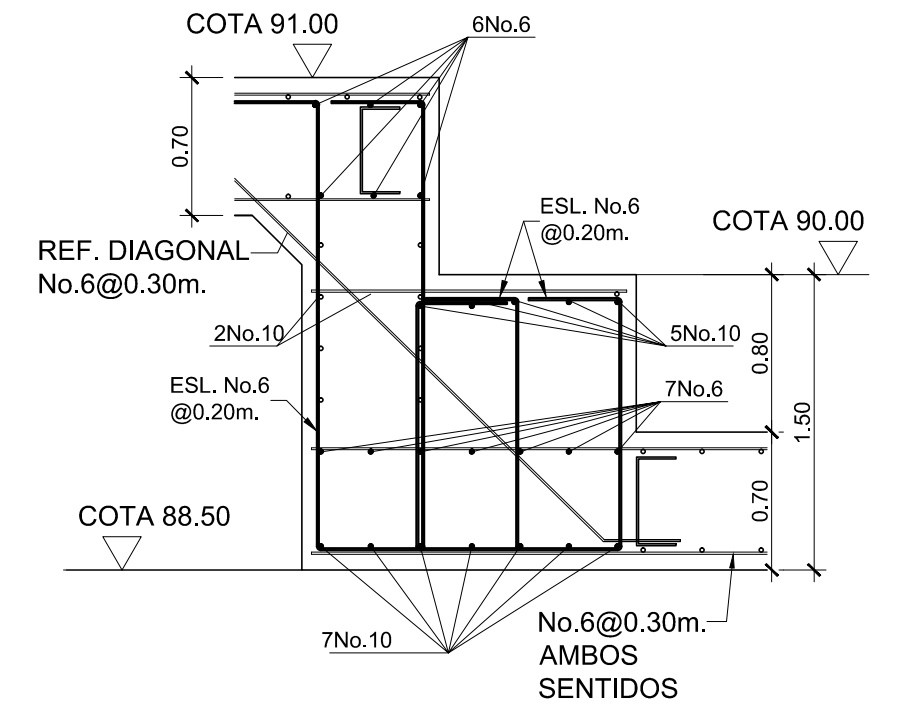
DETALLE 8 ESCALA: 1/50



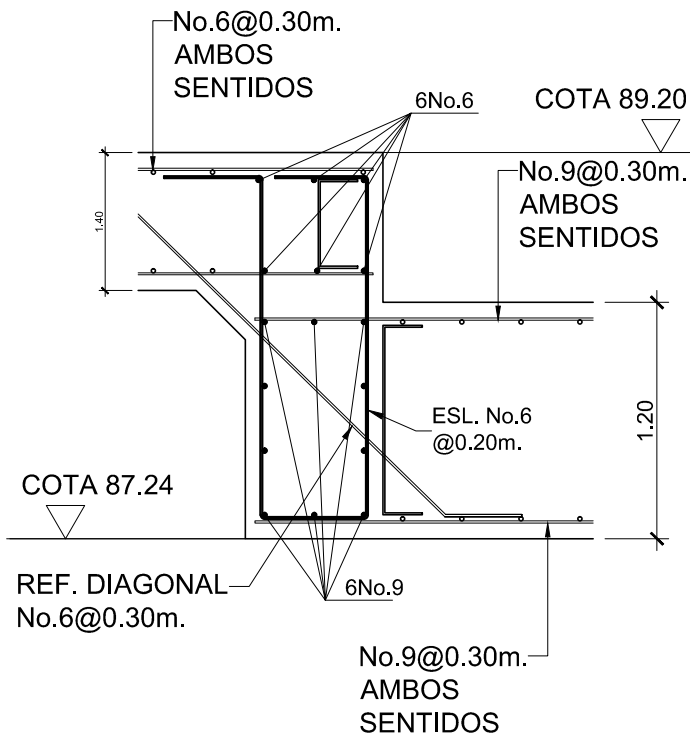
DETALLE 9 ESCALA: 1/50



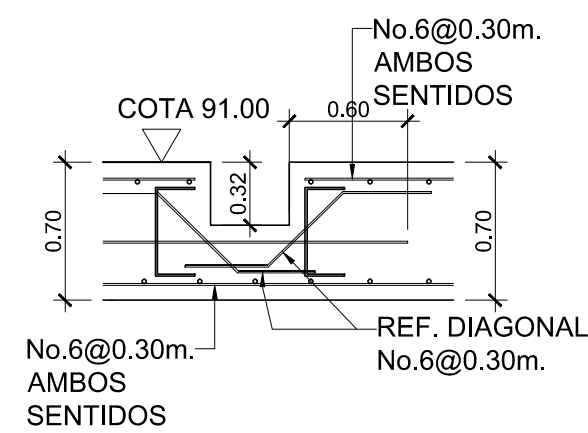
DETALLE 10 ESCALA: 1/50



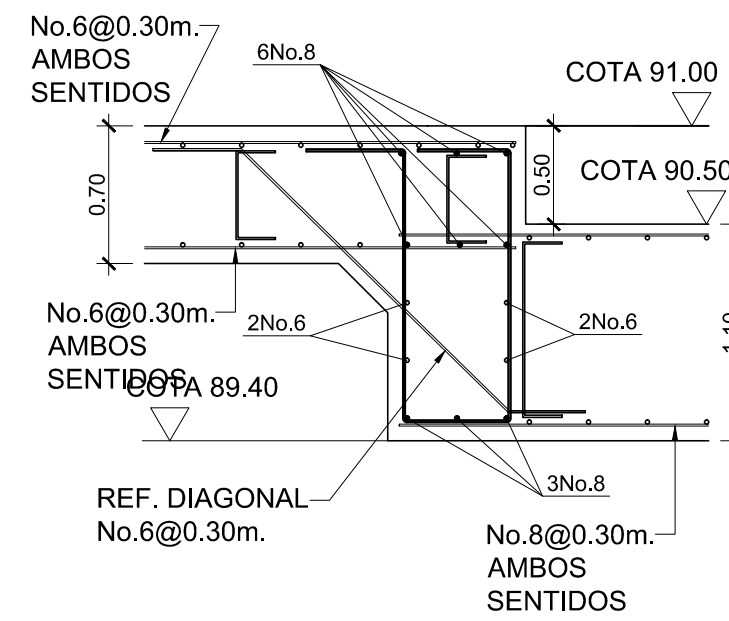
DETALLE 11 ESCALA: 1/50



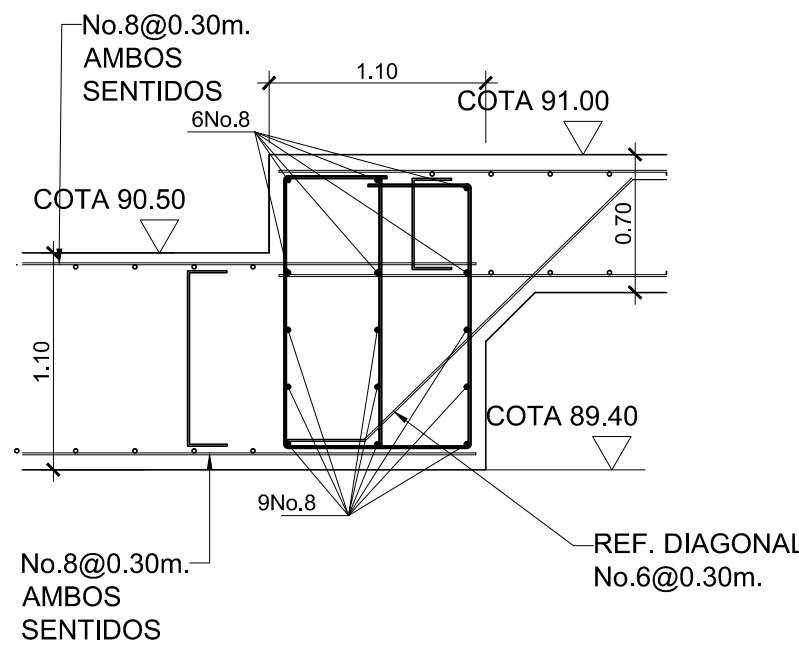
DETALLE 12 ESCALA: 1/50



DETALLE 13 ESCALA: 1/50



DETALLE 14 ESCALA: 1/50



DETALLE 15 ESCALA: 1/50

ESPECIFICACIONES:

- CONCRETO (f'c): 4,000 Lbs/pulg2. (280 Kgs./cms2.)
- ACERO DE REFUERZO (fy): 60,000 Lbs/pulg2. (4200 Kgs./cms2.)
- VALOR SOPORTE DEL SUELO: 40 T/m2

No.	HISTORIAL DE ACTUALIZACION	FECHA:
01		
02		
03		
04		

PROYECTO: PEQUEÑA HIDROELÉCTRICA

CONTENIDO: DETALLE DE SECCIONES 8 a 15

ESCALA: INDICADA

FECHA: 10/2013

DIBUJO: José Chávez

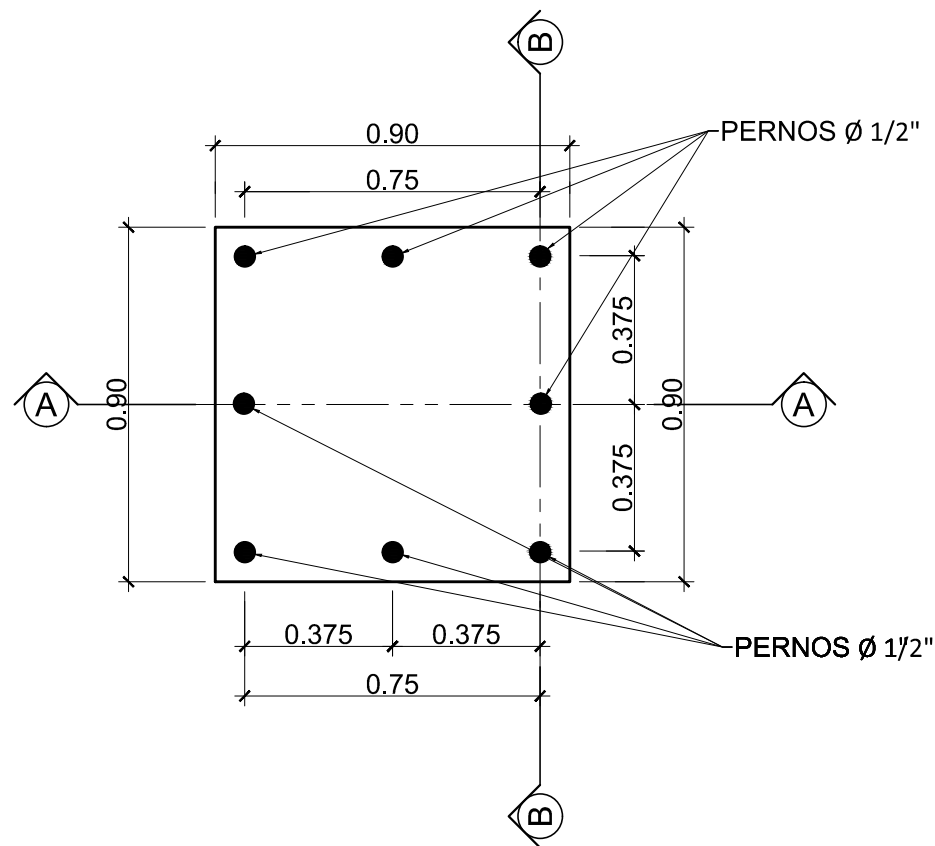
CALCULO: José Chávez

REVISO: Ing. Luis Saravia

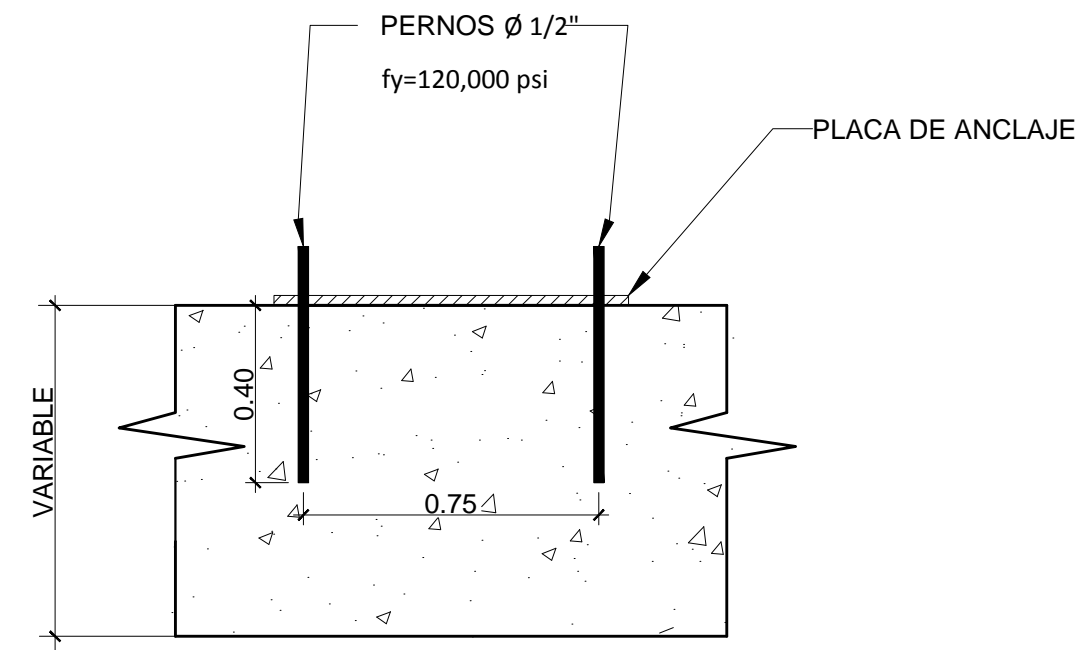
A E I

HOJA

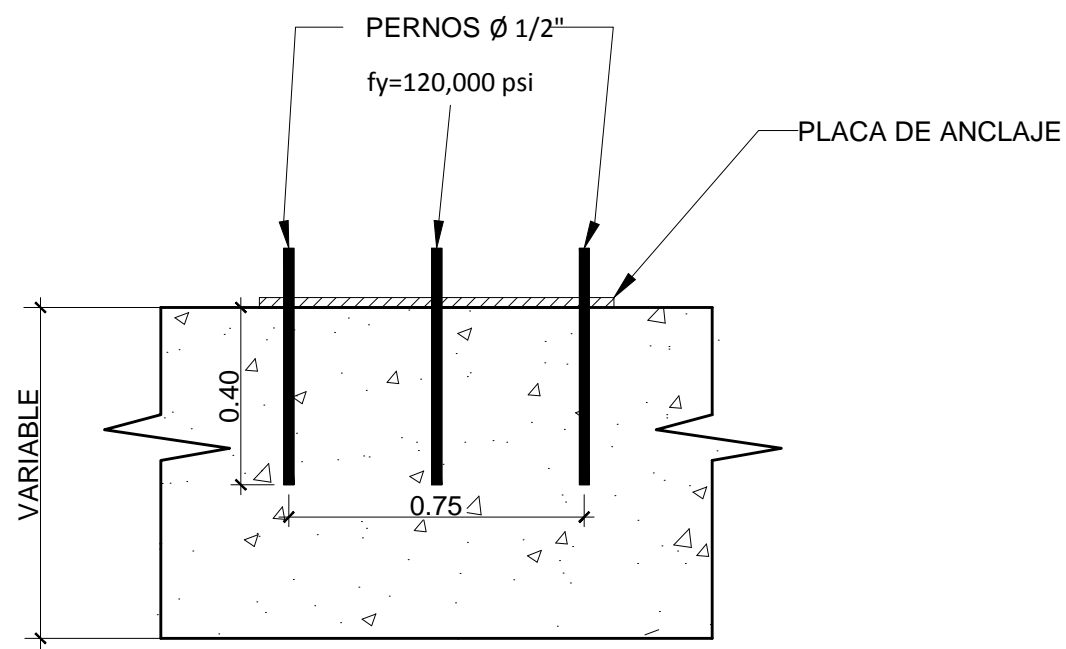
11
12



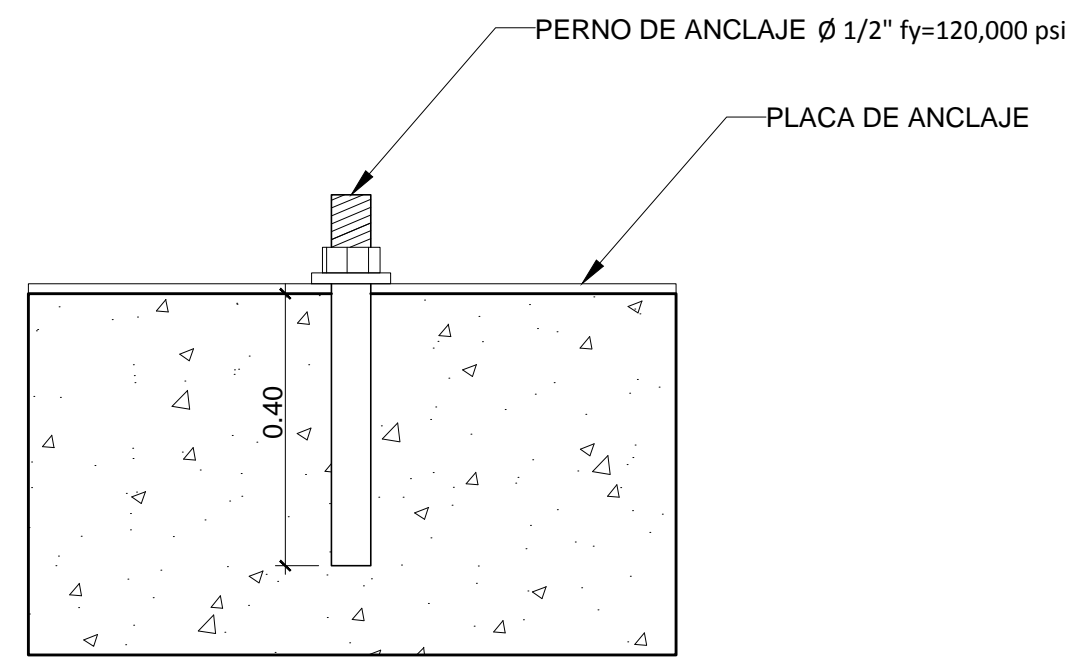
PLANTA DETALLE DE PERNOS ESCALA: 1/25



SECCION A-A' ESCALA: 1/25



SECCION B-B' ESCALA: 1/25



DETALLE TIPICO DE PERNO ESCALA: S/E

ESPECIFICACIONES:	
- CONCRETO (f'c):	4,000 Lbs/pulg2. (280 Kgs./cms2.)
- ACERO DE REFUERZO (fy):	60,000 Lbs/pulg2. (4200 Kgs./cms2.)
- VALOR SOPORTE DEL SUELO:	40 T/m2

No	HISTORIAL DE ACTUALIZACION	FECHA:
01		
02		
03		
04		

PROYECTO: PEQUEÑA HIDROELÉCTRICA

CONTENIDO: DETALLE DE PERNOS

ESCALA: INDICADA

FECHA: 10/2013

DIBUJO: José Chávez

CALCULO: José Chávez

REVISO: Ing. Luis Saravia

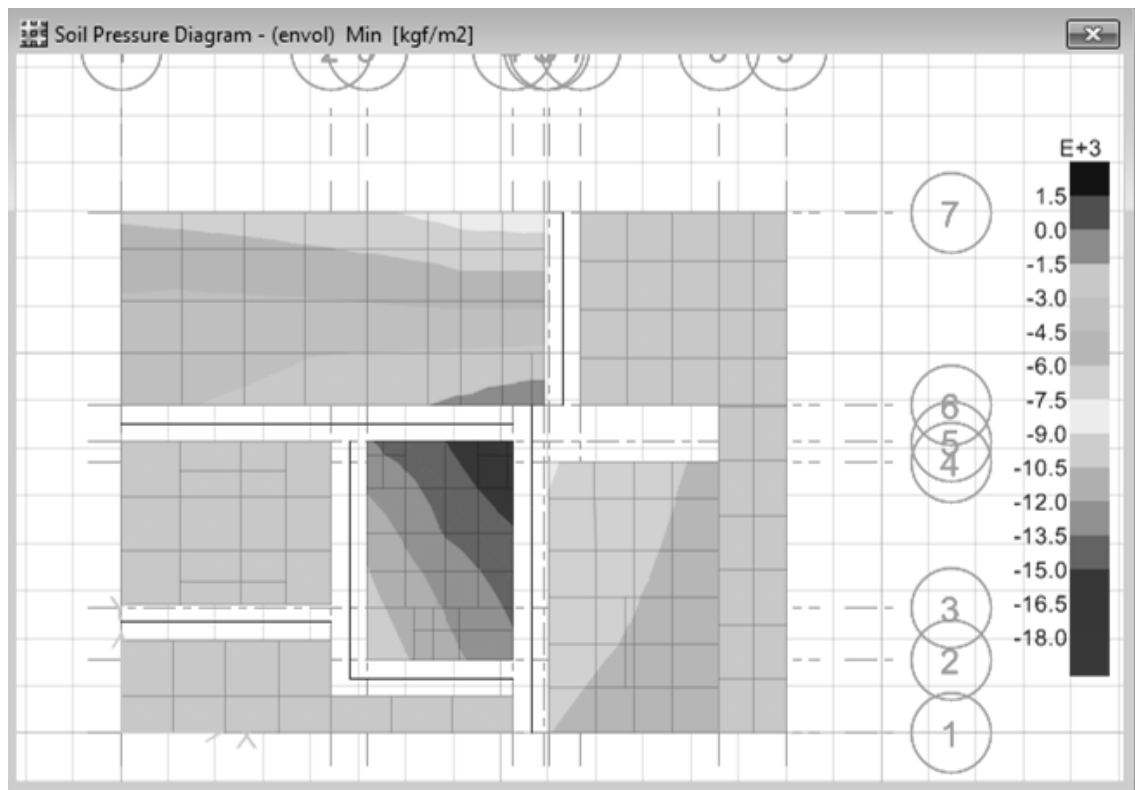
A	E	I
HOJA		
12		
12		

03/03/2013 09:03:03
 03/03/2013 09:03:03
 03/03/2013 09:03:03

ESTA INFORMACION FUE CREADA EXCLUSIVAMENTE PARA ESTE PROYECTO. PROHIBIDA LA COPIA PARCIAL O TOTAL DE SU CONTENIDO MEDIANTE COPIA FISICA O ELECTRONICA. DERECHOS RESERVADOS.

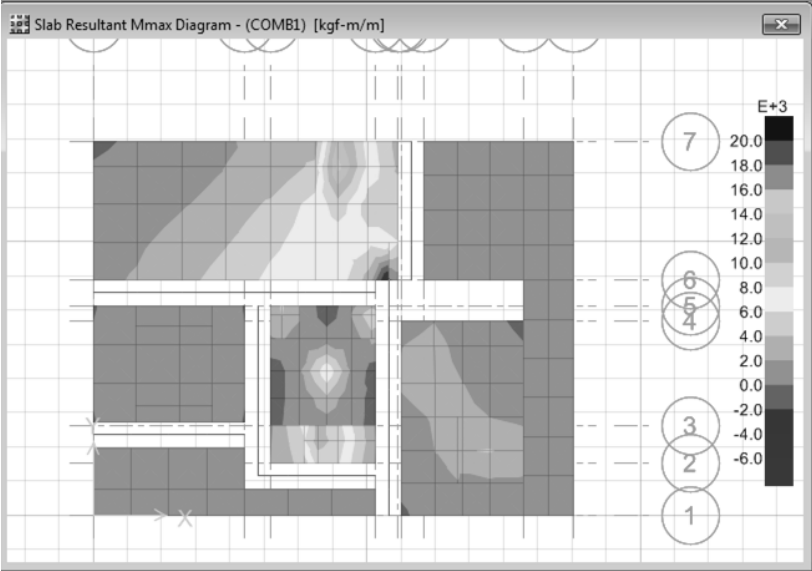
2. RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN EL PROGRAMA SAFE

Figura 28. Diagrama de presiones sobre el suelo en el programa SAFE



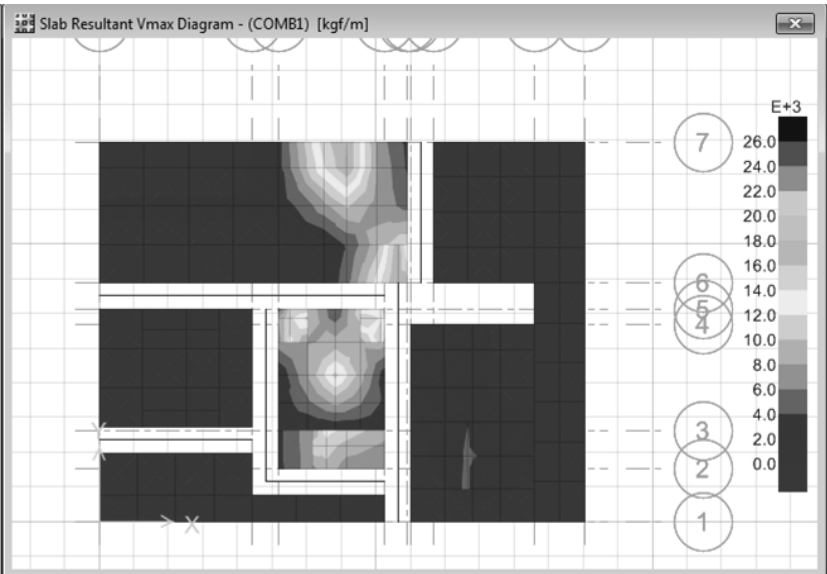
Fuente: elaboración propia.

Figura 29. Diagrama de momentos en el programa SAFE



Fuente: elaboración propia.

Figura 30. Diagrama de cortante en el programa SAFE



Fuente: elaboración propia.

ANEXOS

1. TABLAS DE AGIES 2010

Tabla IX. **Nivel Mínimo de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño**

Índice de Sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
lo = 5	E	E	D	C
lo = 4	E	D	D	C
lo = 3	D	C	C	B
lo = 2	C	B	B	A
Probabilidad de exceder un sismo de diseño	5% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	No aplica
a) ver clasificación de obra en Capítulo 3, norma NSE 1 b) ver índice de sismicidad en Sección 4.2.1 c) ver Sección 4.3.4, para selección de espectro sísmico de diseño según probabilidad de excederlo d) para ciertas obras que hayan sido calificadas como "críticas" el ente estatal correspondiente puede considerar probabilidad de excedencia de 2% en 50 años ($K_d = 1.00$ en sección 4.3.4) e) "esencial" e "importante" tienen la misma probabilidad de excedencia – se diferencian en el Nivel de Protección y en las deformaciones laterales permitidas				

Fuente: AGIES NSE 2-10.

Tabla X. **Coefficiente de sitio Fa**

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0
D	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
E	1,7	1,2	1,0	0,9	0,9
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

Fuente: AGIES NSE 2-10.

Tabla XI. **Coeficiente de sitio Fv**

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
A	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,0	1,8	1,7	1,6	1,5
E	3,2	2,8	2,6	2,4	2,4
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

Fuente: AGIES NSE 2-10.

Tabla XII. **Factor Na para períodos cortos de vibración**

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a la fuente sísmica (nota 1)		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1,25	1,12	1,0
B	1,12	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0
Nota 1: tomar la distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km			
Nota 2: utilizar el factor Na que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes			

Fuente: AGIES NSE 2-10.

Tabla XIII. **Factor Nv para períodos largos de vibración**

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a la fuente sísmica (nota 1)			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	1,4	1,2	1,1	1,0
B	1,2	1,1	1,0	1,0
C	1,0	1,0	1,0	1,0
Nota 1: tomar la distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km				
Nota 2: utilizar el factor Na que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes				

Fuente: AGIES NSE 2-10.

Tabla XIV. **Coefficientes y factores de diseño de sistemas sismo resistentes**

	SISTEMA ESTRUCTURAL (sección 1.5)	Sistema Constructivo Véase secc 1.5.8	R	Ω	Cd	Límite de altura en metros			
						Nivel de Protección			
						B	C	D	E
E1	SISTEMA DE MARCOS								
E1-A	Marcos tipo A								
	De concreto reforzado	NSE 7.1	8	3	5,5	SL	SL	SL	SL
	De acero estructural	NSE 7.5	8	3	5,5	SL	SL	SL	SL
E1-B	Marcos tipo B								
	De concreto reforzado	NSE 7.1	5	3	4,5	50	30	12	NP
	De acero estructural	NSE 7.5	4,5	3	4	50	30	12	NP
E1-C	Marcos tipo C								
	De concreto reforzado	NSE 7.1	3	3	3	30	NP	NP	NP
	De acero estructural	NSE 7.5	3,5	3	2,5	30	NP	NP	NP
E2	SISTEMA DE CAJON								
	Con muros estructurales								
	De concreto reforzado A	NSE 7.1	5	2,5	5	SL	75	50	30
	De concreto reforzado B	NSE 7-1	4	2,5	4	50	50	30	NP
	De concreto reforzado BD	1.5.8	5	2,5	3	30	30	15	12
	De mampostería reforzada A	NSE 7.4	4	2,5	3	30	30	20	15
	Paneles de Concreto prefabricado	NSE 7.3	4	3	3,5	30	30	15	12
	Con paneles de madera	NSE 7.6	6	3	4	20	20	15	20
E3	SISTEMA GENERAL								
	Con muros estructurales								
	De concreto reforzado A	NSE 7.1	6	2,5	5	SL	75	50	50
	De concreto reforzado B	NSE 7.1	5	2,5	4	SL	50	30	NP
	De mampostería reforzada A	NSE 7.4	5,5	3	3,5	SL	SL	50	50
	Paneles de concreto prefabricado	NSE 7.3	4,5	3	3,5	SL	30	30	20
	Marcos de acero arriostrado								
	Tipo A con riostras excéntricas	NSE 7.5	8	2	4	SL	50	50	30
	Tipo A con riostras concéntricas	NSE 7.5	6	2	5	SL	50	30	20
	Tipo B con riostras concéntricas	NSE 7.5	3,5	2	3,5	30	12	12	NP

Fuente: AGIES NSE 3-10.

Tabla XV. **Coeficientes y factores de diseño de sistemas sismo resistentes(continuación)**

	SISTEMA ESTRUCTURAL (sección 1.5)	Sistema Constructivo Véase secc 1.5.8	R	Ω	Cd	Límite de altura en metros			
						Nivel de Protección			
						B	C	D	E
E4	SISTEMA DUAL								
	Marcos de concreto reforzado A								
	Con muros estructurales de concreto reforzado A	NSE 7.1	7	2,5	5,5	SL	SL	SL	SL
	De mampostería reforzada A	NSE 7.4	5,5	3	5	SL	SL	SL	SL
	Marcos de acero tipo A								
	con riostras excéntricas	NSE 7.5	8	2,5	4	SL	SL	SL	SL
	con riostras concéntricas especiales	NSE 7.5	7	2,5	5,5	SL	SL	SL	SL
E5	COLUMNAS VOLADIZAS o PÉNDULO INVERTIDO								
	De concreto reforzado confinado	NSE 7.1	2,5	1,2	2,5	12	12	12	12
	De estructura de acero con detalles sísmicos	NSE 7.5	2,5	1,2	2,5	12	12	12	12
	De estructura de madera	NSE 7.7	1,5	1,5	1,5	12	12	12	12
E6	OTRO TIPO								
	Clasificar como E5, o bien consultar exclusiones en NSE 3.1, NSE 4, NSE5 o NSE6.								
Nota: SL = Sin Límite, NP = No se permite									

Fuente: AGIES NSE 3-10.

2. MÓDULOS DE REACCIÓN DEL SUELO

Figura 31. Módulo de reacción del suelo para SAFE

Morrison & Morrison ingenieros
www.morrisoningenieros.com, coordinadores csi
Latinoamérica, proporciona la siguiente tabla para uso con el
safe.

Está en una tabla con diferentes valores del módulo de reacción del suelo (conocido también como coeficiente de balasto o módulo de winkler) en función de la resistencia admisible del terreno en cuestión. Los valores de esta tabla son para una superficie de apoyo (área) estos valores son los que hay que darles al safe (no requieren ninguna modificación).

Estos valores de la constante elástica del terreno están dados en kilogramo por centímetro cúbico y la resistencia del suelo debe ser en kilogramo por centímetro cuadrado. Esta tabla es un resumen de diferentes trabajos en mecánica de suelos que han realizado el prof. Terzaghi y otros cinco ingenieros connotados (en diferentes épocas).

Esta tabla se extrajo de la tesis de maestría “interacción suelo-estructuras: semi-espacio de winkler”, universidad politécnica de cataluña, barcelona- españa. 1993 (autor Nelson Morrison).

Fuente: <http://www.csimexico.mx/software/safe>. Consultada: 14 de agosto de 2013.

Tabla XVI. **Módulo de reacción del Suelo Datos para SAFE**

Módulo de Reacción del Suelo					
<i>Datos para SAFE</i>					
Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0,25	0,65	1,55	3,19	2,85	5,70
0,30	0,78	1,60	3,28	2,90	5,80
0,35	0,91	1,65	3,37	2,95	5,90
0,40	1,04	1,70	3,46	3,00	6,00
0,45	1,17	1,75	3,55	3,05	6,10
0,50	1,30	1,80	3,64	3,10	6,20
0,55	1,39	1,85	3,73	3,15	6,30
0,60	1,48	1,90	3,82	3,20	6,40
0,65	1,57	1,95	3,91	3,25	6,50
0,70	1,66	2,00	4,00	3,30	6,60
0,75	1,75	2,05	4,10	3,35	6,70
0,80	1,84	2,10	4,20	3,40	6,80
0,85	1,93	2,15	4,30	3,45	6,90
0,90	2,02	2,20	4,40	3,50	7,00
0,95	2,11	2,25	4,50	3,55	7,10
1,00	2,20	2,30	4,60	3,60	7,20
1,05	2,29	2,35	4,70	3,65	7,30
1,10	2,38	2,40	4,80	3,70	7,40
1,15	2,47	2,45	4,90	3,75	7,50
1,20	2,56	2,50	5,00	3,80	7,60
1,25	2,65	2,55	5,10	3,85	7,70
1,30	2,74	2,60	5,20	3,90	7,80
1,35	2,83	2,65	5,30	3,95	7,90
1,40	2,92	2,70	5,40	4,00	8,00
1,45	3,01	2,75	5,50		
1,50	3,10	2,80	5,60		

Fuente: <http://www.csimexico.mx/software/safe>. Consultada: 14 de agosto de 2013.