



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DISEÑO ESTRUCTURAL
DE LA BOCATOMA DEL P.H. PASO ANCHO”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

RAÚL DIAZ IBAÑEZ

DIRECTOR DE TESIS

M.I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ

2015



AGRADECIMIENTOS

A mi FAMILIA, que con su apoyo incondicional, esfuerzo, cariño y amor lograron que valorara la vida y educación que con mucho esfuerzo pudieron brindarme. A ellos, que siempre tuvieron la inteligencia para ayudarme a resolver los problemas que día a día se presentaron. A ellos, que pese a las adversidades, pudimos superar juntos cualquier dificultad que se nos presentara. A ellos, que los amo con todo mi corazón.

A la UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, que me brindó la oportunidad de ser parte de ella y aprovechar cada momento los conocimientos brindados por sus académicos.

A mi tutor, el M.I. Octavio García Domínguez que con el apoyo y consejos que me brindó pude lograr mi título universitario.

DEDICATORIAS

A mi padre Raúl Díaz Fragoso, que con su sabiduría, inteligencia y fortaleza me dió el mejor ejemplo que le puede dar un padre a un hijo, que me enseñó a alcanzar mi sueño. A él, que siempre tenía la respuesta correcta a mis inquietudes y que siempre no llevó por el camino correcto de la vida. A ti papá, que con tu esfuerzo lograste sacar adelante a nuestra maravillosa familia. No me queda más que agradecerte infinitamente lo que hiciste por mí. Papá te amo con todo mi corazón y te puedo decir que eres el mejor papá del mundo.

A mi madre Rocio Ibañez Zafra, que con el cariño, amor y esfuerzo que siempre nos brinda a mí y a mis hermanos hizo de nosotros buenas personas y mantuvo unida a nuestra familia. A ti mamá, que darías todo por tus hijos y nosotros daríamos la vida por ti. Por los buenos consejos que me diste en aquellos momentos difíciles de mi vida, por cada lágrima que derramaste por mí. No me alcanzaría la vida para agradecerte todo lo que hiciste por mí a ti mamá te amo. Le doy gracias a Dios por haberte puesto en mi vida.

A mis hermanos Josy y Pio que los amo y los quiero y siempre estuvieron conmigo en las buenas y en las malas. A ellos, que siempre me demostraron su cariño y amor. Los amo, gracias por ser mis hermanos, son los mejores.

A ti Sinthia y a ti Emiliano, mi esposa y mi hijo, que me dan día a día la fuerza necesaria para salir adelante y superar las adversidades que se me presenten. A ustedes que son mi vida: Los amo y daría todo por siempre tenerlos a mi lado.

CONTENIDO

Índice de figura.....	5
Índice de tablas.....	6
Introducción.....	8
Resumen.....	8
Objetivo.....	9
CAPÍTULO 1.....	10
1. Antecedentes y generalidades.....	10
1.1. Aspectos generales.....	10
1.2. Ubicación geográfica.....	13
1.3. Características geológicas.....	13
1.3.1. Estratigrafía.....	14
1.3.2. Estratificación.....	14
1.3.3. Fallas y fracturas.....	15
1.3.4. Perforación.....	16
1.3.5. Integración geológica – geofísica.....	16
1.4. Características geomecánicas.....	17
1.4.1. Pruebas índice.....	18
1.4.2. Pruebas mecánicas.....	18
1.4.3. Medición de velocidades sónicas y propiedades dinámicas.....	19
1.5. Caracterización geológica de la obra de toma.....	19
1.6. Hidrología.....	20
1.6.1. Esguimientos.....	21
1.6.2. Avenida de diseño.....	21
1.7. Sismicidad.....	22
1.7.1. Información tectónica sismológica.....	22
1.7.2. Espectros de diseño.....	23
1.7.3. Espectros OBE y 1 000 años.....	24
1.8. Requerimientos hidráulicos de la estructura.....	27
CAPÍTULO 2.....	28
2. Metodología para el análisis y diseño de la bocatoma.....	28
2.1. Predimensionamiento de la bocatoma.....	28
2.2. Materiales.....	30
2.3. Condiciones de frontera.....	30
2.4. Condiciones de carga.....	36
2.4.1. Acciones permanentes.....	36
2.4.1.1. Carga muerta.....	36
2.4.2. Acciones variables.....	37
2.4.2.1. Presión hidrostática.....	37
2.4.2.2. Carga de roca.....	38
2.4.3. Acciones accidentales.....	41
2.4.3.1. Sismo.....	41

2.4.3.2. Pérdidas por rejillas.....	42
CAPÍTULO 3.....	45
3. Análisis de estabilidad de la bocatoma.....	45
3.1. Metodología de análisis.....	45
3.2. Factor de seguridad al deslizamiento.....	46
3.3. Anclaje estructural.....	48
3.4. Factor de seguridad a la flotación.....	54
3.5. Factor de seguridad al volteo.....	55
CAPÍTULO 4.....	59
4. Análisis y diseño estructural.....	59
4.1. Análisis estructural.....	59
4.2. Combinaciones de carga.....	59
4.3. Modelo estructural.....	60
4.4. Requerimientos para el análisis estructural.....	60
4.4.1. Requisitos a cumplir.....	60
4.4.2. Estado límite de seguridad o estado límite de falla.....	61
4.4.3. Estado límite de servicio.....	61
4.4.4. Procedimientos para el diseño estructural.....	62
4.5. Diseño a cortante.....	62
4.5.1. Cortante por tensión diagonal.....	62
4.5.2. Cortante directo.....	64
4.6. Diseño a flexocompresión.....	64
4.7. Control de agrietamiento.....	65
4.7.1. Control de agrietamiento por flexión.....	65
4.7.2. Control de la grieta máxima.....	66
4.8. Curva de optimización a flexión.....	66
4.9. Cuantías mínimas.....	67
4.9.1. Cuantía mínima por flexión.....	67
4.9.2. Cuantía mínima por retracción y temperatura.....	67
4.10. Peraltes.....	67
4.11. Revisión de deflexiones.....	68
4.12. Sistemas de juntas.....	69
4.12.1. Junta estructural.....	69
4.12.2. Junta de contrucción.....	69
4.13. Refuerzo.....	70
4.14. Recubrimiento.....	70
4.15. Diseño de rejillas de protección.....	70
4.16. Análisis con el programa Multiphysics Simulation.....	82
4.16.1. Bocatoma.....	82
4.16.2. Apoyos.....	83
4.16.3. Carga de roca.....	84
4.16.4. Supresión en la base.....	84
4.16.5. Análisis sísmico.....	85
4.16.6. Pérdidas por rejillas.....	86
4.16.7. Esfuerzos.....	88
4.16.8. Esfuerzos cortantes.....	89
4.16.9. Desplazamientos.....	91

4.17. Parámetros de comparación.....	92
CAPÍTULO 5.....	94
5. Conclusiones.....	94
BIBLIOGRAFÍA.....	96

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO I

Figura 1.1 Esquema general del P.H. Paso Ancho.....	12
Figura 1.2 Ubicación geográfica del P.H. Paso Ancho.....	13
Figura 1.3 Representación esteroeográfica de la estratificación	15
Figura 1.4 Área hidrológica de estudio.....	20
Figura 1.5 Perfil del río Atoyac.....	21
Figura 1.6 Geometría de las placas oceanicas y continental.....	23
Figura 1.7 Espectro de peligro uniforme.....	24
Figura 1.8 Espectro de diseño OBR horizontal.....	25
Figura 1.9 Espectro de diseño 1 000 años horizontal.....	25
Figura 1.10 Espectro de diseño OBE vertical.....	26
Figura 1.11 Espectro de diseño 1 000 años vertical.....	26

CAPÍTULO II

Figura 2.1 Planta bocatoma.....	28
Figura 2.2 Perfil bocatoma.....	29
Figura 2.3 Isométrico bocatoma.....	29
Figura 2.4 Influencia del ancho "B" de la cimentación.....	31
Figura 2.5 Sección geológica de obras de generación.....	33
Figura 2.6 Sección geológica por eje de generación.....	34
Figura 2.7 Parámetro geométricos.....	35
Figura 2.8 Carga muerta bocatoma.....	36
Figura 2.9 Subpresión en la base de la bocatoma.....	38
Figura 2.10 Formación de cuña.....	39
Figura 2.11 Sísmo actuante sobre la bocatoma.....	41
Figura 2.12 Estructura de rejillas de la bocatoma.....	43
Figura 2.13 Suposición de rejillas obturadas.....	44

CAPÍTULO III

Figura 3.1 Esquema condición extrema de operación al deslizamiento.....	47
Figura 3.2 Perfil del anclaje estructural.....	50
Figura 3.3 Planta anclaje estructural.....	51
Figura 3.4 Esquema condición usual de operación al deslizamiento	52
Figura 3.5 Esquema condición inusual de operación al deslizamiento.....	53
Figura 3.6 Esquema condición extrema de operación a la flotación.....	54

Figura 3.7 Esquema condición inusual de construcción al volteo.....	56
Figura 3.8 Esquema condición extrema de construcción al volteo.....	56
Figura 3.9 Esquema condición usual de operación al volteo.....	57
Figura 3.10 Esquema condición inusual de operación al volteo.....	58
Figura 3.11 Esquema condición extrema de operación al volteo.....	58

CAPÍTULO IV

Figura 4.1 Elementos del diagrama de iteración.....	65
Figura 4.2 Alzado bocatoma.....	70
Figura 4.3 Proyección frontal de bocatoma.....	71
Figura 4.4 Rejillas metálicas.....	71
Figura 4.5 Rejillas	72
Figura 4.6 Esquema rejillas obturadas.....	74
Figura 4.7 Marcos principales.....	75
Figura 4.8 Rejillas tipo.....	75
Figura 4.9 Sección 1 o travesaños principales.....	76
Figura 4.10 Sección 2 o postes principales.....	76
Figura 4.11 Sección 3 o tapa superior A.....	76
Figura 4.12 Sección 4 o tapa superior B.....	76
Figura 4.13 Solera de rejillas.....	77
Figura 4.14 Apoyos de rejillas.....	77
Figura 4.15 Análisis de ratios.....	78
Figura 4.16 Estructura principal en SAP 2 000.....	78
Figura 4.17 Croquis de ubicación.....	81
Figura 4.18 Bocatoma de generación.....	82
Figura 4.19 Representación gráfica de apoyos de la bocatoma.....	83
Figura 4.20 Carga de roca.....	84
Figura 4.21 Supresión en la base de la bocatoma.....	85
Figura 4.22 Espectro de diseño OBE horizontal.....	86
Figura 4.23 Perdidas por rejillas.....	87
Figura 4.24 Esfuerzos en la dirección X-x.....	88
Figura 4.25 Esfuerzos en la dirección Y-y.....	88
Figura 4.26 Esfuerzos en la dirección Z-z.....	89
Figura 4.27 Esfuerzos cortantes en la dirección X-Y.....	89
Figura 4.28 Esfuerzos cortantes en la dirección Y-Z.....	90
Figura 4.29 Esfuerzos cortantes en la dirección Z-X.....	90
Figura 4.30 Desplazamiento en la dirección X.....	91
Figura 4.31 Desplazamiento en la dirección Y.....	91
Figura 4.32 Desplazamiento en la dirección Z.....	92
Figura 4.33 Refuerzo 1.....	93
Figura 4.34 Refuerzo 2.....	93

ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO I

Tabla 1.1 Sistemas principales de fracturas en la zona de la boquilla.....	15
Tabla 1.2 Sistemas de fallas principales en zona de la boquilla.....	15
Tabla 1.3 Recuperación RQD y características en márgenes del cauce.....	16
Tabla 1.4 Características de las unidades geofísicas.....	17
Tabla 1.5 Pruebas índice.....	18
Tabla 1.6 Pruebas mecánicas.....	18
Tabla 1.7 Características Geofísicas de la roca.....	19
Tabla 1.8 Periodos de retorno CFE.....	22
Tabla 1.9 Parámetros para los espectros de diseño horizontal 5%.....	27
Tabla 1.10 Parámetros para los espectros de diseño vertical 5%.....	27

CAPÍTULO II

Tabla 2.1 Propiedades de los materiales	30
Tabla 2.2 Características de la roca.....	40

CAPÍTULO III

Tabla 3.1 Factores de seguridad mínimas admisibles.....	45
Tabla 3.2 Resumen de fuerzas y momentos condición II al deslizamiento.....	47
Tabla 3.3 Resumen de fuerzas y momento con anclaje.....	51
Tabla 3.4 Comprobación de fuerzas y momentos condición II al deslizamiento.....	52
Tabla 3.5 Resumen de fuerzas y momentos condición IV al deslizamiento.....	53
Tabla 3.6 Resumen del análisis de estabilidad al volteo.....	55

CAPÍTULO IV

Tabla 4.1 Casos de carga identificados para la estructura.....	59
Tabla 4.2 Combinaciones.....	60
Tabla 4.3 Tolerancias para anchos de grieta.....	66
Tabla 4.4 Cuantía mínima por retracción y temperatura.....	67
Tabla 4.5 Espesores mínimas que no requieren investigar las deflexiones.....	68
Tabla 4.6 Deflexión máxima admisible calculada.....	69
Tabla 4.7 Coeficientes de pérdida.....	73
Tabla 4.8 Resultado de análisis de las rejillas.....	79
Tabla 4.9 Combinaciones de carga.....	87
Tabla 4.10 Parámetros de comparación.....	92

INTRODUCCIÓN

En ingeniería se denomina presa o represa a un muro grueso de piedra u otro material, como concreto, material suelto o granular, que se construye a través de un río, arroyo o canal para almacenar el agua y elevar su nivel, con el fin de regular el caudal, para su aprovechamiento en el riego de terrenos, en el abastecimiento de poblaciones o en la producción de energía mecánica. La energía mecánica puede aprovecharse directamente como en los molinos (actualmente en desuso) o de forma indirecta para producir energía eléctrica como en las centrales hidroeléctricas.

La función principal en el diseño de un proyecto hidroeléctrico es generar energía eléctrica utilizando la energía potencial del agua almacenada y convertirla primeramente en energía mecánica y posteriormente en energía eléctrica. Un sistema de captación de agua provoca un desnivel que origina una cierta energía potencial acumulada. El paso del agua por la turbina desarrolla en la misma un movimiento giratorio que acciona el alternador y produce la corriente eléctrica. Las dos características principales de una central hidroeléctrica, desde el punto de vista de su capacidad de generación de electricidad son:

- **La potencia**, que está en función del desnivel existente entre el nivel medio del embalse y el nivel medio de las aguas abajo de la central y del caudal máximo turbinable, además de las características de las turbinas y de los generadores usados en la transformación.
- **La energía**, garantizada en un lapso de tiempo determinado, generalmente un año, que está en función del volumen útil del embalse y de la potencia instalada.

RESUMEN

Un proyecto hidroeléctrico esta conformado por las obras de generación, obras de excedencias, obras de desvío, obras de contención y obras asociadas, dentro de las obras de generación esta la obra de toma, es ahí donde es captada el agua, la cual será conducida a la bocatoma y pasará posteriormente a las tuberías a presión mismas que son las encargas de conducir el flujo de agua hacia las turbinas, en general la bocatoma de una presa de abastecimiento de agua potable o una presa de generación de electricidad tienen como objetivo principal conducir el flujo de agua hacia las tuberías de conducción y éste entre suavemente sin generar algún tipo de turbulencia; por lo que estas estructuras muestran en sus muros laterales y en su losa superior e inferior abocinamientos, descritos por una curva definida mediante un análisis hidráulico previo.

En el presente documento se indica la metodología aplicada para el análisis de estabilidad y el diseño estructural de la bocatoma de la Obra de Generación; dicho análisis hace referencia principalmente a las 3 condiciones de estabilidad (el deslizamiento, el volteo y la flotación) para las cuales la bocatoma debe presentar condiciones de seguridad durante las etapas de construcción y de operación, en las cuales se presentarán eventos usuales, inusuales y extremos, que son analizados mediante recomendaciones de manuales y/o reglamentos y por la experiencia del diseñador.

En principio se analizarán las 3 condiciones de estabilidad para sus diferentes etapas de manera independiente, si alguna de estas condiciones no cumple con los factores de seguridad establecidas en los manuales de U. S. Army Corps Engineer utilizado en el presente trabajo, se deberá diseñar algún sistema de soporte que garantice la estabilidad de la estructura, dichos sistemas pueden ser: anclaje estructural, aumentar las dimensiones de la cimentación o en su defecto algún sistema innovador diseñado bajo las condiciones geotécnicas presentadas en el sitio de construcción.

Una vez que se satisfacen las condiciones de estabilidad, se procede con el diseño estructural de la bocatoma de la presa paso ancho, para ello es necesario realizar un análisis de las condiciones geotécnicas del sitio y verificar las condiciones de interacción entre la estructura y terreno natural (condiciones de frontera), esto con la finalidad de interpretar las condiciones de apoyo.

En el diseño estructural de la Bocatoma, se consideran todas las condiciones de carga bajo las cuales estará sometida, posteriormente se realizará una modelación mediante un software, el cual analizará las diferentes combinaciones de carga que se puedan presentar y finalmente presentará numericamente los esfuerzos y deformaciones que sufre la bocatoma durante su etapa de construcción y operación.

También se muestra el análisis del diseño de las rejillas de protección, las cuales son diseñadas para evitar el paso de materia sólida a la casa de máquinas ya que pueden dañar las turbinas que se encuentran en funcionamiento, las rejillas inducen una carga a la bocatoma la cual también será considerada en el análisis y diseño estructural de la bocatoma.

OBJETIVO

El presente documento tiene como objetivo principal realizar el análisis y diseño estructural de la bocatoma de generación, esto a partir de un dimensionamiento hidráulico previamente estudiado por dicha área, así como su análisis de estabilidad y todas las consideraciones que se tiene para su correcto diseño, apegado a las reglamentaciones de instituciones como el *American Concrete Institute, ACI* y los manuales del *US Army Corps Engineers, USACE*, se incluye, además el análisis y el diseño estructural de las rejillas de protección adosadas a la bocatoma, las cuales tienen como principal objetivo impedir el paso de materia sólida a la casa de máquinas y evitar dañar equipo electromecánico.

El documento muestra analíticamente y gráficamente los cálculos desarrollados para el diseño de dichas estructuras, para que el lector pueda apreciar las diferentes consideraciones y perspectivas del método de análisis desarrollado, con el fin de obtener un modelo estructural estable y un diseño económicamente factible, para soportar las diferentes solicitaciones de cargas a las que estará sometido durante las etapas de construcción y operación.

CAPÍTULO I

1. ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1. ASPECTOS GENERALES

El Gobierno del Estado de Oaxaca planea la construcción de una presa de almacenamiento para el suministro de agua potable a la Ciudad de Oaxaca de Juárez y municipios conurbados. Después de evaluar los escurrimientos de varios ríos de la región; el Río Atoyac fue propuesto como la principal fuente de abastecimiento de agua potable para ese fin. El proyecto se denomina Paso Ancho y se ubica sobre el río Atoyac, en el Estado de Oaxaca, figura 1.1.

En los inicios del año 2008 el Gobierno del Estado de Oaxaca solicitó a la Comisión Federal de Electricidad (CFE) los estudios necesarios para el desarrollo del proyecto y la determinación de la factibilidad técnica de la presa mencionada, para lo cual, se celebró un convenio de participación entre el Gobierno del Estado de Oaxaca y la Comisión Federal de Electricidad (CFE) representada por la Coordinación de Proyectos Hidroeléctricos (CPH) a través del Centro de Anteproyectos del Pacífico Sur (CAPS). Como parte del convenio celebrado, la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil (GEIC), de la misma CFE, realiza, desde el mes de julio de 2008, estudios a nivel de ingeniería básica en la zona del proyecto.

En dicho proyecto se realizaron estudios de factibilidad e ingeniería conceptual, para las obras de una presa para suministro de agua potable a la población de la Ciudad de Oaxaca y municipios adyacentes, para esto se considera aprovechar el gasto que escurre por el río Atoyac y sus afluentes, en un sitio ubicado a unos 470 m aguas debajo de donde se une el río Sola de Vega; entre el límite de los municipios San Miguel Sola de Vega (margen derecha) y San Vicente Coatlán (margen izquierda). La exploración geológico-geofísica se ha llevado a cabo en tres etapas, la primera en 2008-2009, la segunda en 2009-2010 y la tercera en 2010. Dicho estudios dan como resultado que es factible la construcción de la presa Paso Ancho, en la zona de estudio.

La obra de contención formada por una cortina de Enrocamiento con Cara de Concreto (ECC), la cual tiene una altura de 75 m, una longitud de 216 m en la corona y está conformada por materiales clasificados como 3A, 3B, T y 3C, así como por taludes exteriores de 1,5:1 (H:V); la Cara de Concreto estará formada por 27 losas, con anchos de 6 y 12 m separadas por juntas especiales de tensión y compresión.

La obra de desvío está integrada por un túnel de sección portal de medio punto de 11 x 11 m, una preataguía y una ataguía integrada al cuerpo de la cortina aguas arriba y una ataguía aguas abajo para garantizar la estanqueidad de la zona de trabajo de la cortina.

La obra de excedencias esta conformada por el canal de llamada, estructura formada por muros de encauzamiento y zona de aproximación; el cimacio del vertedor y el canal de excedencias constituido por zona lenta, zona de transición, zona rápida y cubeta deflectora.

Dichas estructuras tienen como objetivo restituir los volúmenes excedentes del agua al cauce del río.

Las obras de generación, consisten en un canal de llamada a la elevación 1 281,00 msnm, una rejilla adosada a una bocatoma con abocinamiento en donde inicia un túnel de conducción a presión cuya sección hidráulica circular es de 3,5 m de diámetro, con longitud de 417,13 m y que conecta a unas turbinas de 8,0 MW y 0,75 MW instaladas en la casa de máquinas. Dicha casa de máquinas es semi subterránea pues sus muros y entrepisos (escalonados estos últimos) se encuentran por debajo del nivel del terreno mientras que los soportes de la trabe carril y la cubierta se encuentran por encima, a modo de subestructura y superestructura respectivamente.

El control de la conducción a presión se realiza por medio de una compuerta deslizante cuya plataforma de maniobras está en la elevación 1 330,00 msnm. La conducción inicia con 2 codos (curvas verticales) que configuran un ramal vertical, continúa con una rama horizontal que inicia donde el codo inferior termina. Aguas abajo existe una transición gradual para cambiar el diámetro de 3,5 m a 2,50 m dicha transición ocurre en 14,50 m de longitud. Una transición más se presenta antes de llegar a la casa de máquinas, esta vez para cambiar en 9,00 m de longitud del diámetro de 2,5 a 1,85 m.

El revestimiento de la conducción es de concreto reforzado, desde la bocatoma hasta 25,0 m antes de la intersección con la proyección del eje de la cortina; a partir de este punto el revestimiento es un blindaje de acero con características especiales. Un sector del blindaje se proyecta empacado en concreto, mientras que el resto consiste en un blindaje expuesto, apoyado en pedestales de concreto reforzado. Antes de llegar a la casa de máquinas se vuelve a tener un blindaje empacado en concreto.

Antes de la casa de máquinas la conducción tiene una derivación 0,60 m de diámetro para alimentar la unidad de 0,75 MW, la cual mientras produce la electricidad para la central misma y los equipos de bombeo, provee el gasto ecológico necesario aguas debajo de la cortina.

Tanto la conducción para 8 MW como la de 0,75 MW cuentan con válvula de control tipo mariposa; una vez que el agua ha sido turbinada, se conduce al río por medio de un canal de desfogue cuya elevación de plantilla es la 1 259,50 msnm, para efectos de mantenimiento se tienen consideradas compuertas en la salida del desfogue de las unidades; como una medida alternativa en caso de mantenimiento de la unidad para el gasto ecológico se tiene un ramal que descarga a la atmósfera a través de una válvula de chorro divergente.

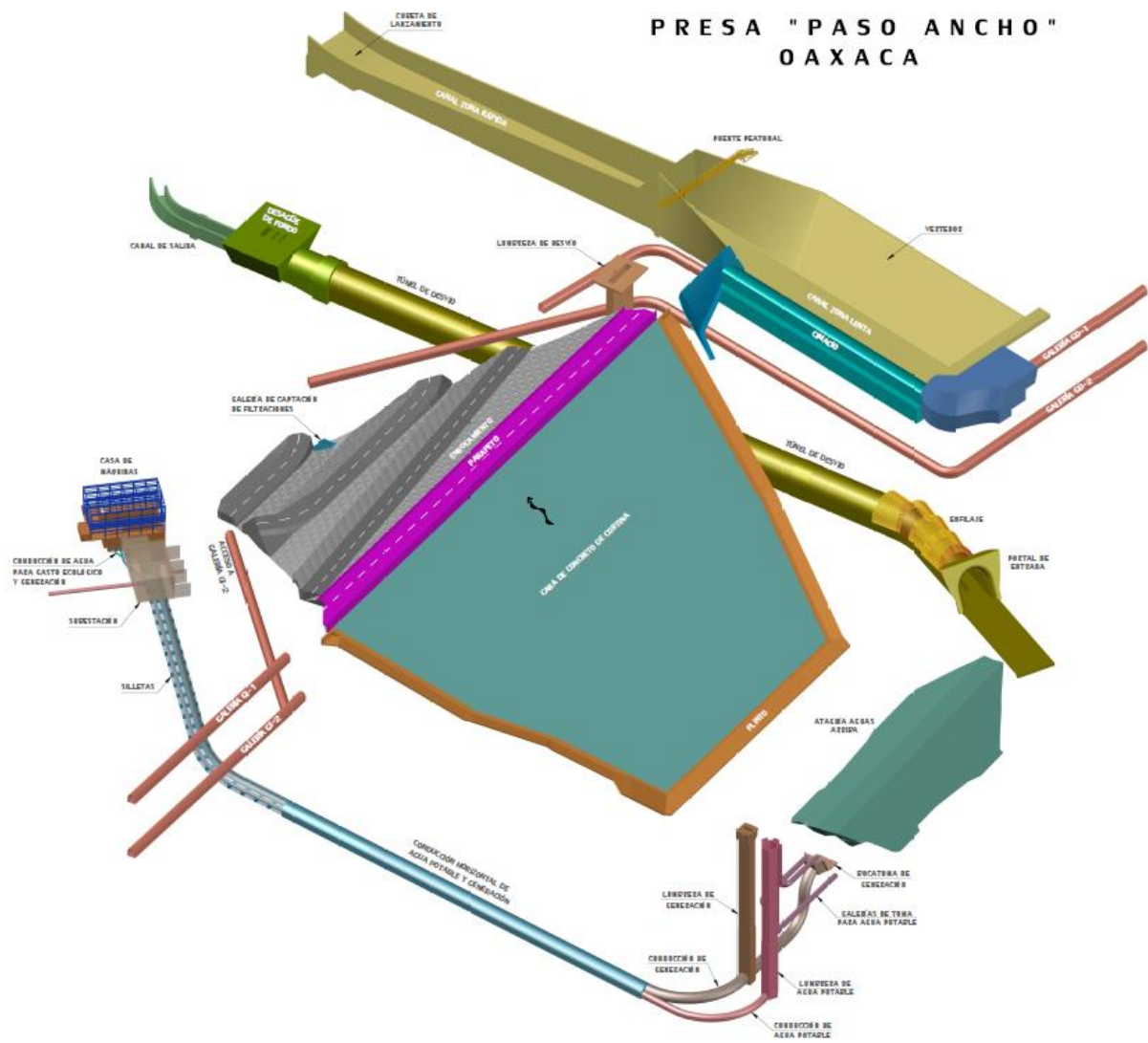


Figura 1.1. Esquema General del P.H. Paso Ancho.

1.2. UBICACIÓN GEOGRÁFICA

El eje de la boquilla del Proyecto “Paso Ancho” se encuentra ubicado en el río Atoyac, entre los Municipios de San Miguel Sola de Vega (margen derecha) y San Vicente Coatlán (margen izquierda), a 100 km aproximadamente al sur de la ciudad de Oaxaca y a unos 30 km al suroeste de la cabecera municipal de Ejutla de Crespo. Está situado geográficamente en las coordenadas 16° 24' 47,6" de Latitud Norte y 96° 52' 30,6" de Longitud Oeste y elevación de 1 264,69 msnm, equivalentes a X=726 910,79 , Y= 1 815 835,28 en coordenadas UTM, WGS84, Zona 14, figura 1.2.

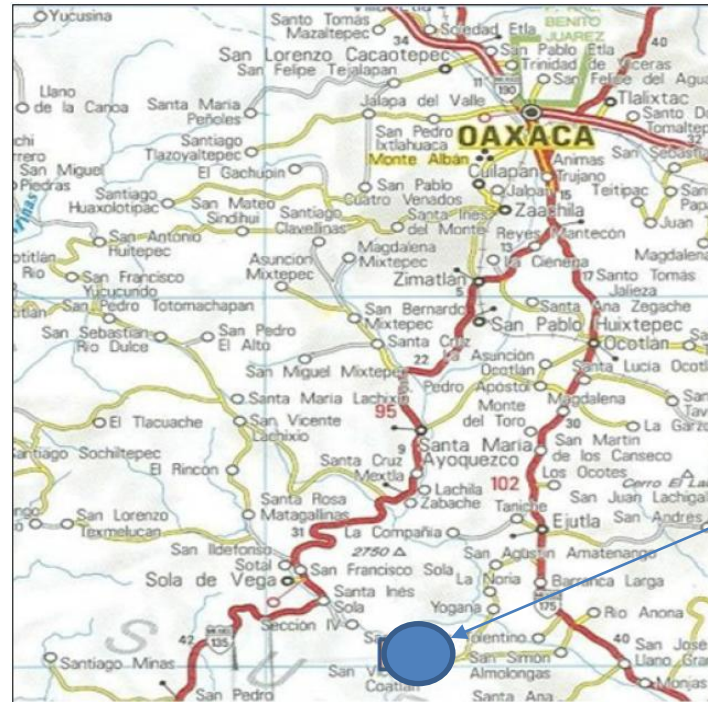


Figura 1.2. Ubicación Geográfica del P.H. Paso Ancho.

1.3. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS

La mayor parte de los afloramientos de la sierra corresponden a rocas metamórficas del Precámbrico, sedimentarias y calcáneas del Mesozoico; sedimentarias, igneas intrusivas y volcánicas del Terciario; cubriendo indistintamente a las unidades anteriores, se tienen depósitos cuaternarios, que consisten en aluvión y depósitos de talud, además de suelos. Estos materiales afloran ampliamente tanto en la zona del embalse como en el sitio de la boquilla.

Las estructuras geológicas regionales que limitan a las fosas tectónicas Yongana – San Vicente y Sola de Vega tienen orientación NW-SE, las cuales se conjugan con otras NE-SW que forman escalonamientos de menores dimensiones. Otros sistemas tienen orientaciones aproximadamente N-S y E-W.

1.3.1. ESTRATIGRAFÍA

Las unidades litológicas que afloran en el área de estudio son conglomerados polimícticos y rocas andesíticas subvolcánicas, terciarias, y los productos generados por la erosión e intemperismo, tales como depósitos de talud y aluviales, cuaternarios.

Conglomerados Poligmícticos (Tpm Cgp)

Los conglomerados son de color rojo, están compuestos por fragmentos de roca de tamaños desde la arena fina hasta boleos de 40 cm de diámetro, dispuestos en estratificación masiva a gruesa; son conglomerados poligmícticos, pues los componen clastos de andesita, granito, gneis, metagranito, metacalizas oxidadas y calizas fosilíferas. Afloran en ambos márgenes de la boquilla y en el cauce del río, es interrumpida por la intrusión de andesitas porfídicas, que se inyectaron como un cuerpo hipabisal, empujándolas en su movimiento ascendente; ambas están cubiertas por aluvión y en las laderas parcialmente cubiertas por una capa de depósito de talud con un espesor promedio de 1,5 m.

Andesita (TemA)

Andesita porfídica, de color gris, presente en cuerpos subvolcánicas de forma irregular, que llega a alcanzar un espesor mayor de 40 m a partir del cauce. La roca tiene textura afanítica y una estructura fluidal, vesicular y amigdaloides, se pueden hallar algunos feldespatos alterados ocasionalmente, mientras que al intemperismo la roca se torna parda rojiza y gris verdosa, puede presentar zonas con laminamiento intenso o masivas.

Depósito de talud (Qdt)

Estos depósitos tienen una distribución amplia en la zona de estudio, aunque no llegan a ser de espesores grandes, generalmente están conformados por fragmentos de conglomerados y pórfidos andesíticos, de color pardo claro a ocre amarillento; se muestran empacados en una matriz arenosa de fina a media; en estos depósitos se aprecian bloques hasta de 2,00 m de diámetro.

Depósitos Aluviales (Qal)

Estas acumulaciones de materiales se tienen a lo largo del cauce del río y en su ribera; debido a las condiciones de escurrimiento torrenciales de la región, los depósitos de boleos abundan sobre la grava y arena, con espesores de 12,00 m.

1.3.2. ESTRATIFICACIÓN

Es una discontinuidad de origen primario (no tectónico), se observa en la unidad de conglomerados poligmícticos, tiene una orientación preferencial NW 56° SE con un buzamiento de 36° al SW pero no representa planos disyuntivos en el macizo rocoso debido al tamaño de los fragmentos líticos que lo componen (mayores de 0,5 cm de diámetro) y a la alteración silícica que muestran, mejorando la calidad de la roca, por lo cual se considera

no afectará a la estanquidad del embalse, a pesar de que su buzamiento es hacia aguas abajo.

1.3.3. FALLAS Y FRACTURAS

Otro tipo de discontinuidades que se presentan en las rocas (conglomerados y andesitas) de la zona de obras, son las fallas y fracturas. Estas estructuras son producto de los movimientos tectónicos que ha sufrido la región durante su historia geológica y particularmente en los cuerpos subvolcánicos, por el enfriamiento del material magmático. Las fallas (125 datos) y fracturas (522 datos) de la zona de boquilla, se analizaron por separado y se agruparon de acuerdo a su abundancia, en sistemas s1, s2 y s3 para las fracturas S1, S2 y S3 para las fallas, con orientación y buzamiento preferenciales promedio, tablas 1.1 y 1.2 y figura 1.3.

SISTEMA	s1	s2	s3
ORIENTACIÓN	NE 50°/78° SE	NW 55/76°/78-79° NE y SW	NE 88°/81° SE

Tabla 1.1. Sistemas principales de fracturas en la zona de la boquilla

SISTEMA	S1	S2	S3
ORIENTACIÓN	NE 53°/81° SE	NW 41-63°/71°-84° NE y SW	NE 85°/77° SE

Tabla 1.2. Sistemas de fallas principales en la zona de la boquilla

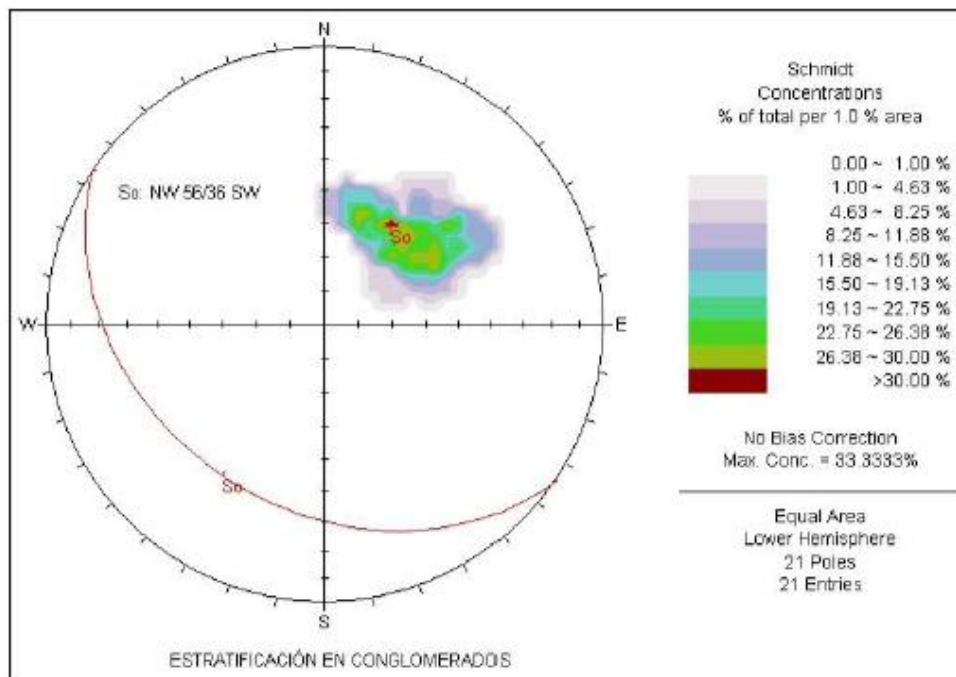


Figura 1.3. Representación esteroográfica de la estratificación.

1.3.4. PERFORACIÓN

La exploración directa se efectuó con la perforación de 52 barrenos en margen izquierda, y margen derecha, principalmente con la recuperación de núcleos, en diámetro NQ, sin embargo, la exploración en la última etapa, contempla barrenos (la mayoría inclinados en zonas específicas), utilizando un diámetro mayor PQ3 (barril triple), con el fin de delimitar estructuras geológicas o contactos, con mayor protección de la recuperación de núcleos, para afinar el modelo geológico.

La descripción geológica de detalle tiene como finalidad conocer las características de la roca, determinar los índices de recuperación y calidad del nacizo rocoso (RQD y RQD*, criterios de Don U. Deere, 1964 y 1989 respectivamente) en área de la boquilla.

En la tabla 1.3 se muestran los promedios obtenidos de las diferentes perforaciones en la zona de la boquilla.

ZONA	% RECUPERACIÓN	% RQD Y RQD*	CARACTERÍSTICAS
MARGEN IZQUIERDA	70,75	41,92	Conglomerado y andesita de mala calidad
CAUCE	78,65	48,25	Conglomerado y andesita de mala a regular calidad
MARGEN IZQUIERDA	82,13	62,21	Conglomerado y andesita de regular calidad

Tabla 1.3. Recuperación, RQD, RQD* y características en márgenes del cauce

Aparentemente la roca alterada en margen derecha resulta de calidad igual independientemente que se presente en las andesitas o en los conglomerados; en la zona del cauce hay una ligera diferencia en la calidad muy mala, a favor del conglomerado; y en la margen izquierda las andesitas alteradas muestran peores condiciones que los conglomerados alterados.

1.3.5. INTEGRACIÓN GEOLÓGICA - GEOFÍSICA

El objetivo del estudio geofísico fue apoyar en la evaluación geológico-geotécnica del área de boquilla, determinando el espesor de la capa superficial que forman diversos materiales no consolidados y las rocas intemperizadas, localizando estructuras geológicas y estimando las condiciones geomecánicas generales del macizo rocoso en forma cualitativa. La integración de la información se realizó con geología de detalle de superficie y del subsuelo (a través de los núcleos recuperados en la perforación) y geofísicas de detalle con sondeos eléctricos verticales y tendidos de sísmica, se identificaron cuatro unidades geofísicas con sus correspondientes subdivisiones (U1A, U1B, U2,U3 y U4) y su correlación con las unidades geológicas, tabla 1.4.

UNIDAD GEOFÍSICA	VELOCIDAD SÍSMICA (km/s)	ESPESOR (m)	CALIDAD DE ROCA ESTIMADA	CORRELACIÓN LITOLÓGICA
U1A	0,3 a 0,9	0 a 12	Muy Mala	Suelos, talud y/o roca muy alterada y muy fracturada
U1B	0,5 a 1,6	0 a 14	Muy Mala	Depósitos de aluvión no saturados, saturados y/o roca muy fracturada
U2	1,0 a 1,7	20 en MI y 32 en MD	Mala	Conglomerado polimíctico y/o andesita, alterado y/o fracturados
U3	1,9 a 2,7	60 en MI y 20 en MD	Regular	Conglomerado polimíctico y/o andesita, alterado y/o fracturados
U4	2,9 a 4,9	Indefinido	Buena y muy buena	Conglomerado polimíctico y/o andesita, poco fracturados y/o alterados

Tabla 1.4. Características de las unidades geofísicas.

1.4. CARACTERÍSTICAS GEOMÉCANICAS

El objetivo principal del modelo geológico geotécnico es clasificar un macizo rocoso en sub-zonas, de así requerirse, con un comportamiento mecánico semejante, con base en el análisis de la variación espacial de las propiedades de la roca intacta, de las discontinuidades y de la interacción de ambas, además de visualizar los riesgos geológicos-geotécnicos que podrían presentarse en las obras civiles.

Las variables consideradas para la roca intacta son: litología, propiedades mecánicas (resistencia a la compresión (σ_{ci}), resistencia al esfuerzo cortante (τ), módulo de deformabilidad (E_{t50}), resistencia a la tensión (Rt), índices (peso volumétrico (γ), contenido de agua (w), índice de absorción (i), índice de alteración (a), intemperismo acelerado (Ia) y dinámica (velocidad de onda primaria (V_p) y secundaria (V_s)).

La calida de la roca (RQD) mostró que a mayor profundidad mejora, lo cual se confirmó con los estudios geofísicos. Con base a lo anterior, se realizó una reclasificación de las unidades geológicas con base al índice de calidad de la roca, refiriéndose las siguientes unidades geotécnicas:

- Ug-1a Conglomerado
- Ug-2a Conglomerado de buena a mala calidad
- Ug-1c Conglomerado de zona descomprimida y de muy mala calidad
- Ug-2a Andesita de regular calidad
- Ug-2b Andesita de la zona de asimilación
- Ug-2c Andesita alterada (del cauce y margen izquierda)
- Ug-2d Andesita de mala a muy mala calidad
- Ug-3 Falla Estanque

1.4.1. PRUEBAS ÍNDICE

Ug	Leyenda Geológica	Peso Volumétrico		w %	i %	a %	la %
		amb (kN7m³)	sat (kN7m³)				
Ug -1a	TpmCgp	25,83	25,93	0,82	0,33	0,75	1,43
Ug -1b	TpmCgp	25,81	25,93	0,78	0,36	0,78	0,72
Ug -1c	TpmCgp	25,68	25,81	1,07	sin datos	sin datos	sin datos
Ug -2a	TemA	25,73	25,73	1,55	0,40	1,05	2,34
Ug -2b	TemA	26,04	26,04	0,75	sin datos	sin datos	sin datos
Ug -2c	TemA	25,50	25,50	1,63	0,44	1,60	1,29
Ug -2d	TemA	25,31	25,55	1,98	0,64	1,46	4,22
Ug -3	Falla el Estanque	24,70	2,81	2,81	0,74	2,22	1,03

Tabla 1.5. Pruebas índice de la roca

1.4.2. PRUEBAS MECÁNICAS

Las pruebas mecánicas se realizarón en núcleos de roca de 27 mm de diámetro, saturados por 24 horas con una relación de longitud – diámetro de (L/D) de 2,0 a 2,5 y la velocidad de carga fue tal que la falla de la probeta se presentó entre 2 y 15 minutos para el caso de pruebas de resistencia a la compresión simple y triaxiales, Tabla 1.6.

Ug	Leyenda Geológica	Tensión Rt (Mpa)	Compresión simple		Clasif. D & M	c (Mpa)	φ (°)	mi
			σci (Mpa)	Et 50 (Mpa)				
Ug -1a	TpmCgp	8,59	102	46 406	CM	17,9	51	23
Ug -1b	TpmCgp	8,52	88	50 069	CH	15,5	51	22
Ug -1c	TpmCgp	4,39	57	41 405	CH	10,2	50	21
Ug -2a	TemA	8,85	48	37 314	DH	8,4	51	23
Ug -2b	TemA	sin datos	sin datos	sin datos	Sin datos	8,0	20	20
Ug -2c	TemA	5,59	38	29 289	DH	6,7	51	21
Ug -2d	TemA	5,12	55	30 065	CH	9,9	50	20
Ug -3	Falla el Estanque	sin datos	sin datos	sin datos	Sin datos	sin datos	sin datos	n/a

Tabla 1.6. Propiedades mecánicas de la roca

1.4.3. MEDICIÓN DE VELOCIDADES SÓNICAS Y PROPIEDADES DINÁMICAS

El propósito es medir la propagación de ondas elásticas ultrasónicas (V_p y V_s) a través de una muestra de roca intacta, con ello determinar las propiedades elásticas dinámicas. Con las velocidades de onda primaria y secundaria, se determina el módulo de elasticidad dinámico y la relación de Poisson dinámica.

El valor además de correlacionarse linealmente con la deformabilidad de la roca, es indicativo de la calidad al estar relacionada con propiedades como la porosidad y la resistencia a la compresión simple. Por su parte la relación de Poisson no presenta una relación definida con V_p .

Las velocidades de onda primaria y secundaria en la roca intacta no reflejan un aumento con la profundidad, caso contrario con los resultados obtenidos en campo, que muestran un aumento de las velocidades sísmicas y por lo tanto de la calidad del macizo rocoso a mayor profundidad, tabla 1.7.

Ug	Leyenda Geológica	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Ed (Mpa)	Nd
Ug -1a	TpmCgp	5 185	2 419	41 920	0,36
Ug -1b	TpmCgp	5 244	2 481	43 913	0,36
Ug -1c	TpmCgp	3 929	1 921	25 950	0,34
Ug -2a	TemA	4 779	2 070	30 972	0,38
Ug -2b	TemA	sin datos	sin datos	sin datos	sin datos
Ug -2c	TemA	4 737	1 838	24 606	0,41
Ug -2d	TemA	4 445	2 021	28 877	0,37
Ug -3	Falla el Estanque	sin datos	sin datos	sin datos	sin datos

Tabla 1.7. Características geofísicas de la roca.

El valor del módulo de deformación dinámico es mayor que el determinado a partir de ensayos de compresión uniaxial, ya que la rápida aplicación de esfuerzos de baja magnitud hace que la roca tenga un comportamiento puramente elástico. El valor del módulo de deformación dinámico es mayor que el determinado a partir de ensayos de compresión uniaxial, ya que la rápida aplicación de esfuerzos de baja magnitud hace que la roca tenga un comportamiento puramente elástico.

1.5. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA DE LA OBRA DE TOMA

Ubicada en la margen izquierda del río Atoyac, su piso se desplantará en la elevación 1 281,00, la descripción geológica de esta obra está conformado por lo siguiente: andesitas y brechas andesíticas que en superficie se presentan muy intemperizadas y deleznales, producto del fracturamiento intenso debido a la influencia de estructuras del sistema NW ó

socavón, además de una fuerte alteración hidrotermal (caolinización y propilitización) que le dan coloraciones verdosas y/o pardo blancas, en los cortes deberán retirarse aproximadamente 5,0 m de la roca, presentan una velocidad de 0,3 km/s que clasifica a la roca de muy mala calidad. Entre la obra de toma y obturador (cad. 0+077,50 a 0+98,50 m) deberán retirarse los depósitos de talud, a los que se considera con un espesor de 1 m. Por debajo de los depósitos de talud (Qdt) se tiene un espesor de 16,0 m de roca muy alterada y fracturada, con recuperación de 56,65 % y RQD de 23,25 %, permeable y con velocidad de onda sísmica de 1.6 km/s, clasificada de muy mala calidad. Para llegar al piso de la obra de toma, deberán excavar entre 4,0 y 8,0 m en roca alterada y fracturada, con recuperación de 71,06 % y RQD de 37.0%, permeable y con velocidad de onda sísmica de 3.5 km/s.

1.6. HIDROLOGÍA

La región de estudio abarca un radio de 140 km con respecto a la ciudad de Oaxaca y cubre parcialmente las cuencas de los ríos Verde y Papaloapan; De acuerdo con la regionalización de la CFE se encuentra delimitada al norte por el sistema hidrológico Papaloapan de la Región Golfo, al sur y este por el sistema hidrológico costa de Oaxaca y al oeste por el sistema hidrológico costa de Guerrero, figura 1.4.



Figura 1.4. Área Hidrológica de estudio.

1.6.1. ESCURRIMIENTOS

Las cuencas hidrológicas potencialmente aprovechadas se identifican considerando el volumen de escurrimiento y de la cercanía de sus corrientes superficiales con la ciudad de Oaxaca.

Los volúmenes de escurrimiento se obtienen a partir de 17 estaciones hidrométricas, las cuales se distribuyen dentro de 5 cuencas: 12 pertenecen al río Verde, dos al río Papaloapan, una al río Santo Domingo, una al río Quiotepec y una al río Salado.

Considerando los escurrimientos, la disponibilidad y el periodo de registros, la subcuenca de la estación hidrométrica Paso Ancho parece ser la más adecuada para proponer el estudio del aprovechamiento superficial.

La estación hidrométrica Paso Ancho se ubica en el río Atoyac, 85 km aguas debajo de la ciudad de Oaxaca, cuenta con un escurrimiento medio anual de 498 Mm³, de los cuales alrededor de 332 Mm³ son obtenidos por cuenca propia de en un área de 2 509 km², figura 1.5.

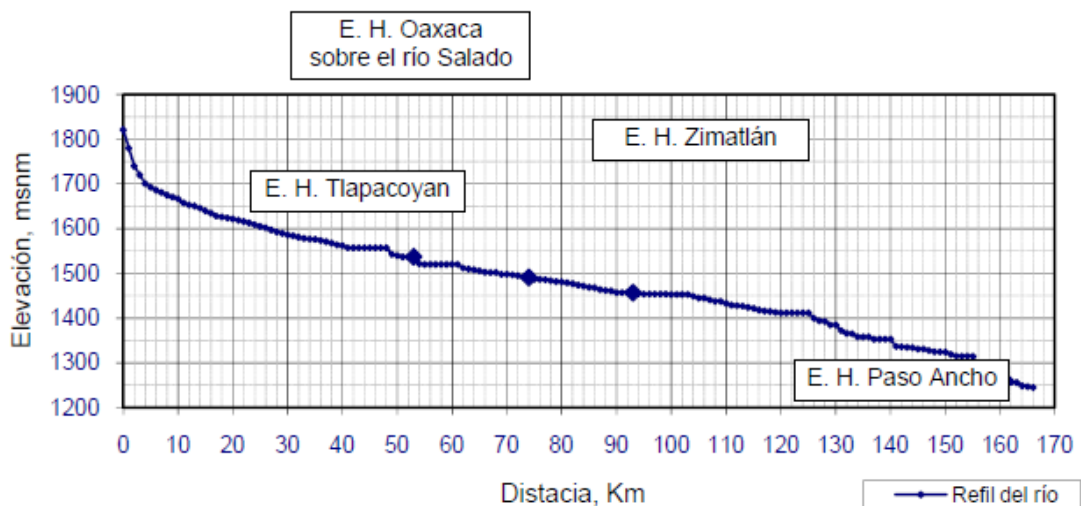


Figura 1.5. Perfil del río Atoyac.

1.6.2. AVENIDA DE DISEÑO

Los escurrimientos extraordinarios ocurridos en la subcuenca permiten definir la magnitud del evento para el cual se dimensionará la estructura de excedencias que el proyecto requiere para desalojar el exceso de agua presente durante la operación del mismo, así como dimensionar la estructura requerida para el desvío del río durante la etapa constructiva del proyecto.

La magnitud de la avenida de diseño corresponde al periodo de retorno definido para garantizar la seguridad de las obras de acueducto a las características del proyecto.

Para el análisis de los eventos extraordinarios se cuenta con la recopilación de los gastos máximos para 50 años y la avenida de los eventos para el periodo de 1975 a 2006. El evento extraordinario más importante presentado en el sitio de la estación es de 1 258 m³/s, en junio de 1974.

En la tabla 1.8 se muestran los periodos de retorno propuestos para el diseño de obras hidráulicas (CFE1983).

CATEGORÍA	ALMACENAMIENTO (Millones de m ³)	ALTURA (m)	DAÑOS MATERIALES	Tr PROPUESTO (años)	CRECIENTE DE DISEÑO
PEQUEÑA	Menor a 1,5	Menos de 15	Menor que el costo de la presa	100 a 500	Tr = 500 años
			Del orden del costo de la presa	250 a 1 000	Tr = 1 000 años
			Mayor que el costo de la presa	500 a 10 000	Tr = 10 000 años
MEDIANA	Entre 1,5 y 60	Entre 15 y 30	Dentro de la capacidad financiera	500 a 10 000	Tr = 1 000 a 10 000 años
			Ligeramente mayor que la capacidad financiera	1 000 a 10 000	Tr = 10 000 años Tormentas severas
			Mayor que la capacidad financiera	≥ 10 000 años	Tormentas maximizadas Transposición de tormentas Tr ≥ 10 000 años
MAYOR	Mayor de 60	Mayor de 30	Excesivos o como norma política establecida	≥ 10 000 años	Máxima posible con base en análisis hidrometeorológicos. Análisis de maximización de tormentas locales y transportación de tormentas. Con ellas Tr = 10 000 años

Tabla 1.8. Periodos de retorno CFE.

1.7. SISMICIDAD

1.7.1. INFORMACIÓN TECTÓNICA SISMOLÓGICA

La geología y la tectónica en la zona de interés está dominada principalmente por 2 fenómenos: la subducción de las placas oceánicas bajo la placa continental y la actividad del eje volcánico transmexicano. Desde el punto de vista de la generación sísmica, es el primer fenómeno el que parecen aportar la contribución dominante.

Las placas oceánicas en cuestión son, la Placa de Rivera y la Placa de Cocos; ambas se hunden bajo la Placa Norteamericana frente a las costas de los Estados de Jalisco y Colima

y se extiende hasta Chiapas. Este fenómeno se prolonga dentro del continente hasta unos 100 km, de la costa aproximadamente, tal como muestra la figura 1.6, junto con el cinturón volcánico transmexicano. El cinturón volcánico, que atraviesa completamente México por su parte central, recorre la parte sur de la zona de interés. Los episodios volcánicos que han dado lugar a las rocas de esta zona tienen entre 11 y 4 millones de años de antigüedad.

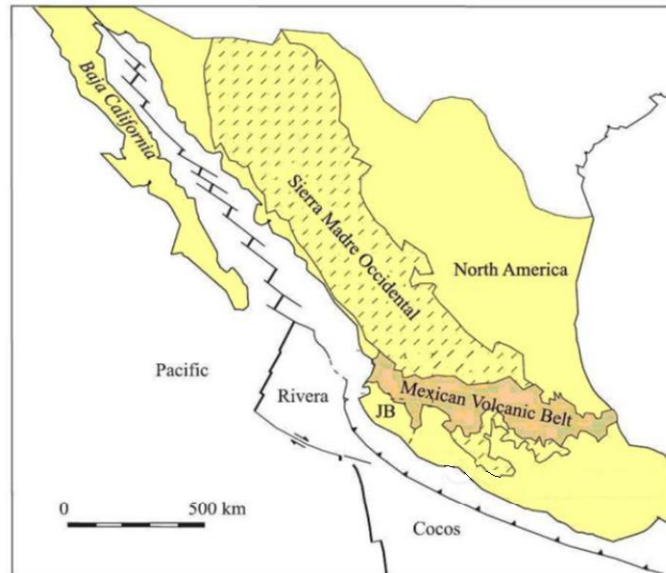


Figura 1.6. Geometría de las Placas Oceánicas y Continental.

La sismicidad a lo largo del sur de México en especial en la región de Oaxaca ésta dominada por la subducción de la Placa de Cocos debajo de la Norteamericana, en este segmento de la subducción mexicana ocurren terremotos con tiempos de recurrencia relativamente cortos y magnitudes entre 7.3 y 7.7 se ha observado que grandes temblores han tenido lugar en 1965, 1968, 1982 y 1999, estos se consideran repeticiones de sismos de similar tamaño que ocurrieron en 1928 lo que llega a un periodo de repetición de aproximadamente de 40 años (Singh et al. 1981; Nuñez Cornú and Ponce). La magnitud de estos sismos presumiblemente se asocian al tamaño de las asperidades de la zona y a que son de foco poco profundo, aproximadamente 20 Km y 80 Km de ancho del contacto sismogénico (zona de acoplamiento afectada), Muy cerca de la zona de la presa Paso Ancho se ubica la zona epicentral de 1931 el cual es un sismo cortical con magnitud e 7.0 que causo grande daños en la Cd.de Oaxaca.

1.7.2. ESPECTROS DE DISEÑO

Con la definición de las fuentes sismogeneradoras y la ley de atenuación respectiva se procede a calcular los espectros de peligro uniforme, los resultados se obtienen directamente en términos de aceleración para cada ordenada espectral y cada valor del período de retorno o probabilidad anual de excedencia. Es decir, se obtiene un espectro para cada período de retorno.

En este caso se han calculado los resultados para el rango de períodos comprendidos entre 0 y 2s, este rango así como los periodos de retorno de 200 y 1 000. La figura 1.7 presenta los espectros de peligro uniforme calculados para el sitio de la Presa Bicentenario correspondiente a cada uno de los 2 periodos de retorno propuestos. Se observan respectivamente valores de 0.2g, 0.4 g de PGA para 200 y 1 000 años.

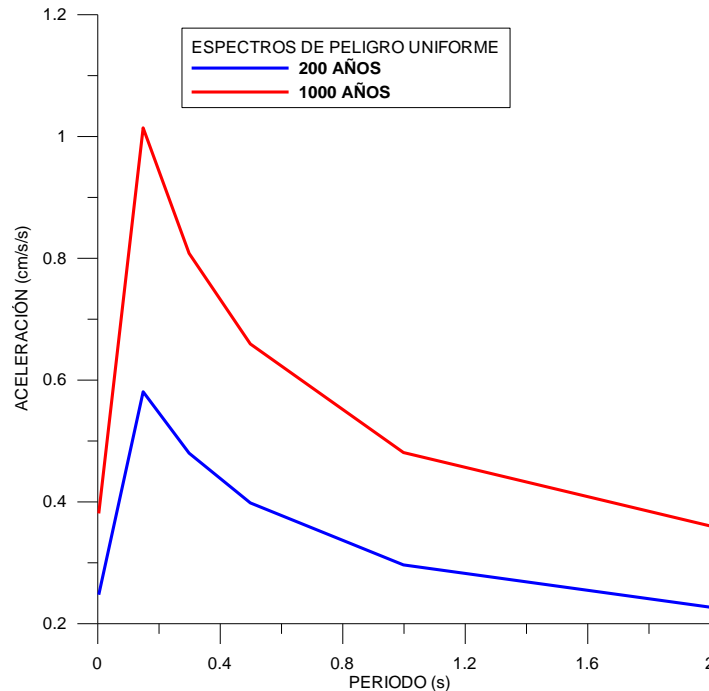


Figura 1.7. Espectros de Peligro uniforme.

1.7.3. ESPECTROS OBE Y 1 000 AÑOS

Se ha realizado una evaluación del peligro sísmico del sitio de la presa Paso Ancho, en el estado de Oaxaca. La evaluación se llevó a cabo empleando la metodología propuesta por Cornell, el estudio se evaluó en roca. De este estudio se desprenden las siguientes recomendaciones y conclusiones:

Se recomienda la adopción de unos niveles de aceleración horizontal de 1.1 g para el MCE (1 000 años) y 0.40 g para el OBE. Para la aceleración vertical se recomienda adoptar valores iguales a 0.7 veces los anteriores: 0.77 g, 0.28 g respectivamente.

Se recomienda usar los espectros de diseño de las figura 1.8 y 1.9 para las componentes horizontales correspondientes y los espectros de las figuras 1.10 y 1.11 para las componentes verticales.

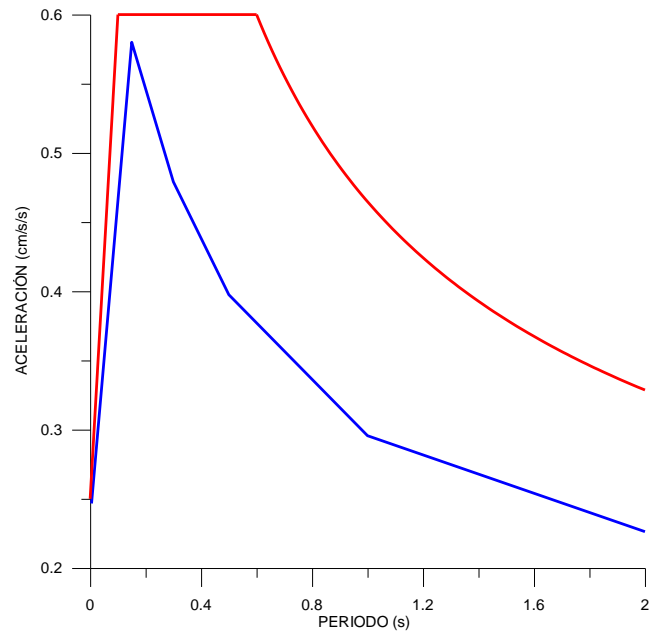


Figura 1.8. Espectros de diseño OBE horizontal.

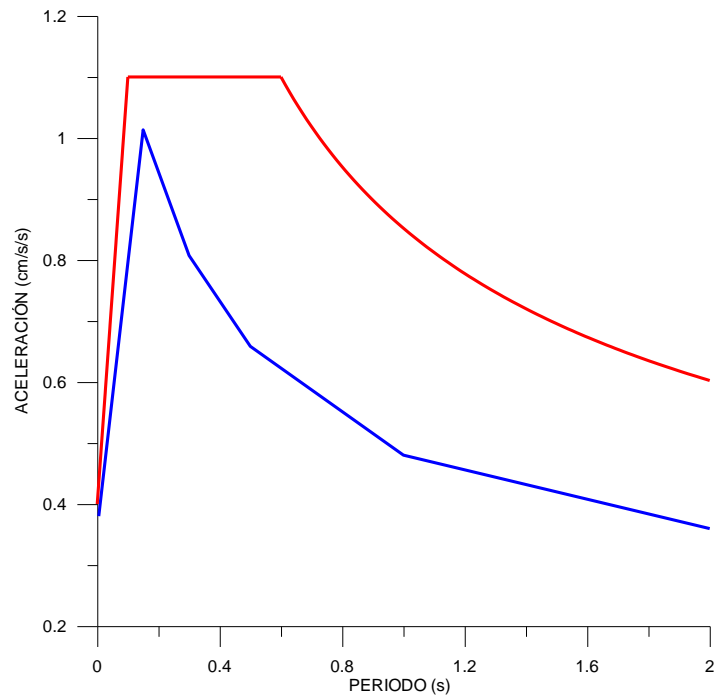


Figura 1.9. Espectros de diseño 1000 años horizontales.

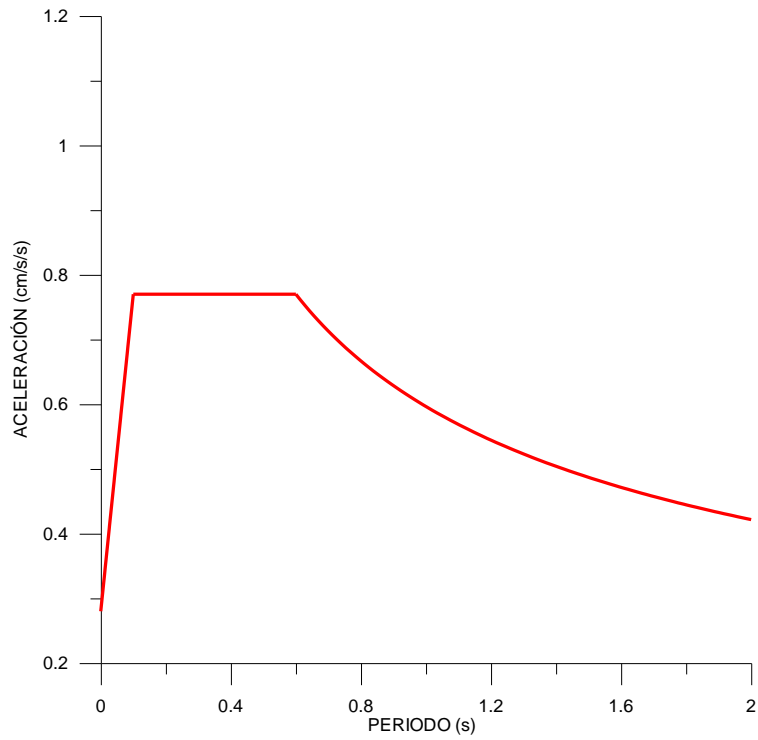


Figura 1.10. Espectros de diseño vertical OBE.

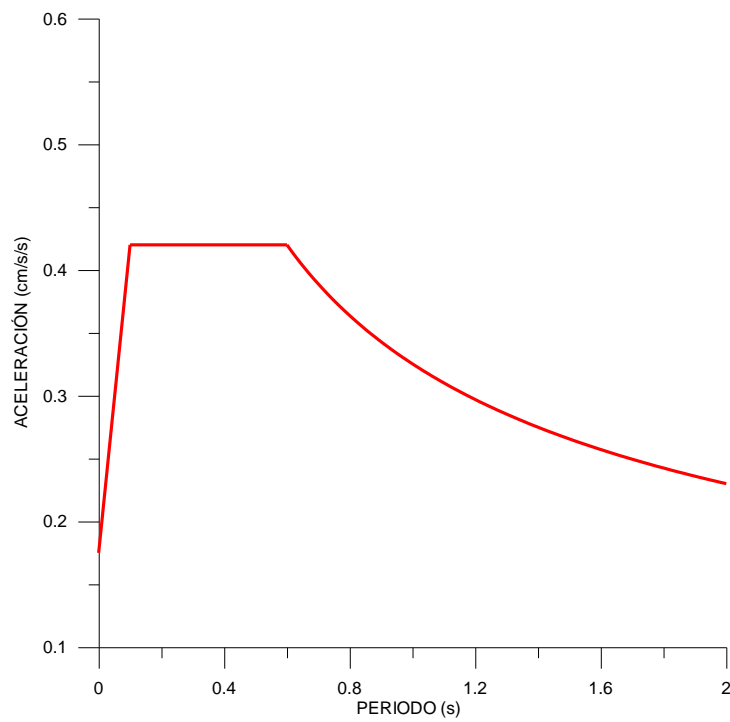


Figura 1.11. Espectros de diseño 1000 años vertical

Se recomienda la instalación de una red telemétrica sismológica previa a la construcción de la obra debido a la importancia que reviste el fenómeno de sismicidad inducida. Los

datos que aporte esta red además de que permitirán la evaluación de la sismicidad inducida, también servirán de apoyo en el control de la sismicidad regional en todo el sistema hidroeléctrico de la cuenca del río.

Debido a que la evaluación del RTE esta fuera del alcance de este informe, se recomienda realizar de un estudio particular para cumplir con esta parte de la norma USCOLD99.

Tablas 1.9 y 1.10 de parámetros para los espectros de diseño horizontal y vertical.

SISMO HORIZONTAL	a0 (g)	C (g)	Ta (g)	Tb (g)	R
OBE	0,25	0,6	0,1	0,6	0,5
1 000 años	0,40	1,1	0,1	0,6	0,5

Tabla 1.9. Parámetros para los espectros de diseño HORIZONTAL para 5% de amortiguamiento

SISMO VERTICAL	a0 (g)	C (g)	Ta (g)	Tb (g)	R
OBE	0,18	0,42	0,1	0,6	0,5
1 000 años	0,28	0,77	0,1	0,6	0,5

Tabla 1.10. Parámetros para los espectros de diseño VERTICAL para 5% de amortiguamiento

1.8. REQUERIMIENTOS HIDRÁULICOS DE LA ESTRUCTURA

La bocatoma de la obra de generación es un elemento estructural necesario para el encauzamiento del flujo hacia la conducción a presión, ésta se rige por condiciones hidráulicas, las cuales para esta estructura son: el radio hidráulico y las curvas que describen el abocinamiento de muros y losas de la bocatoma; éstas previamente estudiadas y analizadas por el departamento de hidráulica de la CFE, las cuales conducen a condiciones geométricas inamovibles para el diseño estructural de concreto, a continuación se dará una descripción geométrica de dicha estructura:

La bocatoma de la obra de generación está localizada en la margen izquierda aguas arriba de la cortina, ésta se desplantará en la elevación 1 281,00. Geométricamente, la bocatoma vista en planta está conformada por una losa de protección la cual servirá para desplantar las rejillas que evitan el paso de sólidos de gran tamaño hacia a las turbinas, muros laterales derecho e izquierdo, así como losa inferior y superior.

La bocatoma vista en alzado tiene una configuración comenzando con la losa de protección, seguida de las rejillas de protección las cuales están conformadas por columnas, travesaños y rejillas metálicas además la bocatoma sigue la inclinación del talud. Los abocinamientos siguen la geometría elíptica descrita por la ecuación (a) y el radio hidráulico es de 1,5 m.

CAPÍTULO II

2. METODOLÓGIA PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA BOCATOMA

2.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Las características geométricas de la bocatoma se encuentran limitadas por las características hidráulicas de la misma, estas son: el radio hidráulico y las curvas que definen el abocinamiento, además de las características topográficas del sitio donde está ubicada la estructura, por lo que a partir de estos parámetros se define la geometría, la cual analiza las diferentes solicitaciones de carga bajo las cuales estará sometida la estructura. En las figuras 2.1, 2.2 y 2.3 se muestra la geometría principal de la bocatoma, planta, perfil e isométrico respectivamente.

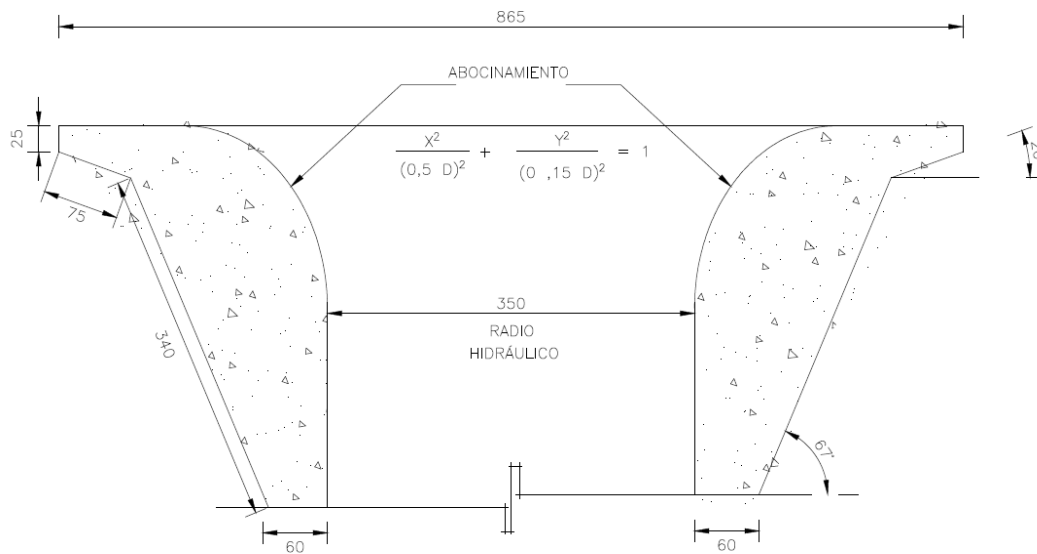


Figura 2.1. Planta de la bocatoma

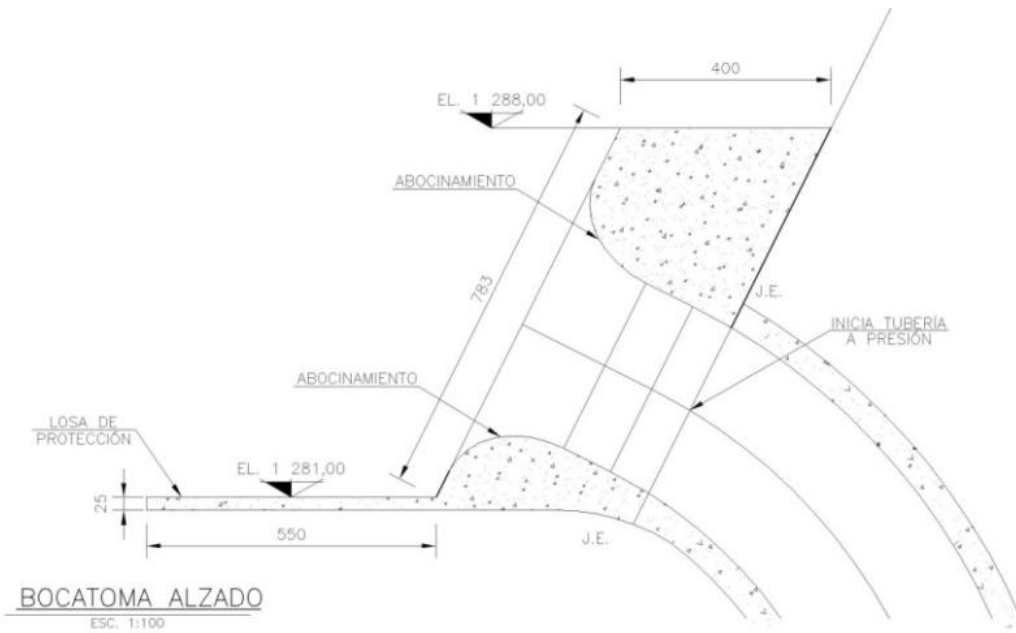


Figura 2.2. Perfil de la bocatoma.

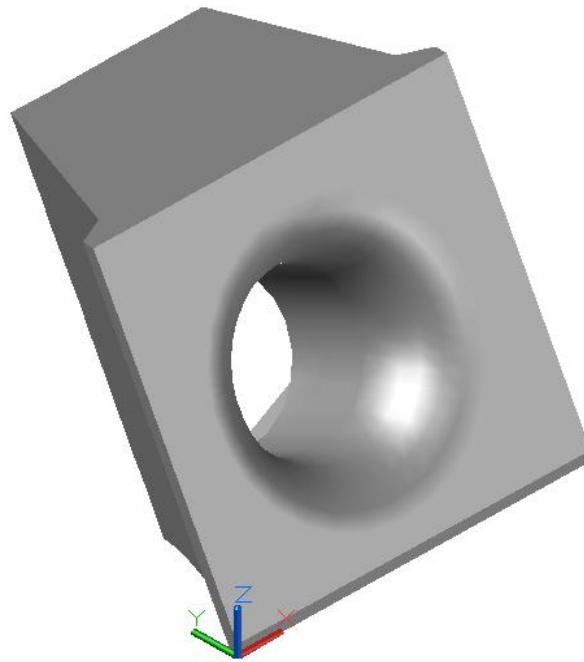


Figura 2.3. Isométrico de la bocatoma

2.2. MATERIALES

El concreto usado en la construcción de la bocatoma es de una resistencia nominal a la compresión de $f'_c = 24,52 \text{ MPa}$ (250 kg/cm^2) a los 28 días con un peso volumétrico de $23,54 \text{ kN/m}^3$ ($2\,400 \text{ kg/m}^3$). El módulo de elasticidad es determinado conforme a lo establecido en el reglamento ACI-318, el cual ofrece la siguiente formulación para tales efectos.

$$4700 \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)}$$

[REF 1] ACI 318 Numeral 8.5.1

El acero de refuerzo a utilizar serán corrugado con un esfuerzo de fluencia $f_y = 411,88 \text{ MPa}$ ($4\,200 \text{ kg/cm}^2$) y un módulo de elasticidad de $205\,940 \text{ MPa}$ ($2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2$), en la tabla 2.1 se muestra un resumen de las propiedades mecánicas de los materiales.

MATERIALES	PESO VOLUMÉTRICO	RESISTENCIA	MÓDULO ELÁSTICO	MÓDULO POISSON	COEFICIENTE TÉRMICO
CONCRETO	23,540 kN/m ³	24,5 MPa	$4\,700 \sqrt{f'_c}$	0,20	$9,90 \times 10^{-6}$
ACERO	76,973 kN/m ³	411,9 MPa	205 940 MPa	0,30	$1,170 \times 10^{-5}$

Tabla 2.1. Propiedades de los materiales

2.3. CONDICIONES DE FRONTERA

Las condiciones de frontera son idealizados mediante la interacción suelo estructura, modelando una cimentación elástica, para lo cual se usa el criterio del “Coeficiente de reacción”, el cual se define como el cociente entre la presión actuante en el terreno y la deformación generada por dicha presión.

$$k_s = \frac{p}{\delta_a}$$

[REF 2] (Terzaghi, 1955)

p = Presión actuante sobre el terreno.

δ_a = Deformación elástica teórica promedio.

Se hace notar que dicho coeficiente no depende solamente de las propiedades del terreno, sino que también es función del ancho de la cimentación (Terzaghi, 1955).

Nótese que para un mismo valor de presión pero diferentes anchos de cimentación el bulbo de esfuerzos es mayor en la proporción de B , así a mayor volumen del bulbo de esfuerzos mayor la deformación y en consecuencia menor el coeficiente de reacción, figura 2.4.

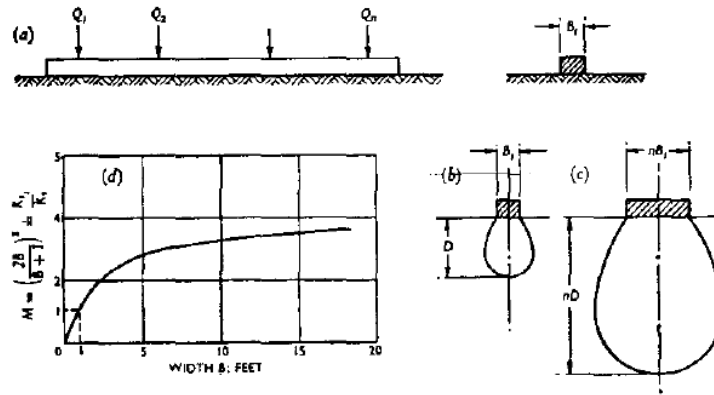


Fig. 2. (a) Flexible beam acted upon by loads Q_1 to Q_n ; (b) and (c) influence of width of beam on depth of bulbs of pressure; (d) influence of width of beam on value K_{s1}/K_s for beams on sand

Figura 2.4. Influencia del ancho "B" de la cimentación.

Los aportes de Terzaghi se desarrollaron para ser usados en apoyo de los ensayos de placa, lo que limita el uso de este criterio cuando no se disponen de tales ensayos. Vesic por su parte, propuso una ecuación que es dependiente del módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson del material de desplante, así como del ancho de la cimentación, esa ecuación es simplificada, para fines prácticos, en la forma que se presente a continuación.

$$k_s = \frac{E_s}{B(1 - \mu^2)} \quad [\text{REF 3}] \text{ (Braja, 2001)}$$

A esta ecuación, es necesario involucrarle un factor de forma pues estudios han demostrado que el módulo de reacción no solo depende del ancho de la cimentación "B" sino también del largo "L"; a continuación, se presenta la ecuación definitiva que se usará para determinar el módulo de reacción del terreno que será usado en los modelos de análisis.

$$k_s = \frac{E_s}{\alpha_e B(1 - \mu^2)} \quad [\text{REF 4}] \text{ (Zeevaert, 1980)}$$

$$\alpha_e = 0,002975x(L/B)^3 - 0,063445(L/B)^2 + 0,517017x(L/B) + 0,49915$$

Dónde

k_s	Módulo de reacción del terreno
B	Ancho de base de la estructura
L	Largo de base de la estructura
μ	Relación de Poisson
E_s	Módulo de elasticidad del material donde se desplanta la estructura

Analizando la ubicación geográfica de la bocatoma de las obras de generación, así como los planos geológicos realizados por la Gerencia de Estudios de la Ingeniería Civil (GEIC) de la CFE, se tiene que dicha estructura se encuentra ubicada en la Unidad Litológica “Tem A” tipificada como andesita. Dicha unidad está subdividida en 3 unidades geotécnicas, esto de acuerdo a las propiedades físicas y geomecánicas determinadas en las campañas exploratorias, en las figuras 2.4 y 2.6 se muestran los cortes geológicos principales de las obras de generación.

Las unidades geotécnicas referidas son:

- Ug-2a : Tem A, Andesita
- Ug-2b : Tem A, Andesita en zona de asimilación magnética
- Ug-2d : Tem A, Andesita alterada y fracturada

El análisis estructural realizado para la bocatoma de las obras de generación fue realizado considerando las propiedades geomecánicas correspondientes a la **Ug-2d** dado que esta unidad corresponde con la zona donde será construida la estructura.

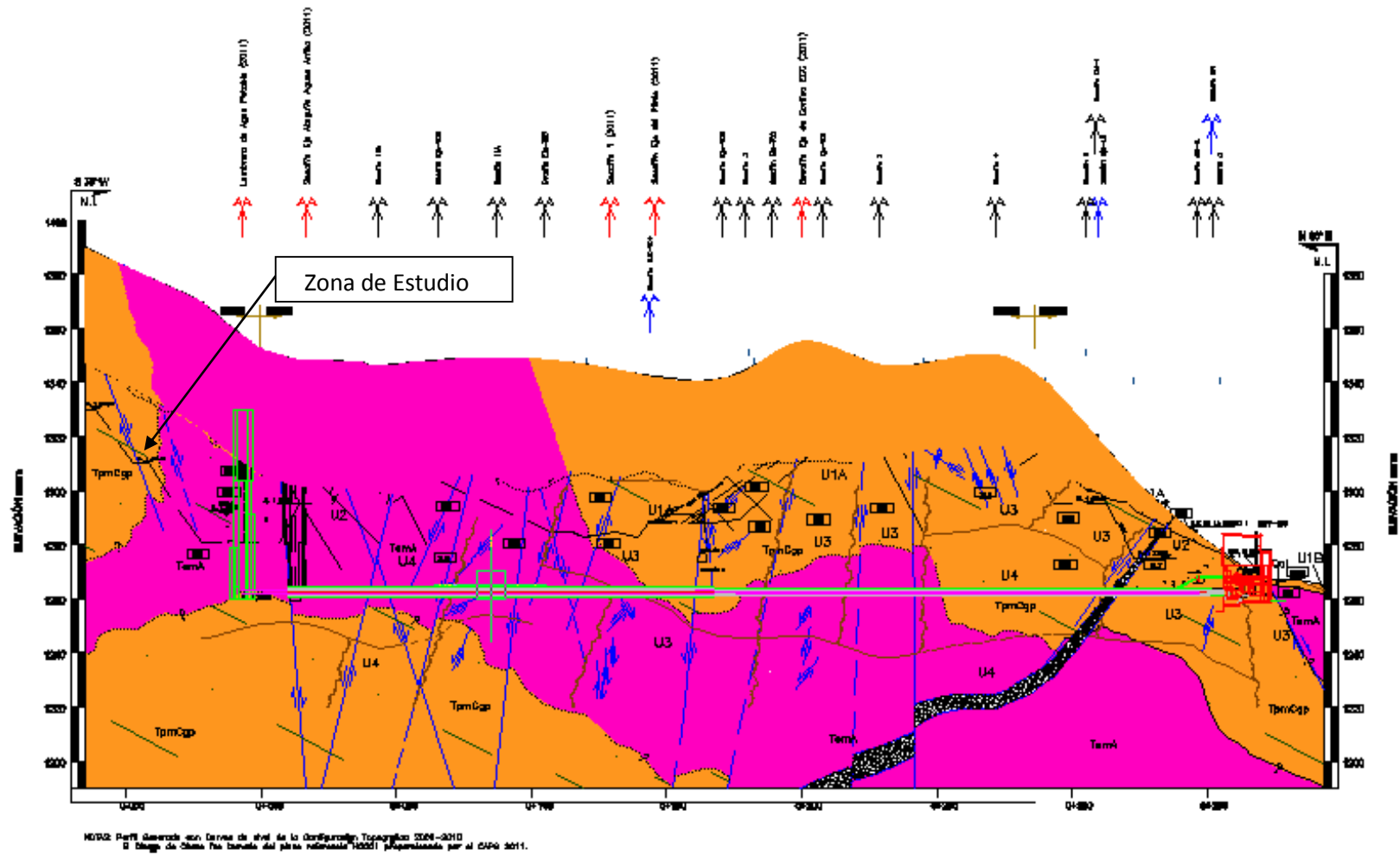


Figura 2.5. Sección geológica de obras de generación.

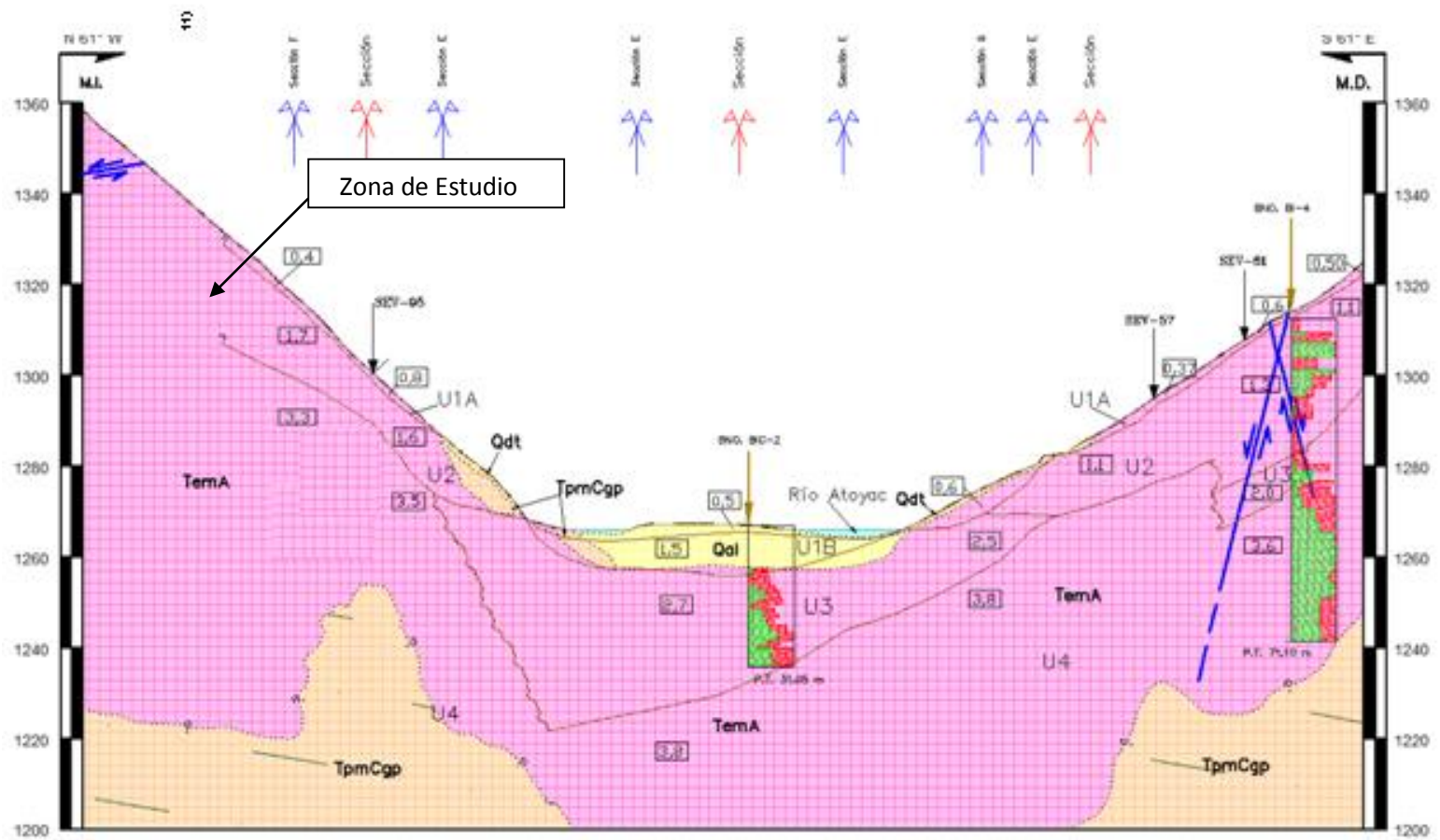


Figura 2.6. Sección geológica, eje de generación.

Módulo de Reacción de la Roca

Parámetros geomecánicos obtenidos

Tipo de Roca	Andesita		
$\gamma =$	25.55	kN/m ³	Peso Volumétrico
$C =$	2.5	MPa	Cohesión
$\varphi =$	31		Ángulo de fricción
$E_s =$	2610	MPa	Módulo de Elasticidad
$\mu =$	0.23		Relación de Poisson

Parámetros Geométricos

$B =$	4.00	m	Ancho
$L =$	7.25	m	Longitud

Coficiente de Basalto según Terzaghi
Parámetros geométricos, figura 2.7.

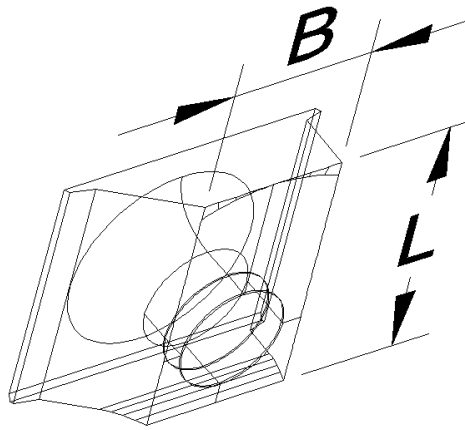


Figura 2.7. Parámetros geométricos

Realizando la sustitución

Por lo tanto

$$\alpha_e = 0.58357 \qquad K_s = 276566.92 \frac{\text{KN/m}^2}{\text{MI}}$$

$$\qquad \qquad \qquad K_s = 149637.45 \frac{\text{KN/m}^2}{\text{ml}}$$

2.4. CONDICIONES DE CARGA

Las acciones actuantes sobre la estructura se clasifican según su origen y tiempo de duración partiendo de esta memoria, las acciones se pueden clasificar como a continuación se indica.

2.4.1. ACCIONES PERMANENTES

2.4.1.1. CARGA MUERTA

Están dadas por el peso propio de todos los elementos que forman parte de la estructura. Su magnitud se determina considerando las dimensiones geométricas de la misma, los materiales usados y el peso volumétrico definido para cada caso. En general este tipo de cargas se determinan automáticamente a través del programa de análisis que se usa para desarrollar el modelo, en la figura 2.8, se muestra una proyección de la bocatoma la cual esta construida con concreto reforzado de $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$.

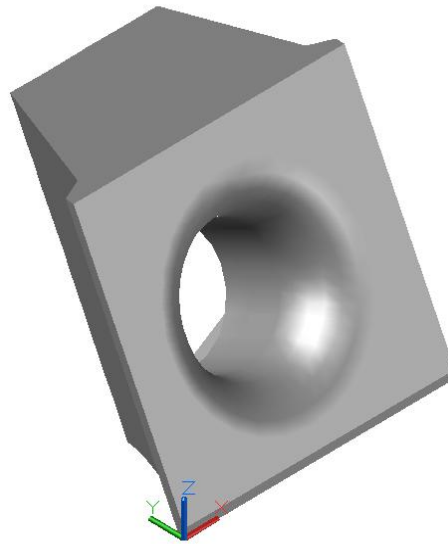


Figura 2.8. Carga muerta Bocatoma.

Centroide de la Estructura

x	y	z
4.31	3.63	3.84

Volumen de la estructura = 142,23 m³
 Peso volumétrico del concreto = 23,54 kN/m³
 Peso del muro D = 3 348,09 kN
 Brazo de acción = 5,64 m
 Momento = 18 876,80 kN-m

2.5. ACCIONES VARIABLES

Para el caso de la bocatoma, las acciones de tipo variables a las que esta sometido se derivan de los efectos del embalse, en su modalidad de presiones hidrostáticas y presiones por saturación del macizo rocoso.

2.5.1. PRESIÓN HIDROSTÁTICA

La subpresión se genera debido a que existen filtraciones hacia el macizo rocoso que rodea a la estructura; estas subpresiones se presentarán sólo en el caso de que se produzca un vaciado rápido, es decir, cuando no se tenga presión hidrostática que compense la subpresión. Esta carga será considerada y su valor será calculado para nivel de aguas máximo ordinario (NAMO).

$$\text{Subpresión} \quad U = \gamma_{\text{agua}} * \Delta H * A_{\text{Base}}$$

Peso volumétrico del agua=	9,81	kN/m ³
$\Delta H =$	19,5	m
A Base =	28,0	m ²
Supresión =	2 378,13	kN
Brazo de acción =	3,6	m
Momento (Supresión)=	9 734,47	kN-m

La figura 2.9 muestra en perfil la representación gráfica de la fuerza de supresión aplicada en la base de la bocatoma.

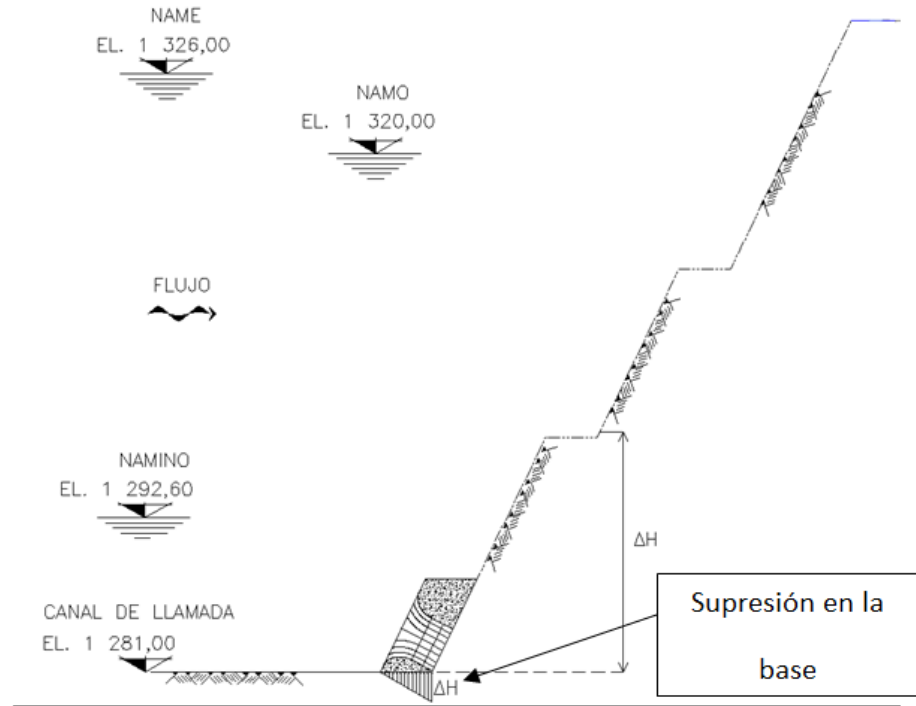


Figura 2.9. Subpresión en la base de la bocatoma.

2.5.2. CARGA DE ROCA

Será considerada una carga de roca producto de un posible relajamiento del macizo rocoso que rodea a la estructura, el valor de esta carga y las consideraciones para el cálculo serán presentados en el presente documento.

La carga de roca es determina mediante la suposición de la formación de una cuña, la cual se forma entre las bermas donde se encuentra ubicada la bocatoma, como se muestra en la figura N 7, dicha cuña está afectada por un factor de reducción del 85%, dicho factor referido a la presencia del sistema de soporte de la excavación, figura.2.10.

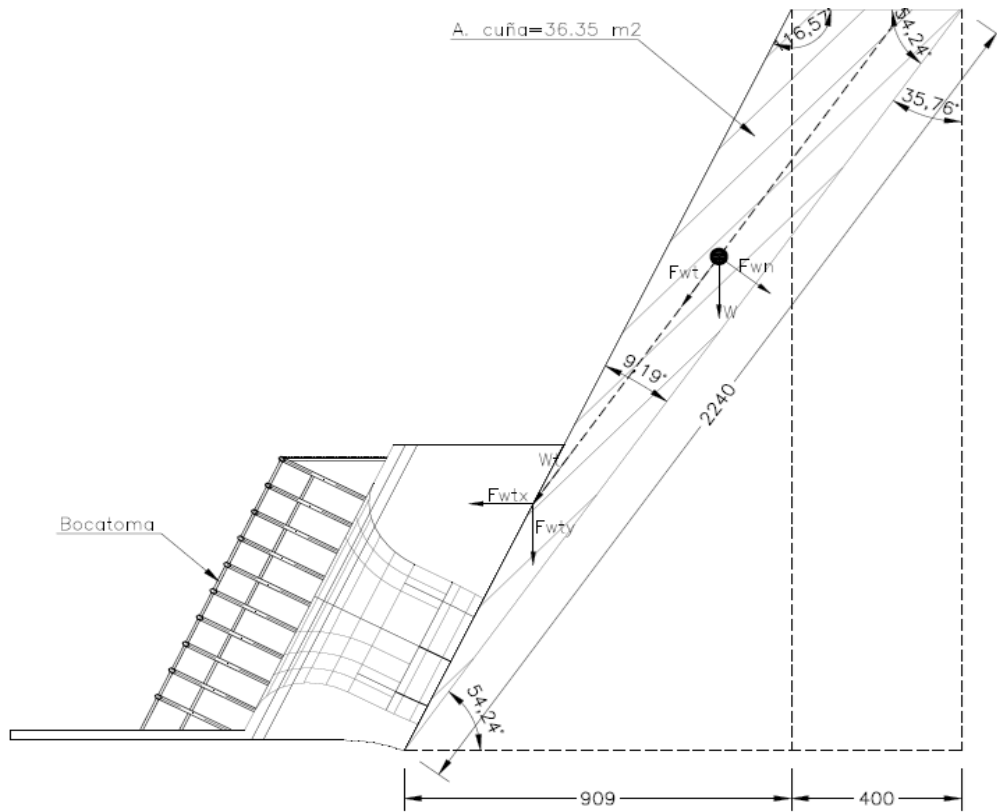


Figura 2.10. Formación de cuña.

Donde =

- A = Área de la cuña
- a = Ancho de cuña
- b = Altura total de la cuña
- W = Peso propio de la cuña

Datos =

- a = 4,7 m
- b = 18,2 m
- A = 36,35 m²
- W = 4 365,09 kN
- W = 444,96 Ton

Porcentajes de Distribución:

Sistema de Soporte	Anclaje	Concreto Lanzado	Bocatoma
Porcentaje %	80	10	10

Empuje de cuña:

Para tomar en cuenta la carga actuante de la cuña sobre la estructura se realizó un análisis de carga para la cual se utiliza el siguiente procedimiento.

Tabla 2.1. Características de la roca, tabla 2.1.

TIPO	YSAT	C	Φ	E	ν	RQD
	(kN/m ³)	(MPa)	Ang de Fric.	MPa	Poisson	%
Ug-2d	25,55	2,5	31	2 610	0,23	19

Tabla 2.1. Características mecánicas de la Roca

W = 436,55 kN

Descomponiendo las fuerzas en los ejes del plano de falla de la cuña

$F_{wt} = Wc \cos \phi$

$F_{wt} = \mathbf{354,24} \text{ kN}$

$F_{wn} = 255,06 \text{ kN}$

Fuerza en equilibrio

$F_{wn} = Wc \sin \phi$

Descomponiendo la fuerza tangencial en los ejes globales

$F_{wtx} = \mathbf{207,00} \text{ kN}$

Fuerza desestabilizadora

$F_{wty} = 287,43 \text{ kN}$

Momento con respecto al origen

$d = 6,15 \text{ m}$

$M = 1\,273,05 \text{ kN-m}$

2.6. ACCIONES ACCIDENTALES

Las cargas accidentales corresponden a las fuerzas de sismo o viento. La estructura no es sensible al viento, por tal motivo no se involucran estas cargas en el análisis. Respecto a los efectos sísmicos éstos se inducen en la masa de concreto y en la rejilla en el caso de construcción previendo que antes del llenado se presente un evento sísmico. Se aclara que una vez conformado el embalse, la estructura en comento estará sumergida y ya no será sensible a las excitaciones sísmicas.

De acuerdo con los estudios sísmicos disponibles en el “Reporte Sísmico Paso Ancho [REF 5], para el sismo máximo de diseño, MDE 1 000 años de periodo de retorno, el estudio probabilista reportó una aceleración pico del terreno de $PGA=0,4g$ y un coeficiente sísmico de $C=1,1g$. Para el sismo básico de operación, OBE 200 años de periodo de retorno, el estudio reportó una aceleración pico del terreno de $PGA=0,25g$ y un coeficiente sísmico de $C=0,6g$, datos calculados con el 5,0% de amortiguamiento. Para las combinaciones que incluyen sismo (periodo de retorno 1 000 años), se usará para el análisis de estabilidad, la aceleración sostenida definida como $2/3$ del valor de aceleración máxima (PGA) y el 100% de dicha aceleración para el proporcionamiento del acero de refuerzo para un sismo de 1 000 años.

2.6.1. SISMO

El sismo en la estructura genera unas cargas horizontales y verticales en la misma, estas deben ser aplicadas en el centroide de los elementos que la componen y tienen un brazo de acción el cual genera momentos que tratan de desestabilizar dicha estructura.

De acuerdo con lo establecido en la información de referencia se asumen elementos que aceleran con una magnitud de $2/3$ de A_a . Dicho esfuerzo se considera para la acción más desfavorable, la figura 2.11 muestra que las componentes del sismo actúan en el centroide de masa de la bocatoma.

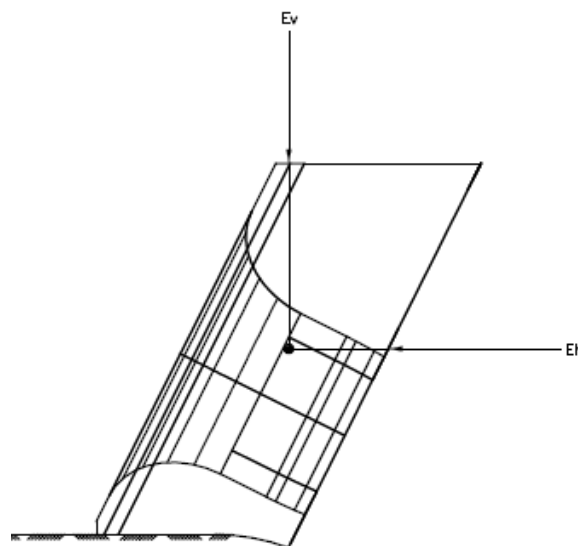


Figura2.11. Sísmo actuante sobre la bocatoma.

Carga horizontal sísmica por peso propio Eh

$$Eh = \alpha(W)$$

$$MEh = \alpha(W)(Y)$$

Dónde:

- D: Peso de la estructura
- Y: Brazo, centroide de la estructura al sistema de ejes
- α : Aceleración del terreno

Para la condición de sismo OBE $\alpha_{OBE} = 0,25$ $2/3\alpha_{OBE} = 0,17$

Peso de la Estructura (W) = 3 348,09 kN
 Brazo de acción con respecto al sistema (Y) = 3,63 m

Eh= **558,02** kN
 MEh= **2 028,28** kN-m

2.6.2. PÉRDIDAS POR REJILLAS

Con el objeto de impedir la entrada de cuerpos sólidos a la tubería, suelen utilizarse estructuras de rejillas formadas por un sistema de barrotes o soleras verticales, dichas estructuras son diseñadas con el objetivo principal de proteger las turbinas ubicadas en la casa de máquinas figura 2.12.

Para calcular las pérdidas provocadas por las rejilla se tiene la ecuación.

$$h_{Rj} = \beta \left(\frac{S}{B} \right) * \sin\gamma \frac{Vo^2}{2g}$$

Dónde:

- h_{Rj} = Pérdidas de carga por rejillas, m
- S = Grosor de las rejas, cm
- B = Separación entre paños interiores, cm
- γ = Ángulo que forma el plano de las rejas y la horizontal
- Vo = Velocidad del líquido, inmediatamente antes de que entre a las rejas, m/s.
- β = Coeficiente que varía de acuerdo a la forma geométrica de las rejillas.

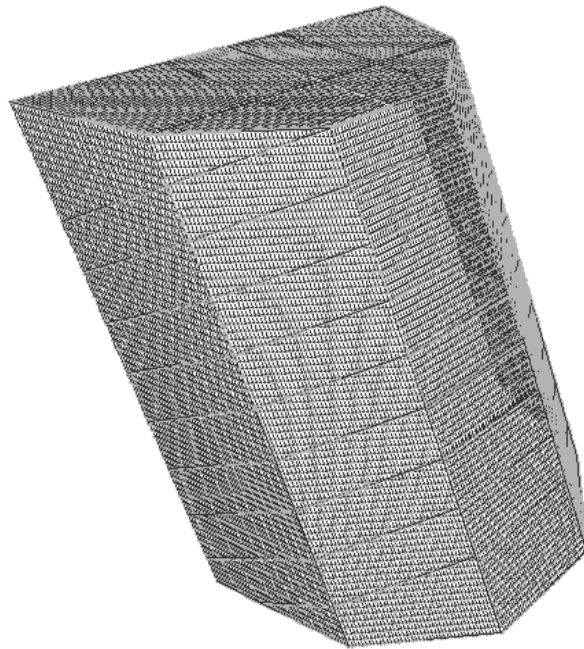


Figura 2.12. Estructura rejillas bocatoma.

Datos

$$\begin{aligned} S &= 0,013 \text{ m} \\ B &= 0,05 \text{ m} \\ \gamma &= 26,56^\circ \\ V_o &= 0,93 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Haciendo la sustitución tenemos que las pérdidas por rejillas son:

$$h_{Rj} = 0,23 \text{ m}$$

Por lo que la fuerza ejercida es

$$F_w = \frac{1}{2} * \gamma_w * H_w^2$$

$$H_{Rj} = 0,26 \text{ kN}$$

Rejilla obturada parcialmente, un caso inusual de operación en donde se hace una suposición que las rejillas que evitan el paso de material sólido a la tubería a presión y a las turbinas en casa de máquinas se obstruyen de manera parcial, generando un esfuerzo inmediato a la bocatoma, dicho esfuerzo asimilado como un empuje hidrostático sobre la bocatoma. La figura 2.13 muestra que la fuerza debida al empuje por una obturación total o parcial de las rejillas, se aplica de manera normal a la superficie de contacto.

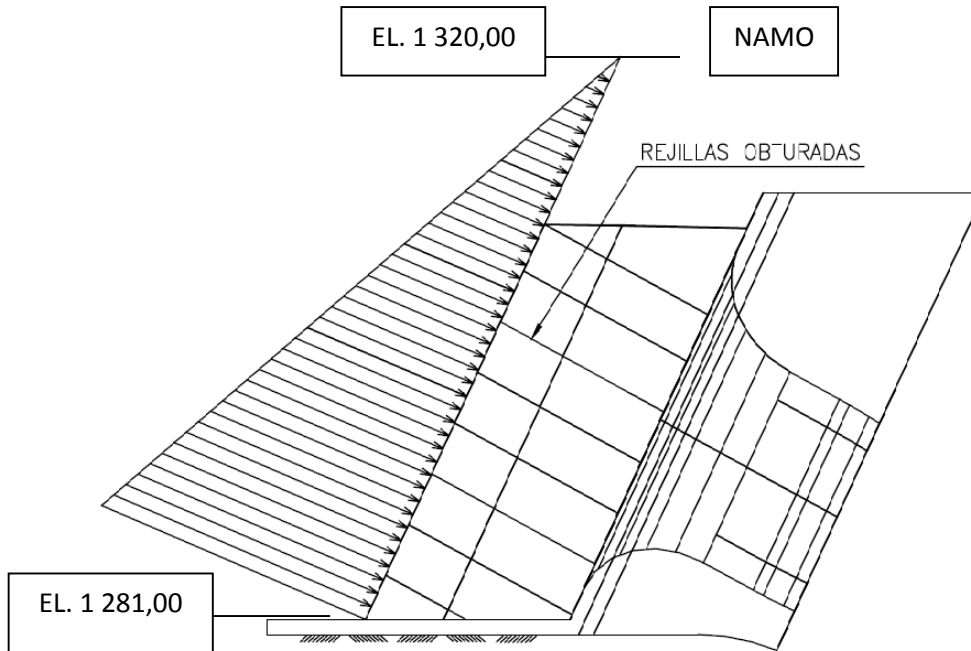


Figura 2.13. Suposición de rejillas obturadas.

Para el análisis estático que supone que las rejillas se encuentran obturadas, se determina un empuje generado por la carga hidráulica al NAMO.

$$F_w = \frac{1}{2} * \gamma_w * H_w^2$$

Peso volumétrico del agua =	9,81	kN/m ³
Columna de carga al NAME=	39,00	m Elevación al NAMO
Fuerza Hidrostática (NAME)=	7 460,51	kN
Brazo de acción =	3,80	m
Momento (NAME)=	28 349,57	kN/m

Porcentaje %	5 %	10 %	15 %	20 %
Fuerza Hidrostática (KN)	373,0	746,0	1119,0	1494,1

CAPÍTULO III

3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA BOCATOMA

3.1. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

La bocatoma es diseñada para que ante las diferentes solicitaciones de carga a las que estará sometida, cumpla con todos los factores de estabilidad general mínimos establecidos en este documento. Para ello, en base al predimensionamiento general definido en la ingeniería básica hidráulica, se verifica la estabilidad de la estructura contra volteo, deslizamiento y flotación, de forma tal que permita confirmar las dimensiones de la estructura o en su caso ajustar sus espesores, respetando siempre las dimensiones hidráulicas. Los factores de seguridad mínimos admisibles son los que se indican para cada caso en la tabla 3.1 siguiente:

Mecanismo Condición	Deslizamiento	Volteo	Flotación
Inusual (Construcción)	2,00	Según criterio	(no aplica)
Usual (Agua + roca + supresión)	1,70	Según criterio	1,20
Extremo (Usual + sismo + roca)	1,3	Según criterio	1,1
Tabla 3.1. Factores de seguridad mínimos admisibles.			

Condiciones de análisis según el manual USACE EM 1110-2-21, [REF 6].

CASO I. INUSUAL DE CONSTRUCCIÓN

Peso propio de la estructura terminada, no se tiene presencia de agua.

CASO II. EXTREMO DE CONSTRUCCIÓN

Peso propio de la estructura terminada, más la acción del sismo base de operación (OBE), actuando en la dirección más desfavorable, no se considera agua en el embalse, ni supresiones.

CASO III. USUAL DE OPERACIÓN

Peso propio de la estructura terminada, más la carga hidráulica provocada por las perdidas en las rejillas, más la carga de roca.

CONDICIÓN IV. EXTREMA DE OPERACIÓN

Peso propio de la estructura terminada, más la carga provocada por la rejilla parcialmente obturada, más una carga de roca.

CONDICIÓN V. INUSUAL DE OPERACIÓN

Peso propio de la estructura terminada, más una supresión debida a un vaciado rápido, más una carga de roca.

3.2. FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

Los factores de seguridad al deslizamiento, adoptados como criterios de aceptación para el presente estudio, corresponden a los recomendados por el manual de ingeniería (USACE, 1995).

Para el cálculo del factor de seguridad al deslizamiento en cualquier sección de la estructura o en el contacto con la fundación se usará la siguiente ecuación:

$$FSD = \frac{(N \cdot \tan \phi + c \cdot L)}{T} \quad \text{[REF 7] U.S.A.C.E EM-1110-2-2200}$$

Ecuación 4-3

Dónde:

- $N =$ Resultante de fuerzas normales al plano de deslizamiento.
- $\phi =$ Ángulo interno de fricción de la roca de fundación o contacto.
- $c =$ Cohesión de la roca de fundación.
- $L =$ Longitud de la base en compresión.
- $T =$ Sumatoria de cargas horizontales aplicadas.

La condición de operación que pone en riesgo a flotación a la bocatoma es la condición inusual de operación.

Para la Condición I inusual de construcción no se presentan cargas horizontales, por lo que la bocatoma se mantiene estable al deslizamiento.

Para la Condición II extrema de construcción la acción del sismo genera cargas horizontal y verticales y se considera el peso propio de la estructura, por lo que tenemos la figura 3.1 en donde se muestra el diagrama de cuerpo libre para la condición 2.

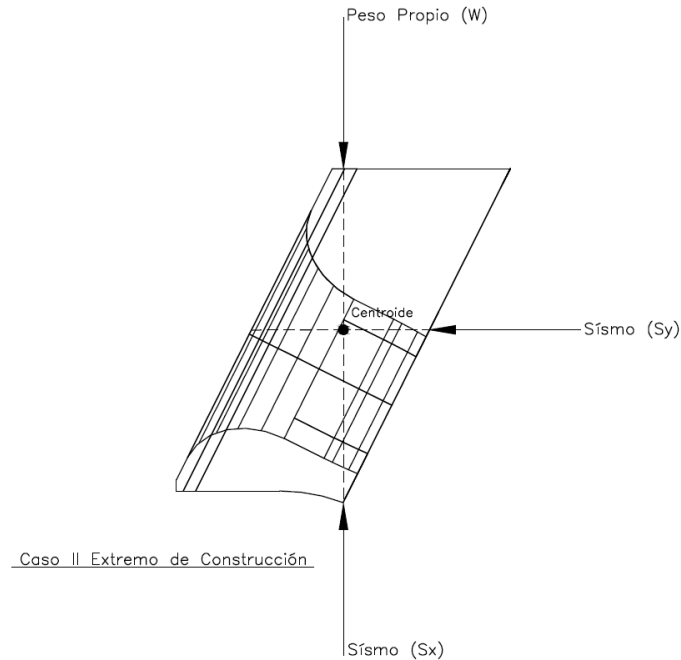


Figura3.1. Esquema condición extremo de operación al deslizamiento

CONDICIÓN II. EXTREMO DE CONSTRUCCIÓN

Fuerza Vertical	Magnitud (kN)	Momento (kN*m)
1. Peso Propio de la estructura (D)	-3 348,09	18 876,80
2. Sismo Vertical (Sx)	558.02	-2 028.28
Fuerza Horizontal		
1. Sismo Horizontal (Sy)	-558,02	-2 028,28

Tabla 3.2. Resumen de fuerzas y momentos condición II al deslizamiento

$$FSD = \frac{-2011.73 + 335.29}{-558.02} = 3,0 < 1,30 \quad \text{No Cumple}$$

Ya que para este caso no cumple, puesto que el factor de seguridad es mayor al permisible, por lo se decide colocar un sistema de anclaje en la losa de la bocatoma, la cual dará mayor estabilidad a la estructura evitando el deslizamiento.

Por lo tanto:

Se propone colocar un sistema de anclaje en la bocatoma, el cual dará mayor estabilidad a la estructura, en este caso con acias estructurales de $\phi = 1 \frac{1}{2}$ ".

3.3. ANCLAJE ESTRUCTURAL

La resistencia de una ancla de $\phi = 1 \frac{1}{2}$ " es:

$$\text{Área} = 11,40 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = A F_y$$

$$T = 47\,883,97 \text{ kg}$$

Por lo tanto la resistencia de una ancla de $\phi = 1 \frac{1}{2}$ ", afectada por un factor de 0,6 es de

$$T = 28,73 \text{ Ton}$$

Ruptura de la interface Acero – Lechada de Cemento

La longitud de anclaje (L_s) requerida para evitar la falla en la interface acero-cemento, se determina considerando que el esfuerzo tangencial de adhesión se caracteriza por una distribución uniforme, la cual depende de las rugosidades de la barra, que para este caso son barras corrugadas.

Un primer criterio esta dado por la siguiente expresión:

$$L_s = 30 * D_b \text{ (Roca Sana)}$$

Donde :

D_b : Diámetro de la barra = 38,1mm ($\phi = 1 \frac{1}{2}$ ")

Por lo tanto $D_b = 1\,143 \text{ mm}$

Por otra parte la longitud de desarrollo (L_d) en función de la resistencia del acero y la lechada de cemento, de acuerdo con lo indicado en el código ACI-318S-05 está dada por:

$$L_d = \frac{f_y * D_b}{1.1 \sqrt{f'_c}}$$

Donde:

D_b = Diámetro de la barra

F_y = Resistencia nominal a la fluencia del acero

f'_c = Resistencia nominal de la lechada a compresión

D_b (mm)	F_y (MPa)	f'_c (MPa)	L_d (mm)
38,1	411,88	19,6	3 222,36

Ruptura en el contacto roca – lechada de cemento.

La profundidad o la longitud de anclaje (L) requerida, de acuerdo a Petros P Xanthakos, esta dada por la expresión:

$$L_b = \frac{F}{2/3 * \pi * D * T_p}$$

Dónde:

F = Fuerza de tracción en el anclaje

Se analizará el ancla a su resistencia última

$$F = T_n$$

A = Área de la barra = 0,00114 m²

$$F = f_y * 0,6 * A = 281\,725,92 \text{ N}$$

F_s = Factor de mayoración de la carga, de acuerdo con la categoría del anclaje, para anclajes con niveles de riesgo progresivamente crecientes y sin anclajes permanentes, el valor del factor de sugiridad sugerido es 2,0.

D = Diámetro de la perforación ($\phi = 3"$ valor sugerido para anclajes de $\phi = 1\ 1/2"$ de diámetro)

$$D = 0,0762 \text{ m}$$

T_u = Capacidad última de contacto lechada – terreno, considerando distribución uniforme. Se utilizó el valor para rocas de sesistencia media regular a 0,70 N/mm² = 0,70 MPa.

$$T_u = 0,7 \text{ MPa}$$

Con los parámetros anteriores se obtiene:

$$L = \frac{2 * 1.5F}{\pi * D * T_u}$$

Por lo tanto

$$L = 5\,043,65 \text{ mm}$$

Los factores de mayoración de carga tienen el propósito de lograr la seguridad adecuada contra un aumento en las cargas de servicio por encima de las especificaciones de diseño, además ayudan a asegurar que las deformaiones bajo las carga de servicio no sean excesivas.

Ruptura de la masa suelo ó roca

Se plantea la siguiente expresion para considerar el trabajo de los anclajes:

$$H = \sqrt{\frac{Tq * F}{\gamma * s * \tan(\phi)}}$$

Dónde:

Tq = Factor de mayoración de la carga aplicada para evitar la falla del anclaje dentro de la masa rocosa. Por lo general $3 < Tq < 5$

$$Tq = 3,5$$

F = Fuerza de tracción en el anclaje (carga de servicio, de acuerdo con las combinaciones de carga envolvente).

Se analizará el ancla a su resistencia última

$$F = T * n$$

$$F = 281\,725,92 \text{ N}$$

$$\gamma = 25\,490 \text{ N/m}^3$$

$$s = 2 \text{ m}$$

$$\phi = 41 \text{ deg}$$

γ = Peso específico de la roca

s = Separación entre las barras de anclaje

ϕ = Angulo de fricción interna de la roca

Por lo tanto

$$H = 4\,717,00 \text{ m}$$

En conclusión

Longitud de desarrollo + longitud de bulbo

$$Ld + L = 8\,266,0194 \text{ mm}$$

Se decide colocar un sistema de anclaje de varillas de $\phi = 1\,1/2"$ de longitud igual a 9,0 m con el siguiente arreglo, figuras.3.2 y 3.3.

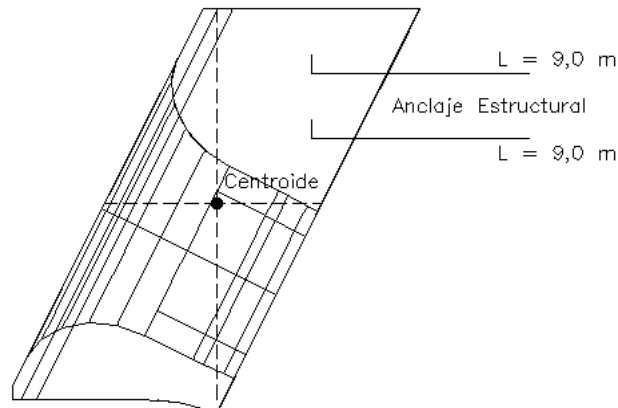


Figura 3.2. Perfil del anclaje estructural.

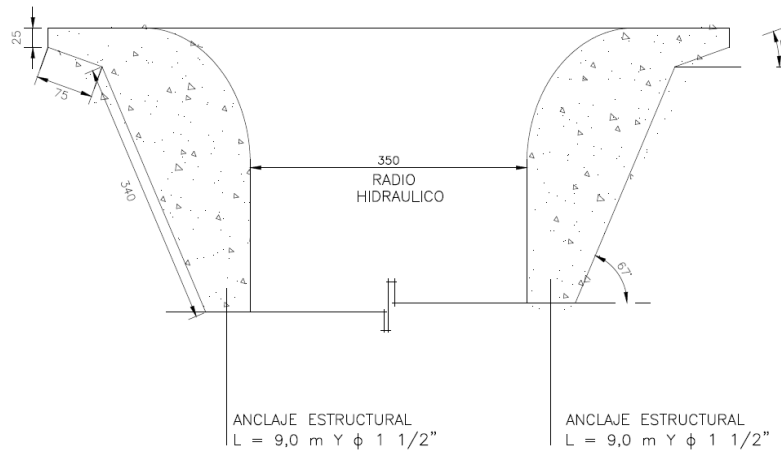


Figura 3.3. Planta del anclaje estructural.

El anclaje estructural restringe el movimiento de la bocatoma al deslizamiento, por lo que se toma como una fuerza horizontal, el total de anclas colocadas es de 4 lo cual genera una fuerza estabilizadora, lo que tiene como consecuencia que la bocatoma no falle al deslizamiento.

Replanteando el análisis tenemos la tabla 3.3 que muestra las fuerzas actuantes para la condición extrema de operación:

CONDICIÓN II. EXTREMA DE OPERACIÓN

Fuerza Vertical	Magnitud (kN)	Momento (kN*m)
1. Peso Propio de la estructura (D)	-3 348,09	18 876,80
2. Sismo Vertical (Sx)	558.02	-2 028.28
Fuerza Horizontal		
1. Sismo Horizontal (Sy)	-558,02	-2 028,28
2. Anclaje (4 anclas)	1 922,00	

Tabla 3.3. Resumen de fuerzas y momento con anclaje.

Por lo tanto

$$FSD = \frac{-2\,011,73 + 334,812}{1\,922,0 - 558,02} = 1,22 < 1,30 \quad \text{Cumple}$$

Para la Condición III. Usual de operación, intervienen 2 cargas horizontales externas la primera la carga que transmiten las rejillas y la segunda un carga de roca generada por la suposición de una cuña que afecta a la bocatoma, además de una fuerza estabilizadora

generada por el sistema de anclaje incorporado a la estructura, lo cual genera que la bocatoma no deslice figura 3.4.

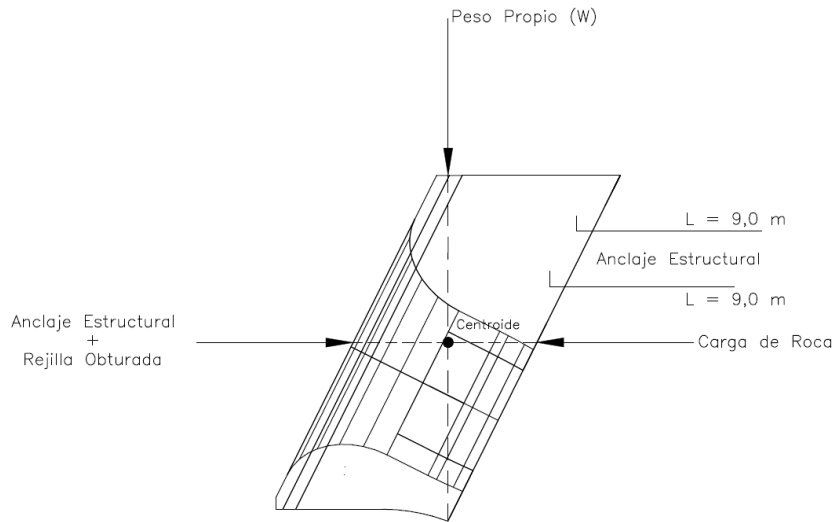


Figura 3.4. Esquema condición usual de operación al deslizamiento.

CONDICIÓN III. USUAL DE OPERACIÓN

Fuerza Vertical	Magnitud (kN)	Momento (kN*m)
1. Peso Propio de la estructura (D)	-3 348,09	18 876,80
Fuerza Horizontal		
1. Empuje de Rejillas	0,26	
2. Carga de roca	-207,00	
2. Anclaje (4 anclas)	1 922,00	

Tabla 3.4. Comprobación de fuerzas y momento condición III al deslizamiento. cómo quieres acabar?

Por lo tanto

$$FSD = \frac{-2\,011,73 + 1\,922,0 + 0,26 - 207,0}{1\,922,0 + 0,26 - 207,0} = 1,21 < 1,30 \quad \text{Cumple}$$

Para la Condición IV. Inusual de operación, intervienen 2 cargas horizontales externas la primera la carga que transmiten las rejillas en un caso de obturación de éstas y la segunda una carga de roca generada por la suposición de una cuña que afecta a la bocatoma, además de una fuerza estabilizadora generada por el sistema de anclaje incorporado a la estructura, lo cual genera que la bocatoma no deslice, figura 3.5.

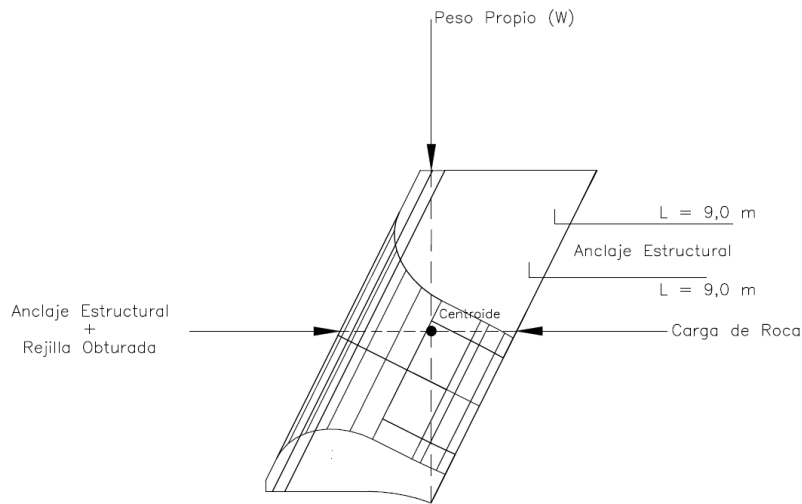


Figura 3.5. Esquema condición inusual de operación al deslizamiento.

CONDICIÓN IV. INUSUAL DE OPERACIÓN

Fuerza Vertical	Magnitud (kN)	Momento (kN*m)
1. Peso Propio de la estructura (D)	-3 348,09	18 876,80
Fuerza Horizontal		
1. Empuje de Rejillas obturadas 20% de carga	1 494,10	
2. Carga de roca	-207,00	
3. Anclaje (4 anclas)	1 922,00	
Tabla 3.5. Resumen de fuerzas y momento condición IV al deslizamiento.		

Por lo tanto

$$FSD = \frac{-2\,011,73 + 1\,922,0 + 1\,494,01 - 207,00}{1\,922,0 + 1\,494,01 - 207,00} = 0,63 < 1,30 \quad \text{Cumple}$$

Para la Condición V. Inusual de Operación para este caso se considera una carga horizontal que pone en riesgo de delizamiento la estructura y es la carga de roca que se ve equilibrada con la fuerza ejercida por el anclaje estructural, por que no es necesario hacer el análisis ya que para este caso la bocatoma es estable.

3.4. FACTOR DE SEGURIDAD A LA FLOTACIÓN

Los factores de seguridad a la flotación se calcularán con base en la expresión:

$$F.S.F = \frac{W_s + W_c + S}{U - W_g}$$

REF [6] U.S.A.C.E EM 1110-2-2100

Ecuación 3-2

Dónde:

- W_s *Peso de la estructura.*
- W_c *Peso del agua contenida dentro de la estructura.*
- S *Sobrecarga.*
- U *Fuerzas de levantamiento actuando en la base de la estructura.*
- W_g *Peso del agua sobre la estructura.*

Caso V. Extrema de operación

Peso propio de la estructura terminada, una subpresión debida a un vaciado rápido, más una carga de roca, figura 3.6.

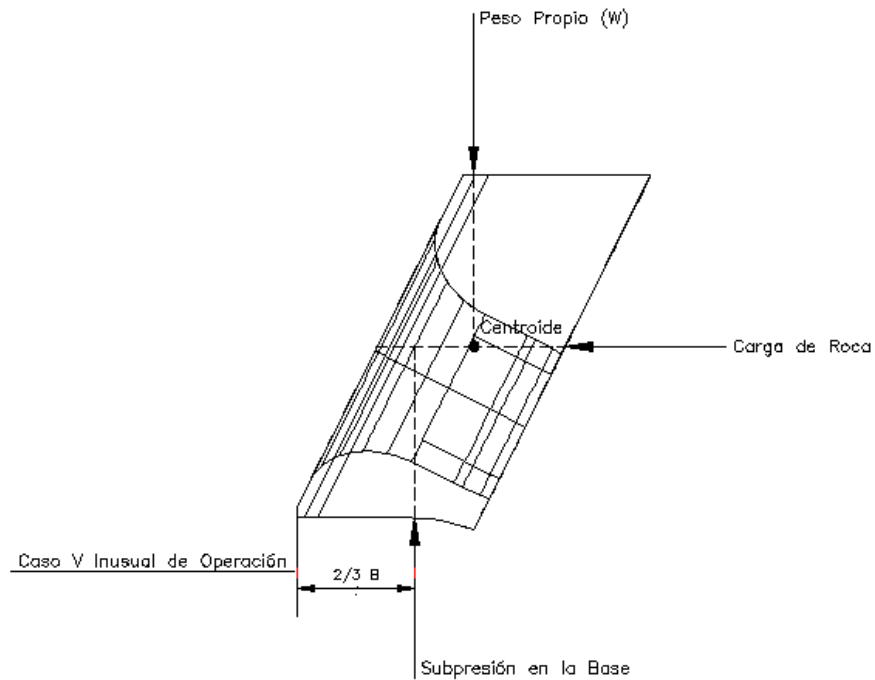


Figura 3.6. Esquema condición extrema de operación a la flotación.

$$FS = \frac{-3\,348,09 + 0 + 0}{2\,378,13 - 0} = \frac{3\,348,09}{2\,378,13} = 1,4 > 1,2$$

Por lo tanto cumple.

Para esta condición de análisis solo se estudia el caso V Inusual de operación ya que para este caso se presenta el caso de subpresión en la base, pero dicho análisis nos indica que la flotación no afecta a la bocatoma.

3.5. FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLTEO

La estabilidad de la estructura ante el volteo es revisada utilizando el criterio establecido en (USACE, 1995), según el cual se verifica que la aplicación de la resultante de fuerzas verticales y los momentos originados por las fuerzas laterales, para las diferentes condiciones de carga, está localizada en los siguientes puntos:

- Caso usual: En el tercio central de la base, es decir que el 100% de la base trabaje a compresión.
- Caso inusual: En la mitad central de la base, es decir que el 75% de la base trabaje a compresión.
- Caso extremo: Dentro de la base y que no supere el esfuerzo de compresión de la base.

La localización de la resultante se encuentra mediante la utilización de la siguiente ecuación:

$$\text{Localización de la resultante} = \frac{\sum M}{\sum F_v} \quad \text{[REF 7] U.S.A.C.E EM-1110-2-2200}$$

Ecuación 4-1

Dónde:

M = Sumatoria de momentos con respecto al punto de volteo.

Fv = Sumatoria de fuerzas verticales incluyendo la subpresión ascendente.

CONDICIÓN	USUAL	INUSUAL	EXTREMO
LOCALIZACIÓN DE LA RESULTANTE	EN EL TERCIO CENTRAL DE LA BASE	EN LA MITAD CENTRAL DE LA BASE	DENTRO DE LA BASE.
PORCENTAJE DE LA BASE EN COMPRESIÓN	100%	75%	ESFUERZO MENOR AL ADMISIBLE

Tabla 3.6. Resumen del análisis de estabilidad al volteo

Caso I. Inusual de Cosntrucción

Para esta caso las fuerzas que actúan no representan ningún daño al volteo ya que dichas fuerzas estabilizan la estructura, el momento generado por el peso propio con respecto al origen actúa en dirección de la roca (respaldo de la bocatoma así como los anclajes que son necesarios para la estabilización en el caso de deslizamiento), figura3.7.

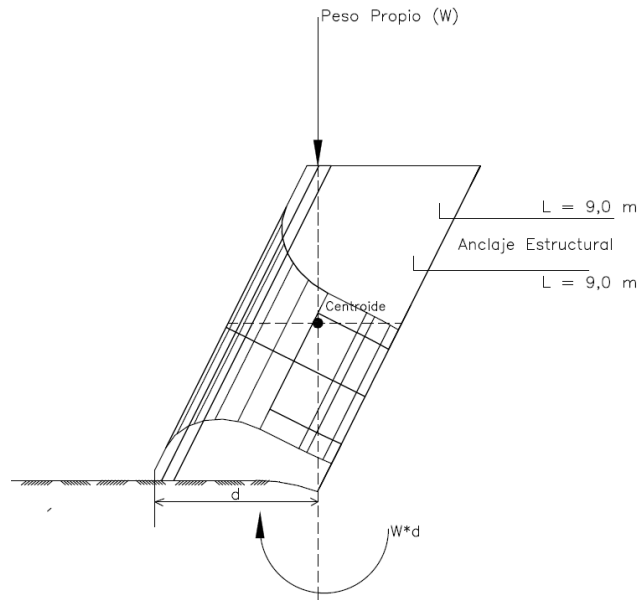


Figura 3.7. Esquema condición inusual de construcción al volteo.

Caso II. Extremo de Construcción

En este caso el sismo vertical es menor al peso de la estructura, por lo que la diferencia es una resultante en sentido negativo del eje Y, la fuerza que representa algún riesgo para la estructura es el sismo horizontal, por lo cual se representa en el diagrama y se analiza para determinar la estabilidad de la bocatoma, figura.3.8.

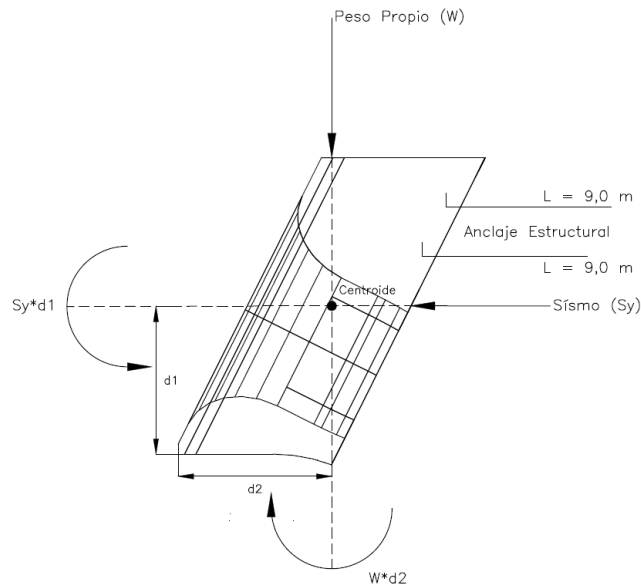


Figura 3.8. Esquema condición extremo de construcción al volteo.

Por lo tanto:

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma F_v} = \frac{4\,666,78}{3\,348,09} = 1,4 < 4,0 \text{ m Cumple}$$

Para los casos usual de operación, inusual de operación y extremo de operación la fuerza que pone en riesgo la estabilidad de la bocatoma es la fuerza generada por la carga de roca, dicha fuerza tiende a voltear la estructura, pero dicha fuerza es neutralizada para los tres casos por la fuerza de los anclajes estructurales por lo que no representa riesgo alguno al volteo, representados gráficamente en las figuras 3.9, 3.10 y 3.11 respectivamente.

Por lo que:

Caso Usual de Operación

$$L_R + Anc_{EST} > H_R$$

Caso Inusual de Operación

$$F_R + Anc_{EST} > H_R$$

Caso Extremo de Operación

$$Anc_{EST} > H_R$$

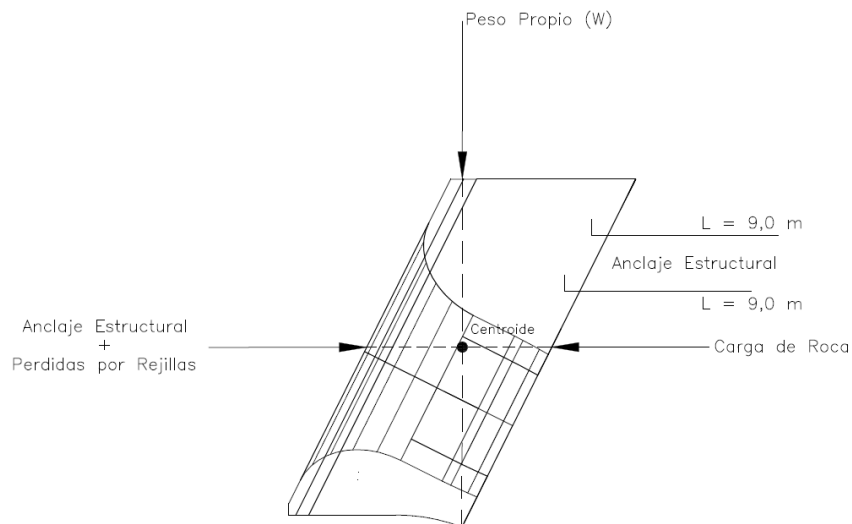


Figura 3.9. Esquema condición usual de operación al volteo.

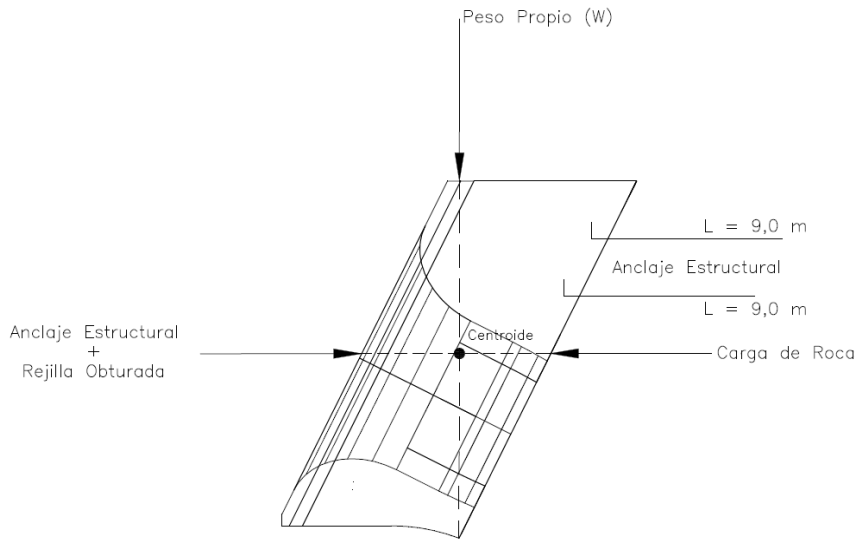


Figura 3.10 Esquema condición inusual de operación al volteo.

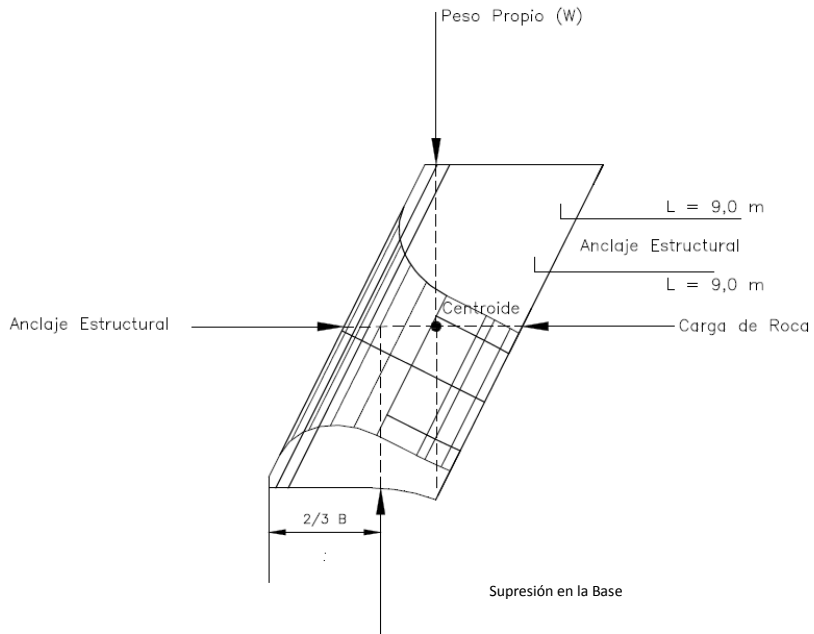


Figura 3.11. . Esquema condición extrema de operación al volteo.

Por lo tanto la estructura es estable considerando el anclaje estructural en su bocina superior.

Las condiciones de operación mostradas en este anexo no representan ningún peligro para la estructura y se concluye que la estructura es estable.

CAPÍTULO IV

4. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Con el fin de confirmar o ajustar el predimensionamiento adoptado en el presente documento y para obtener los elementos mecánicos a los que estará sometida la estructura, se realizará un modelo de análisis tridimensional con elementos sólidos para el que se resolverá el equilibrio mediante la técnica del elemento finito con la ayuda de un programa de análisis.

El modelo recreará la geometría de la estructura, las propiedades mecánicas de los materiales, las cargas actuantes y sus combinaciones así como las condiciones de frontera. La geometría y las propiedades mecánicas de los materiales ya ha sido definidos en el presente documento. A continuación, se presentan los casos de carga identificados para la estructura y también se definen las combinaciones aplicables.

4.2. COMBINACIONES DE CARGA

Los casos de carga se identificaron a partir de dos criterios discriminatorios: la frecuencia y la etapa de funcionamiento. Así, el primer criterio nos permite conocer si un estado de carga es “Usual”, “Inusual” o “Extremo”; mientras que el segundo nos permite identificar si el caso de carga se presenta en la etapa de construcción de la estructura o en la etapa de operación de la misma. De esta manera, se presenta la tabla 4.1 donde se indican los casos de carga, su descripción y clasificación.

CASO	FRECUENCIA	DESCRIPCIÓN DE CARGAS INVOLUCRADAS
CONSTRUCCIÓN	INUSUAL	PESO PROPIO
CONSTRUCCIÓN	EXTREMA	PESO PROPIO + SISMO BASE DE OPERACIÓN
OPERACIÓN	USUAL	PESO PROPIO + CARGA DE REJILLA + CARGA DE ROCA
OPERACIÓN	INUSUAL	PESO PROPIO + CARGA DE REJILLA OBTURADA + CARGA DE ROCA
OPERACIÓN	INUSUAL	PESO PROPIO + SUPRESIÓN + CARGA DE ROCA

Tabla 4.1. Casos de carga identificados para la estructura

Para investigar en cada caso de carga identificado, la simultaneidad de las acciones involucradas, se definieron las combinaciones que se indican en la tabla 4.2, éstas se basan en las recomendadas por la normatividad aplicable (ACI-318, 2008) [REF 1].

COMBO	D	LR	FR	HR	E	H
Combo 1	1,4	-	-	-	-	
Combo 2	1,2				1,0	
Combo 3	1,2	1,6		1,6		
Combo 4	1,2		1,6	1,6		
Combo 5	1,2			1,6		1,6

Tabla 4.2. Combinaciones

Dónde:

D Carga muerta

L_R Fuerza derivada por la pérdida de carga hidráulica en la rejilla

F_R Fuerzas generadas cuando la rejilla está parcialmente obturada

H_R Carga de roca

E Fuerza del sismo

H Subpresión

4.3. MODELO ESTRUCTURAL

Para efectos de la verificación del dimensionamiento de los elementos estructurales que conforman los elementos de la bocatoma y la obtención de los esfuerzos actuantes en ellos, se utilizarán modelos estáticamente indeterminados. Estos se analizarán mediante un programa de Autodesk.

Mas adelante se presentará los reportes del programa con los datos de entrada y datos de salida de los modelos y la metodología utilizada para la obtención de las cargas axiales, de cortante y momentos flectores de diseño.

4.4. REQUERIMIENTOS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

4.4.1. REQUISITOS A CUMPLIR

El dimensionamiento estructural deberá satisfacer requisitos tanto de seguridad como de servicio, dichos requisitos se definen mediante estados límite máximos tolerables en cada

caso. Se entenderá que el dimensionamiento es eficiente y adecuado cuando la estructura en general y sus partes no sobrepasen esos estados límite.

4.4.2. ESTADO LÍMITE DE SEGURIDAD O ESTADO LÍMITE DE FALLA

El estado límite de seguridad corresponde al agotamiento definitivo de la estructura, o de cualquiera de sus elementos; o bien, al estado en que, debido a los efectos de acciones pasadas, la capacidad de la estructura, sin estar agotada, no es suficiente para tolerar los efectos de acciones futuras (CFE MDOC-C11, 1979) [REF 8].

Cuando la estructura, elemento o sección considerada, no tenga agotamiento de su capacidad de carga y ésta se mantenga, pero se encuentre en un estado de deformaciones tales que se incumpla el propósito para el que se ha diseñado, se considerará que el estado límite de seguridad ha sido rebasado por una falla dúctil.

Por otra parte, un estado límite correspondiente a la falla frágil se dará cuando al ser éste alcanzado, se reduce bruscamente la capacidad de carga de la estructura, elemento o sección considerada.

4.4.3. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Los estados límite de servicio corresponden a etapas de la estructura en que suceden deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afectan el correcto funcionamiento de la estructura o sus instalaciones, pero no la capacidad para soportar cargas. Como criterios para definir estados límite de servicio que no deberán ser rebasados, se considerarán los siguientes:

Deformaciones

Se considerará como estado límite cualquier deformación de la estructura que ocasione daños inaceptables a la propia construcción o de sus vecinas, o que cause interferencia con el funcionamiento de equipos e instalaciones.

Vibraciones

Se considera como estado límite cualquier vibración que afecte el funcionamiento de la estructura, de equipos e instalaciones, o que cause molestia o sensación de inseguridad a los ocupantes.

Otros daños

Se considera como estado límite la ocurrencia de grietas, desprendimientos, astillamientos, aplastamientos, torceduras y otros daños locales que afecten el funcionamiento o sensiblemente la apariencia de la estructura.

Para establecer valores específicos de estados límite de servicio se usarán las disposiciones establecidas en el ACI 318/11 así como, en caso de haberlas, las especificaciones de los fabricantes de equipos electromecánicos.

4.4.4. PROCEDIMIENTOS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural es realizado de acuerdo a la conformidad con la normativa aplicable ACI 318 vigente; los elementos mecánicos que se obtendrán del análisis estructural y los requisitos que se seguirán para el diseño, se muestran a continuación:

Descripción	Requisitos a seguir ACI 318
P Cargas axiales	Capítulo 10
M Momentos flexionantes	Capítulo 10
V Fuerzas cortantes (tensión diagonal)	Capítulo 11

Adicionalmente se deben cumplir los requisitos de: Capítulo 7, Capítulo 8, Capítulo 9, Capítulo 12 y Capítulo 14 en lo aplicable.

4.5. DISEÑO A CORTANTE

Los efectos de las cargas producen en las secciones transversales esfuerzos cortantes, los cuales pueden ser de tipo cortante directo o producidos por la tensión diagonal. A continuación, se presentan las expresiones con las que se efectuará el diseño de las secciones contra los efectos de los esfuerzos cortantes derivados de la tensión diagonal.

4.5.1. CORTANTE POR TENSIÓN DIAGONAL

La resistencia de la sección estructural ante los efectos de los esfuerzos cortantes por tensión diagonal está dada por la resistencia de la sección de concreto ϕV_c más la resistencia que aporta un refuerzo específico para esta acción ϕV_s , dependiendo de la intensidad de los esfuerzos y de las dimensiones del elemento estructural, en ocasiones la resistencia del concreto será suficiente; en otras, será necesario proveer acero de refuerzo; todo ello según se evalúe con las siguientes expresiones.

Elementos sometidos únicamente a cortante y flexión

$$\phi V_c = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'c} bwd \quad [\text{REF 1}] \text{ ACI 318, 2011 Ecuación (11-3)}$$

Dónde:

V_c Fuerza de corte resistente debida al concreto

ϕ Factor de reducción de resistencia 0,75 (ACI 318, 2011 capítulo 9.3.2.).

λ Factor concretos livianos, nuestro caso de peso normal es 1,0 capítulo 8.6.1.

$f'c$ Resistencia a compresión nominal del concreto

bw Ancho unitario (losas en una dirección) o ancho del elemento a flexión.

d Peralte efectivo

Elementos donde también actúa la compresión axial

$$\phi V_c = \phi 0,17 \left(1 + \frac{Nu}{14Ag} \right) \lambda \sqrt{f'c} b w d \quad (\text{ACI 318, 2011) Ecuación (11-4)}$$

Nu Carga axial mayorada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con Vu o Tu ; debe tomarse como positiva para compresión y como negativa para tracción, en Newton.

Ag Área bruta de la sección del concreto mm^2 .

La Cantidad Nu/Ag debe expresarse en MPa

Resistencia a cortante dada por el acero de refuerzo

La resistencia nominal a corte V_n de la sección, es la suma de la fuerza tomada por el concreto ϕV_c más la fuerza resistente suministrada por el acero de refuerzo de cortante (ϕV_s) colocado en la sección.

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

Si se conoce la fuerza cortante resistente por el concreto, entonces es posible conocer la fuerza que debe resistir el refuerzo, en caso de que éste sea necesario; así:

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

En el capítulo 11.4.1 se indican los tipos de refuerzo de cortante, estos son:

- Estribos (o grapas) perpendiculares al eje del elemento
- Refuerzo electrosoldado de alambre con alambres localizados perpendicularmente al eje del elemento.
- Espirales, estribos circulares y estribos cerrados de confinamiento.

En elementos que no sean preesforzados, se permite que el refuerzo de cortante también pueda consistir en:

- Estribos (o grapas) que formen un ángulo de 45° o más con el refuerzo longitudinal por tracción.
- Refuerzo longitudinal con una parte doblada que forme un ángulo de 30° o más con el refuerzo longitudinal de tracción.
- Combinaciones de estribos y refuerzo longitudinal doblado.

Particularmente para un refuerzo perpendicular al eje del elemento analizado (estribos o grapas), el (ACI 318, 2011) en su capítulo 11.4.7.1, [REF1], proporciona la ecuación que permite calcular la fuerza resistente a cortante del refuerzo, esta es:

$$\phi V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad \text{Ecuación (11-15)}$$

Arreglando la ecuación para que la incógnita sea “s” tenemos que:

$$s = \frac{A_v f_{yt} d}{\phi V_s} \quad \text{Ecuación (11-15)}$$

Dónde:

- s Separación calculada entre refuerzos perpendiculares al eje del elemento.
- f_{yt} Esfuerzo de fluencia del acero del refuerzo.
- A_v Área transversal del refuerzo, considerando todas las ramas propuestas.

Separación máxima refuerzo de cortante

Los límites para el espaciamiento del refuerzo de cortante (s) colocado perpendicularmente al eje del elemento, se acota según (ACI 318, 2011) capítulo 11.4.5 a lo siguiente:

- El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de $d/2$ en elementos de concreto no preesforzado, de $0.75h$ en elementos preesforzados, ni de 600 mm.
- Donde V_s sobrepase el valor dado por $0.33\sqrt{f'c}bwd$ las separaciones máximas indicadas se debe reducir a la mitad.

4.5.2. CORTANTE DIRECTO

La resistencia de la sección estructural ante los efectos de los esfuerzos cortantes directo, como es el caso de las losas y zapatas en zonas de cargas concentradas se revisarán de acuerdo con lo estipulado por el (ACI 318, 2011) en su capítulo 11.11 “Disposiciones especiales para losas y zapatas”.

4.6. DISEÑO A FLEXOCOMPRESIÓN

Los elementos estructurales que estarán sujetos a carga axial y flexión, serán diseñados y revisados por flexocompresión; para ello se siguen los requisitos establecidos en (ACI-318, 2011) capítulo 10, disposiciones que en su conjunto permiten construir para cada elemento estructural una curva de desempeño denominada diagrama de interacción, donde en las abscisas se asigna los momentos flexionantes y en las ordenadas las cargas axiales; siendo la gráfica los pares de valores (M y P) que inducen la falla de la sección; por consiguiente,

cualquiera de valores que se ubiquen en el interior de la gráfica se considera como un estado de esfuerzos que la sección es capaz de resistir.

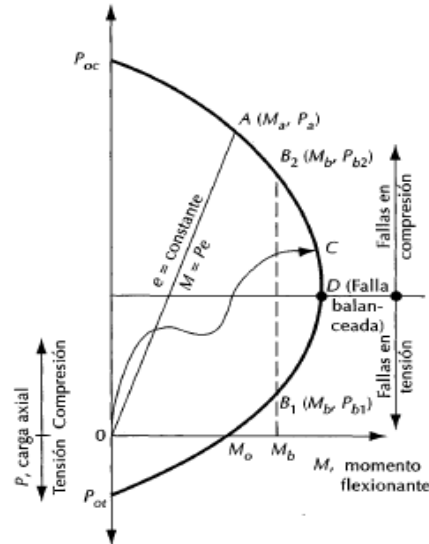


Figura 4.1 Elementos del diagrama de interacción

Para la construcción del diagrama de interacción figura 4.1, se usarán hojas de cálculo que han sido elaboradas atendiendo los requisitos ya referidos capítulo 10 (ACI 318, 2011); respecto de los efectos de esbeltez, éstos serán investigados desde los análisis estructurales mediante análisis de tipo P-Δ, es decir de segundo orden.

4.7. CONTROL DE AGRIETAMIENTO

4.7.1. CONTROL DE AGRITAMIENTO POR FLEXIÓN

Para controlar el agrietamiento por flexión, se seguirá lo establecido en el capítulo 10.6 (ACI-318, 2011) donde se especifica que el espaciamiento (s) del refuerzo más cercano a una superficie en tracción, no debe ser mayor que el dado por:

$$s = 380 * \left(\frac{280}{fs} \right) - 2.5Cc \quad \text{Ecuación 10-4}$$

Pero no mayor que $300 * (280 / fs)$

Cc La menor distancia desde la superficie del refuerzo a la cara en tracción.

fs Esfuerzo de tracción en refuerzo, para cargas de servicio se permite usar $2/3f_y$

s Separación máxima de refuerzo

4.7.2. CONTROL DE LA GRIETA MÁXIMA

En ocasiones, es necesario limitar el agrietamiento a ciertos valores establecidos en función del uso de la estructura, este criterio está definido mediante la referencia (ACI-224, 2001) y establece las siguientes grietas máximas permisibles bajo cargas de servicio, mostradas en la tabla 4.3.

CONDICIÓN DE EXPOSICIÓN	ANCHO DE GRIETA	
	PULGADAS	MILIMETROS
Aire seco o membrana protectora.	0.016	0.41
Humedad, Aire húmedo, suelo.	0.012	0.30
Químicos para deshielo.	0.007	0.18
Agua de mar y brisa marina, humedecimiento y secado.	0.006	0.15
Estructuras de contención de agua, se excluyen ductos sin presión	0.004	0.10

Tabla 4.3. Tolerancias para anchos de grieta

Y la ecuación que predice el ancho de grieta probable es, de la misma referencia (ACI-224, 2001), la que se muestra enseguida, este criterio será revisado cuando sea necesario según el uso definitivo de la estructura.

$$w = 0,076 \beta f_s^3 \sqrt{dcA} 10^{-3} \quad [\text{REF 9}] (\text{ACI-224, 2001}), [\text{REF 10}] (\text{Nilson, 2001})$$

4.8. CURVA DE OPTIMIZACIÓN A FLEXIÓN

Asociando en una gráfica el peralte de la sección transversal del elemento (abscisas) y las áreas de acero de refuerzo (ordenadas) es posible construir las curvas:

- Asmax.- Acero máximo en la sección
- Asmin.- Acero mínimo de la sección
- Asprop.- Acero demandado por el momento actuante.

Con un análisis de las tres curvas es posible determinar una zona donde el peralte y el acero de refuerzo se optimizan, logrando un diseño estructural igualmente optimizado. Esta herramienta se utilizará para determinar los aceros de refuerzo a flexión de los elementos estructurales.

4.9. CUANTIAS MÍNIMAS

4.9.1. CUANTIA MÍNIMA POR FLEXIÓN

Para la obtención del área de refuerzo mínima a flexión se siguen los criterios y recomendaciones de (ACI-324, 2001) [REF 11], capítulo 10.5:

$$A_s = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{F_y} b_w d, \text{ pero no menor de } A_{s_{\min}} = \frac{1,40}{F_y} b_w d$$

Dónde:

A_s = Área de refuerzo para tomar la tracción inducida por la flexión.

f'_c = Resistencia a compresión nominal del concreto.

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

b_w = Ancho unitario (losas) o ancho del elemento a flexión.

d = Peralte efectivo.

Los requisitos de área mínima pueden ser ignorados si en cada sección estructural se proporciona un A_s mayor al requerido por análisis en cuando menos un tercio; lo anterior conforme al capítulo 10.5.3.

4.9.2. CUANTIA MÍNIMA POR RETRACCIÓN Y TEMPERATURA

Para la obtención de la cuantía de refuerzo (A_s/A_g) por contracción y expansión térmica se siguen los criterios y recomendaciones de (ACI 318, 2011) capítulo 7.12, donde se establece que dicha cuantía debe ser cuando menos igual a los valores dados a continuación, pero no menos que 0,0014, la tabla 4.4 muestra los valores mínimos.

En losas donde se empleen barras corrugadas grado 280 a 350	0,0020
En losas donde se empleen barras corrugadas o refuerzo electrosoldado de alambre grado 420	0,0018
En losas donde se utilice refuerzo de una resistencia a la fluencia mayor que 420 mpa, medida a una deformación unitaria de 0.35%	$\frac{0,0018 \times 420}{F_y}$
Tabla 4.4. Cuantías mínimas por retracción y temperatura	

4.10. PERALTES

En su capítulo 9.5.2 el Committe 318 (ACI 318, 2011) recomienda expresiones que permiten obtener aquellos espesores mínimos de elementos estructurales para los cuales no es necesario investigar las deflexiones. Estos valores serán usados para determinar los espesores definitivos de los elementos. La información referida es la que se presenta en la tabla 4.5.

	Simplemente Apoyados	Con un Extremo Continuo	Ambos Extremos Continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse a deflexiones grandes			
Losas Macizas en una Dirección	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o losas nervadas en una dirección	L/16	L/18,5	L/21	L/8

Tabla 4.5. Espesores mínimos que no requieren investigar las deflexiones.

4.11. REVISIÓN DE DEFLEXIONES

Cuando los límites de los peraltes indicados no se cumplan, deberán investigarse las deflexiones; para ello el cálculo de deflexiones inmediatas se realizará para cargas de servicio, tomando los valores obtenidos de los análisis estructurales. Las deflexiones adicionales a largo plazo se calcularán según lo establecido en el capítulo 9.5.2.5 del (ACI 318, 2011), multiplicando los valores de deflexión inmediata por el factor λ_{Δ} el cual se obtiene mediante:

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad [\text{REF 1}] \text{ (ACI 318, 2011) Ecuación (9-11)}$$

Dónde:

ρ' *Cuantía de refuerzo a compresión de la sección analizada, calculada con bw y d*

ξ *Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas*

Los valores calculados mediante el procedimiento descrito deberá ser menor a los indicados como máximo admisibles en el capítulo 9.5.3 del (ACI-318, 2008), información que se reproduce a continuación en la tabla 4.6.

Tipo de Elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas que no soportan ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles a sufrir daños debido a deflexiones	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L	$l/180^*$
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L	$l/180$
Sistema de entepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de elementos no e estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)	$l/180^{**}$
Sistema de entepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		$l/180^{***}$

Tabla 4.6. Deflexión máxima admisible calculada.

4.12. SISTEMAS DE JUNTAS

4.12.1. JUNTA ESTRUCTURAL

La bocatoma será independiente de la tubería a presión y para ello se prevé una junta estructural localizada entre el término de la bocatoma y el inicio de la tubería a presión previniendo el cambio de rigidez y esfuerzos entre los dos elementos.

4.12.2. JUNTA DE CONSTRUCCIÓN

En la construcción de la bocatoma por su geometría se colocará un sistema de juntas transversales y longitudinales siendo éstas de construcción.

4.13. REFUERZO

En lo que respecta al detallado del refuerzo deberá cumplir con lo establecido el capítulo 7 “detalles del refuerzo”

Particularmente a la fijación de tapas y escaleras deberá seguirse lo establecido en ACI318 Apéndice D “Anclaje al Concreto”

4.14. RECUBRIMIENTO

El recubrimiento libre en los elementos estructurales, se tomará como se indica en capítulo 7.7 (ACI-318, 2011)

- Para concreto expuesto al contacto con el suelo o el clima 75mm.
- El recubrimiento libre en trabes, columnas y losas 40mm.

En su capítulo 7.7 el Committe 350 (ACI-350, 2001) [REF 12], recomienda para estructuras hidráulicas en caras expuestas al agua o a tierra un recubrimiento libre de 50 mm.

Estas dos recomendaciones han de seguirse para determinar el recubrimiento que cumpla con la optimización estructural y con los requisitos de cobertura del acero de refuerzo.

4.15. DISEÑO ESTRUCTURAL DE REJILLAS

La bocatoma vista en alzado tiene una configuración comenzando con la losa de protección, seguida de las rejillas de protección las cuales están conformadas por columnas, travesaños y rejillas metálicas además la bocatoma sigue la inclinación del talud. Los abocinamientos siguen la geometría elíptica (figuras 4.2, 4.3 y 4.4), cuya ecuación es mostrada en las figuras correspondientes.

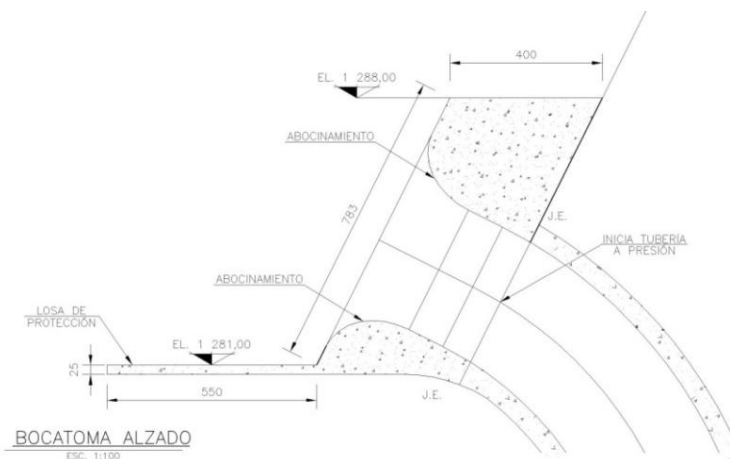


Figura 4.2. Alzado bocatoma

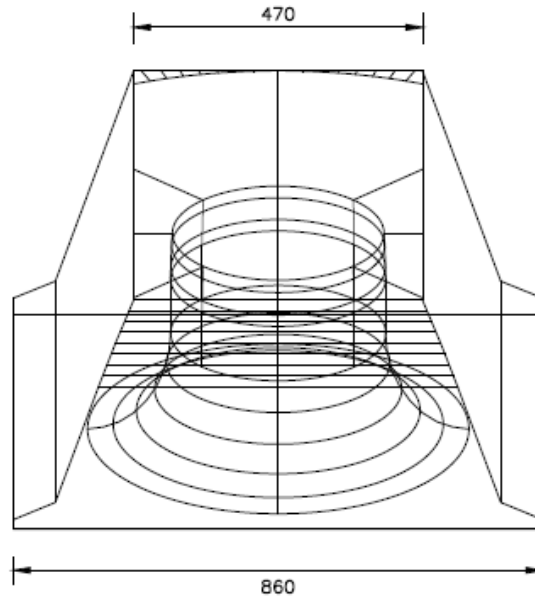


Figura 4.3. Poyección frontal de bocATOMA

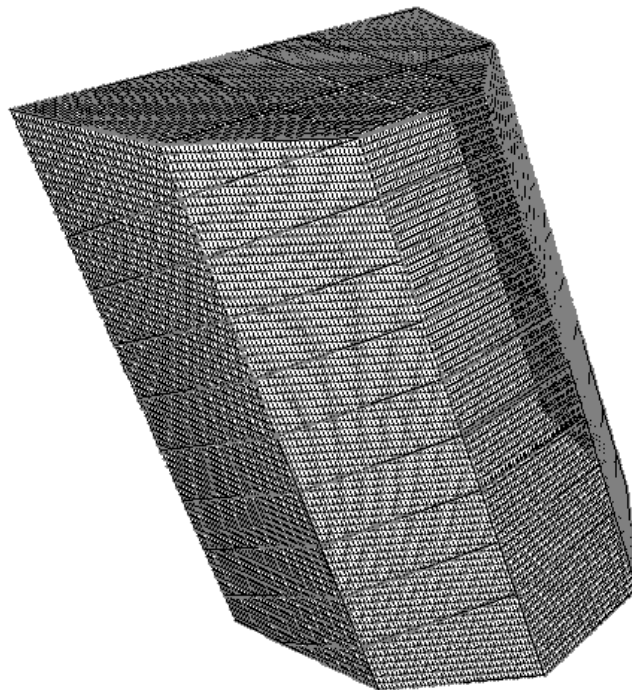


Figura 4.4. Rejillas Metálicas

Dicha estructura es diseñada y construida para evitar el paso de materia sólida hacia las tuberías a presión y a la casa de máquinas donde se encuentra ubicadas las turbinas y evitar daños a estas estructuras mecánicas.

En consecuencia se realiza el diseño bajo todas las consideraciones de carga posibles que puedan afectar a las rejillas.

Las rejillas evitan que cuerpos sólidos que arrastra la corriente ingresen a la toma de agua, evitando problemas tales como afectar los mecanismos de válvulas y compuertas ubicados aguas abajo.

Los elementos que integran una rejilla son principalmente soleras de hierro, apoyadas en vigas de concreto o en viguetas de acero estructural.

Las soleras generalmente son de 1 cm a 3 cm de ancho por 5 cm a 15 cm de altura, con separaciones de 5 cm a 15 cm centro a centro (dependiendo del tamaño de los mecanismos que se instalen aguas abajo), y con una longitud L total, que puede llegar a los 5,0 m, en función de las condiciones particulares de cada caso, figura 4.5.

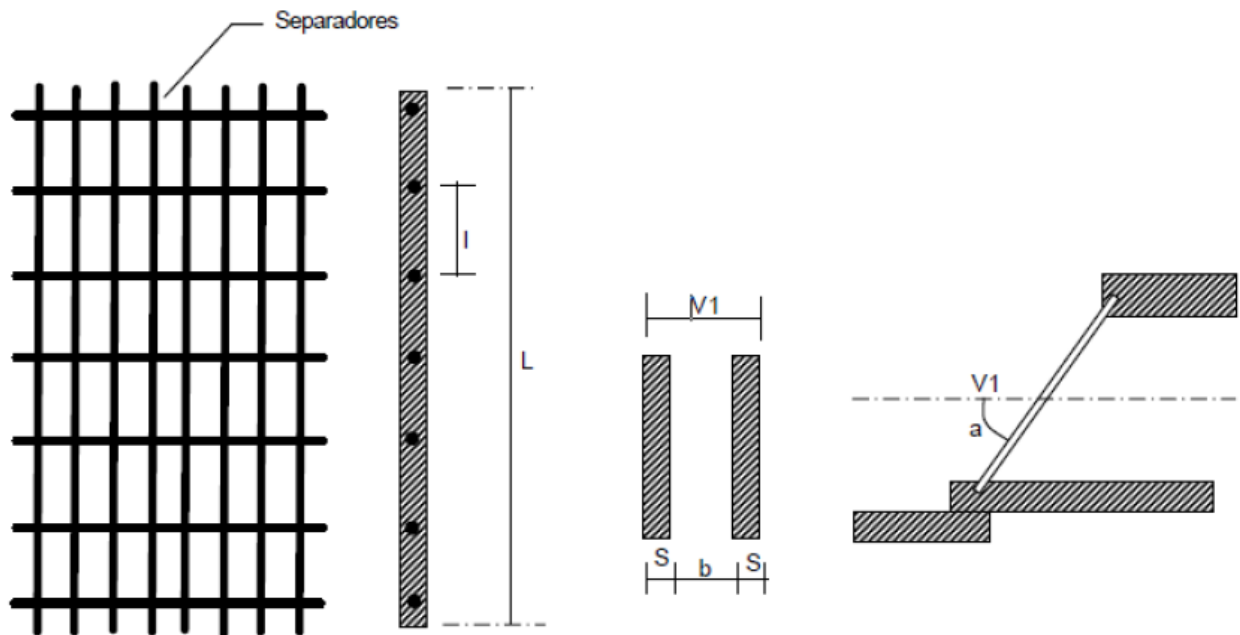


Figura 4.5. Rejillas

Consideraciones de carga:

1. Pérdidas de energía por rejillas.
2. Suposición de una obturación en las rejillas.

Dichas condiciones de cargas son analizadas bajo las siguientes consideraciones:

Pérdidas por rejillas:

$$h_{Rj} = \beta \left(\frac{S}{B} \right) * \sin\gamma \frac{Vo^2}{2g}$$

Dónde

h_{Rj} = Pérdidas de carga por rejillas, m.

S = Grosor de las rejillas, cm

B = Separación entre paños interiores, cm

γ = Ángulo que forma el plano de las rejillas y la horizontal

Vo = Velocidad del líquido, inmediatamente antes de que entre a las rejillas, m/s.

β = Coeficiente que varía de acuerdo a la forma geométrica de las rejillas.

Datos

S = 0,013 m

B = 0,05 m

γ = 26,56 °

Vo = 0,93 m/s

TIPO DE REJA	β
De sección rectangular	2.42
Con aristas redondeadas	1.83
Con el extremo final adelgazado	1.63
De sección circular	1.79

Tabla 4.7 Coefecintes de pérdida

Haciendo la sustitución tenemos que las perdidas por rejillas son:

$$h_{Rj} = 0,23 \text{ m}$$

Dicha carga se manifiesta en la totalidad de la la rejilla y en la dirección del flujo del agua.

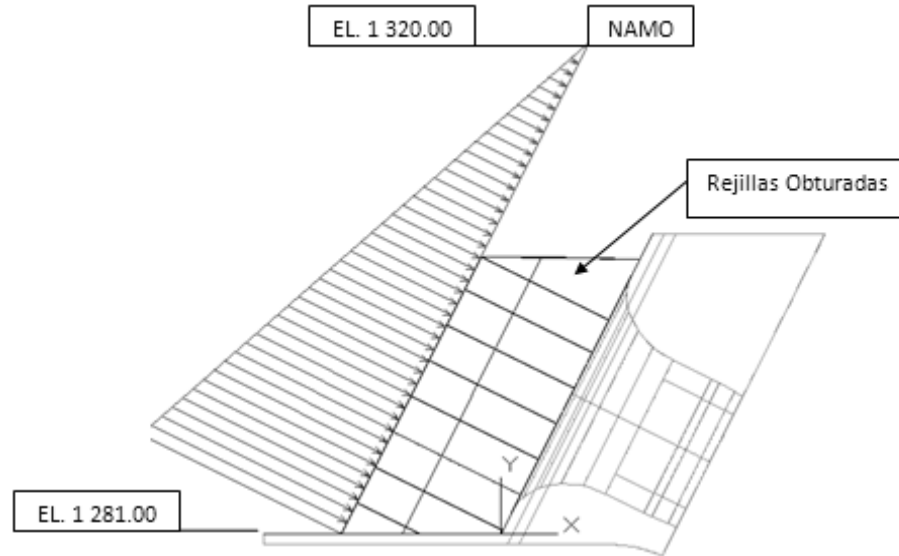


Figura 4.6. Esquema rejillas obturadas

Rejilla obturada (figura 4.6), un caso inusual de operación en donde se hace una suposición que las rejillas que evitan el paso de material sólido a la tubería a presión y a las turbinas en casa de máquinas se obstruyen, generando un esfuerzo inmediato a la bocatoma, dicho esfuerzo asimilado como un empuje hidrostático sobre la bocatoma.

Para el análisis estático que supone que las rejillas se encuentran obturadas, se determina un empuje generado por la carga hidráulica al NAMO.

$$F_w = \frac{1}{2} * \gamma_w * H_w^2$$

Peso volumétrico del agua=	9,81	kN/m ³
Columna de carga al NAME=	39,00	m
Fuerza Hidrostática (NAME)=	7 460,51	kN
Brazo de acción =	2,61	m
Momento (NAME)=	1 9521,783	kN/m

Porcentaje %	5 %	10 %	15 %	20 %
Fuerza Hidrostática (kN)	373,0	746,0	1119,0	1494,1

Marcos principales que conforman las Rejillas de la Bocatoma, figura 4.7.

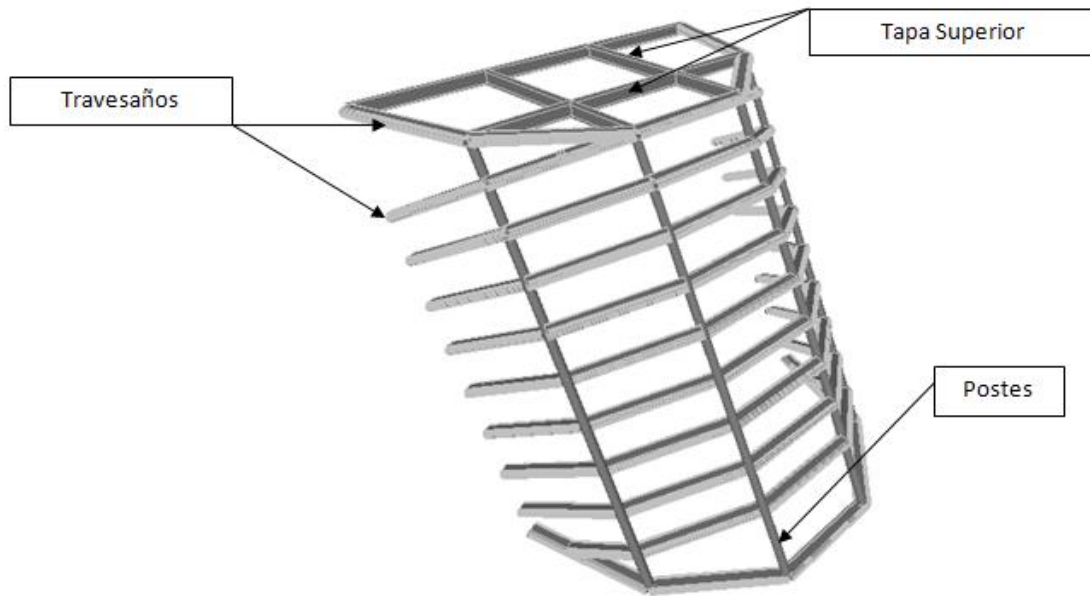


Figura 4.7. Marcos principales de rejillas

RejillaTipo.

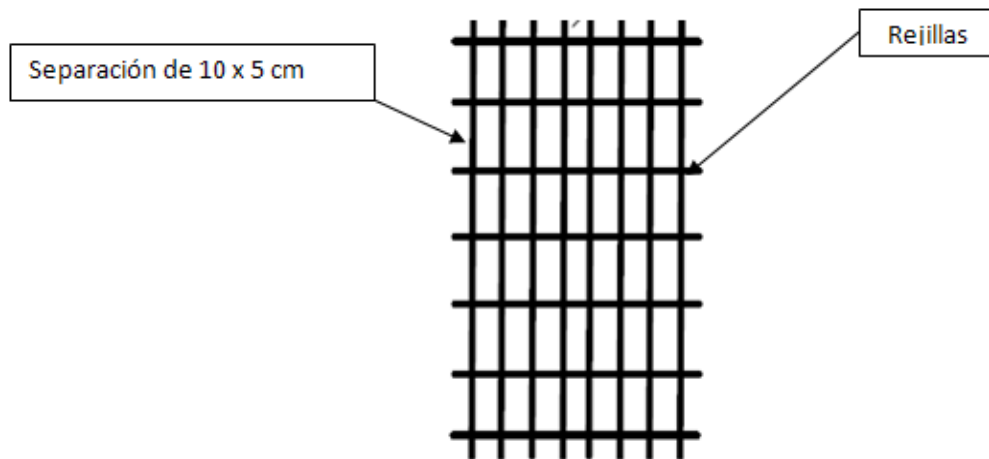


Figura 4.8. Rejillas tipo

Secciones propuestas para los marcos principales figuras 4.9, 4.10, 4.11, 4.12 y 4.13

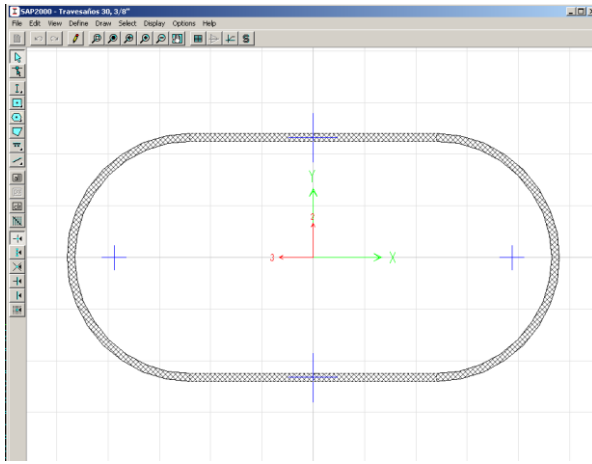


Figura 4.9. Sección 1 ó travesaños principales, sección diseñada para que las rejillas este asentadas sobre esta sección, compuesta por dos secciones circulares y dos secciones rectangulares.

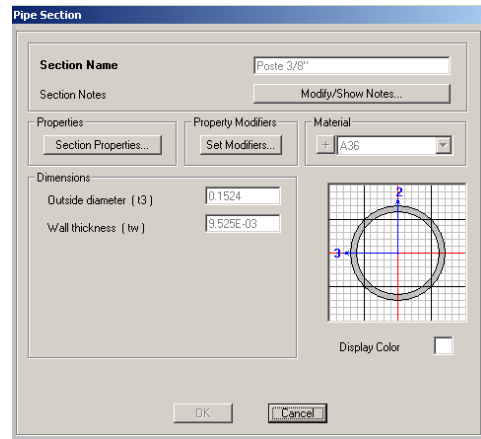


Figura 4.10. Sección 2 ó postes principales, sección que trabaja como las columna principales de la Bocatoma

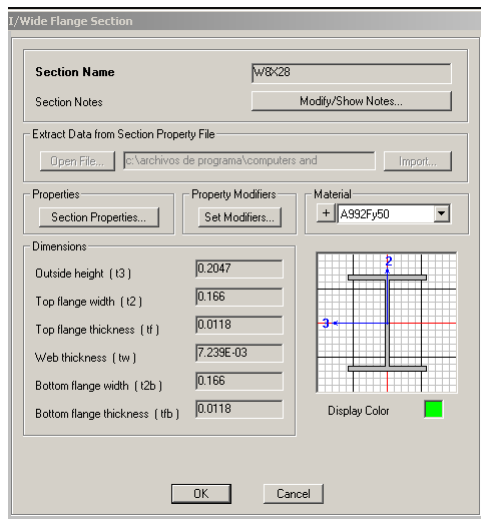


Figura 4.11. Sección 3 ó tapa superior A, perfil donde hacienta la sección superior de la Bocatoma (tapa) dichos perfiles propuestos para recibir las rejillas metálicas en la parte superior

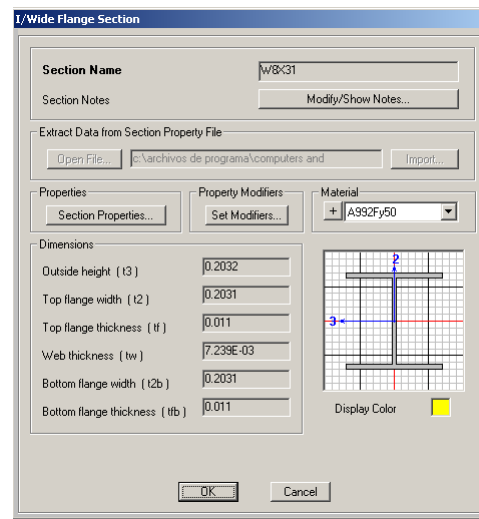


Figura 4.12. Sección 4 ó tapa superior B, perfil donde asienta la sección superior de la Bocatoma (tapa) dichos perfiles propuestos para recibir las rejillas metálicas en la parte superior

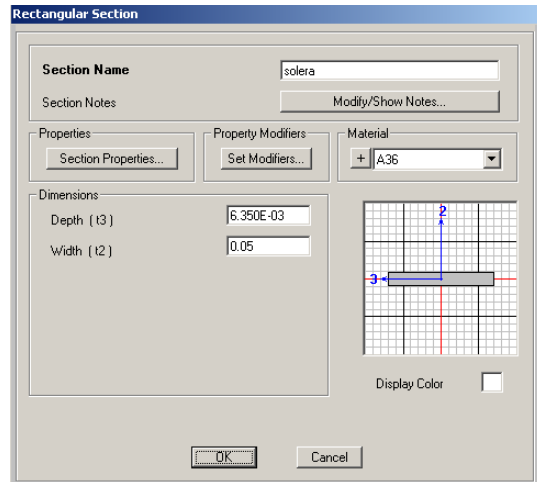


Figura 4.13. Soleras de Rejillas

Analizando en SAP 2000 , geometría y apoyos.

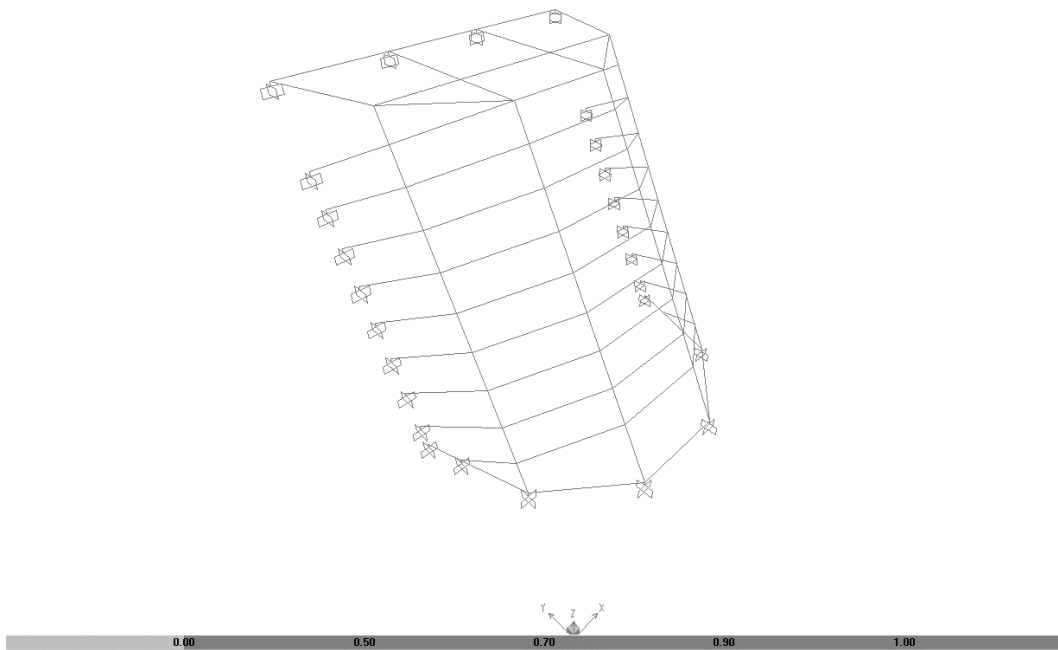


Figura 4.14 Apoyos de rejillas

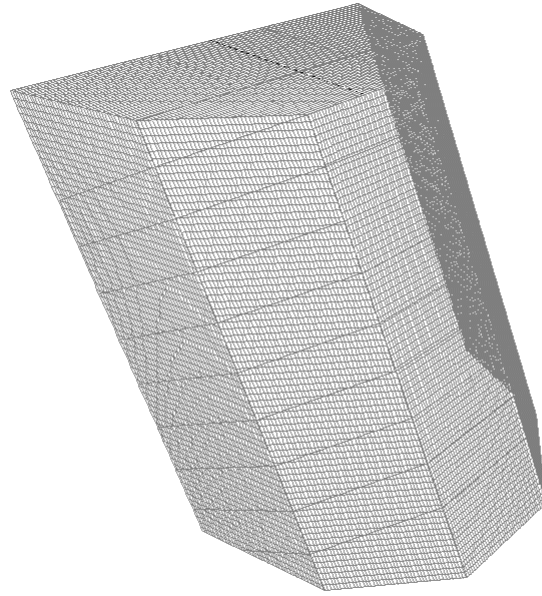


Figura 4.15. Análisis de ratios

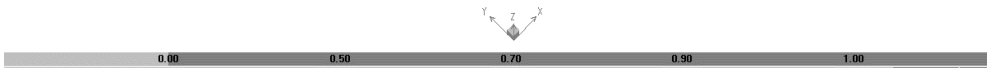
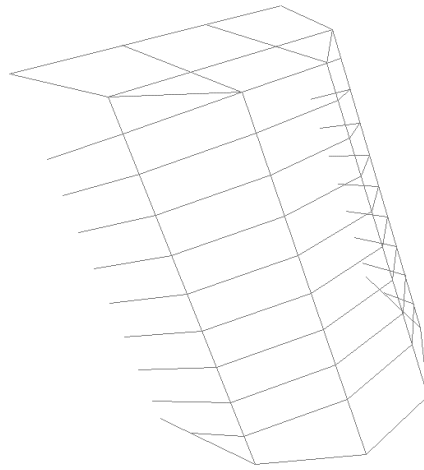


Figura 4.16. Estructura principal SAP 2000

A continuación se presentan la tabla 4.8 que contiene los resultados del análisis de la rejillas .

TABLA 25: Steel Design 1 - Summary Data - AISC-LRFD93							
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType	Combo	Location
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	m
3	Travesaños 40, 3/8"	Beam	No Messages	0.157839	PMM	COMB2	2.16
4	Poste 3/8"	Brace	No Messages	0.382491	PMM	COMB2	7.50
5	Poste 3/8"	Brace	No Messages	0.366623	PMM	COMB2	7.50
8	Poste 3/8"	Brace	No Messages	0.718132	PMM	COMB2	7.50
15	Poste 3/8"	Brace	No Messages	0.755197	PMM	COMB2	7.50
15582	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.067405	PMM	COMB2	0.00
15583	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.066011	PMM	COMB2	0.00
15607	Travesaños 40, 3/8"	Beam	No Messages	0.269617	PMM	COMB2	2.16
15693	Travesaños 40, 3/8"	Beam	No Messages	0.168292	PMM	COMB2	2.25
16007	Travesaños 40, 3/8"	Beam	No Messages	0.231342	PMM	COMB2	2.40
16085	Travesaños 40, 3/8"	Beam	No Messages	0.270207	PMM	COMB2	0.00
16253	Travesaños 40, 3/8"	Beam	No Messages	0.176562	PMM	COMB2	0.00
16656	Travesaños 40, 3/8"	Beam	No Messages	0.159794	PMM	COMB2	0.00
16829	Travesaños 40, 3/8"	Beam	No Messages	0.178508	PMM	COMB2	1.10
17043	Travesaños 40, 3/8"	Beam	No Messages	0.182972	PMM	COMB2	1.10
17257	Travesaños 40, 3/8"	Beam	No Messages	0.187562	PMM	COMB2	1.10
17471	Travesaños 40, 3/8"	Beam	No Messages	0.189327	PMM	COMB2	1.10
17685	Travesaños 40, 3/8"	Beam	No Messages	0.187893	PMM	COMB2	1.10
17899	Travesaños 40, 3/8"	Beam	No Messages	0.179615	PMM	COMB2	1.10
18084	Travesaños 40, 3/8"	Beam	No Messages	0.159412	PMM	COMB2	2.16
18370	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.234796	PMM	COMB2	1.01
18883	Travesaños 40, 3/8"	Beam	No Messages	0.720626	PMM	COMB2	2.25
18888	Travesaños 40, 3/8"	Beam	No Messages	0.078839	PMM	COMB2	1.57
18890	Travesaños 40, 3/8"	Beam	No Messages	0.728107	PMM	COMB2	0.00
18892	Travesaños 40, 3/8"	Beam	No Messages	0.271925	PMM	COMB2	0.00
18901	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.264449	PMM	COMB2	0.00
18911	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.257991	PMM	COMB2	0.00
18921	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.300774	PMM	COMB2	2.16
18928	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.276761	PMM	COMB2	0.00

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA BOCATOMA DEL P.H. PASO ANCHO

18938	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.251424	PMM	COMB2	2.16
18948	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.320235	PMM	COMB2	2.16
18955	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.279506	PMM	COMB2	0.00
18965	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.26726	PMM	COMB2	2.16
18975	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.327843	PMM	COMB2	2.16
18991	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.282546	PMM	COMB2	0.00
19001	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.27229	PMM	COMB2	2.16
19011	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.328989	PMM	COMB2	2.16
19025	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.281783	PMM	COMB2	0.00
19035	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.275486	PMM	COMB2	2.16
19045	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.326507	PMM	COMB2	2.16
19061	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.275955	PMM	COMB2	0.00
19071	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.271837	PMM	COMB2	2.16
19081	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.31964	PMM	COMB2	2.16
19095	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.262089	PMM	COMB2	0.00
19105	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.258268	PMM	COMB2	2.16
19115	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.308541	PMM	COMB2	2.16
19129	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.267644	PMM	COMB2	0.00
19136	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.25747	PMM	COMB2	1.42
19143	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.308463	PMM	COMB2	2.16
19168	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.209106	PMM	COMB2	0.00
19176	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.264627	PMM	COMB2	0.00
19180	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.233829	PMM	COMB2	0.00
19187	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.279187	PMM	COMB2	0.00
19194	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.193023	PMM	COMB2	0.00
19218	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.305469	PMM	COMB2	0.00
19222	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.315345	PMM	COMB2	0.00
19226	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.318562	PMM	COMB2	0.00
19230	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.314991	PMM	COMB2	0.00
19234	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.305095	PMM	COMB2	0.00
19238	Travesaños 40, 3/8"	Brace	No Messages	0.28318	PMM	COMB2	0.00
25	W8X28	Beam	No Messages	0.384308	PMM	COMB2	0.00

30	W8X28	Beam	No Messages	0.388611	PMM	COMB2	1.85
78	W8X31	Beam	No Messages	0.803251	PMM	COMB2	2.83
81	W8X28	Beam	No Messages	0.310998	PMM	COMB2	4.60

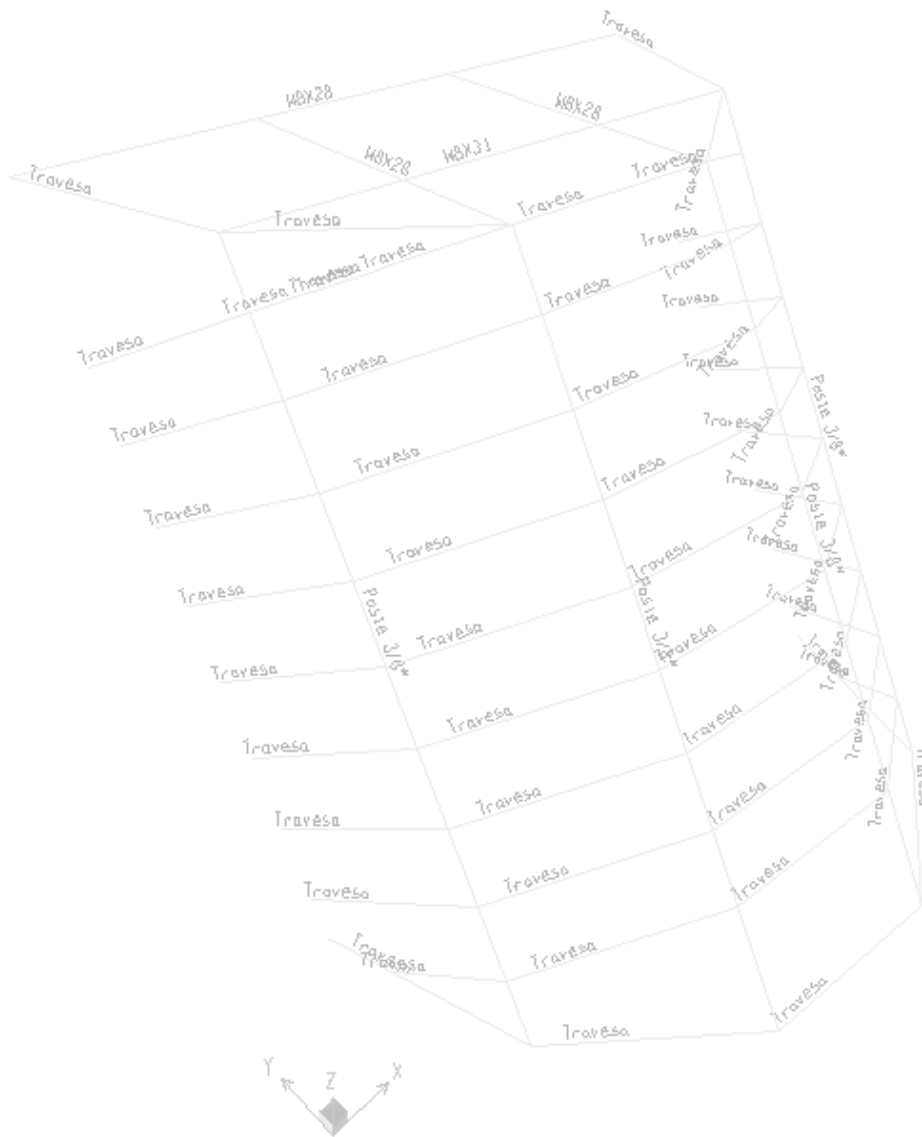


Figura 4.17. Croquis de ubicación

Los relaciones entre los esfuerzos actuantes y los resistentes se encuentran en el rango establecido < 1 .

4.16. ANÁLISIS CON EL PROGRAMA MULTIPHYSICS SIMULATION

4.16.1. BOCATOMA

Se determinan los esfuerzos a los que está sujeta la bocatoma de generación mediante un software de Autodesk figura 4.18, al cual se le incorporan las consideraciones de carga, determinando los esfuerzos internos, los desplazamientos y las deformaciones principales a las que se encuentra sometida la bocatoma.

Todos los elementos de carga que inciden sobre la estructura ya fueron descritos en capítulo 2 referido con anterioridad, por lo tanto en este capítulo solo se presentará el análisis al cual fue sometida la estructura y los resultados del mismo.

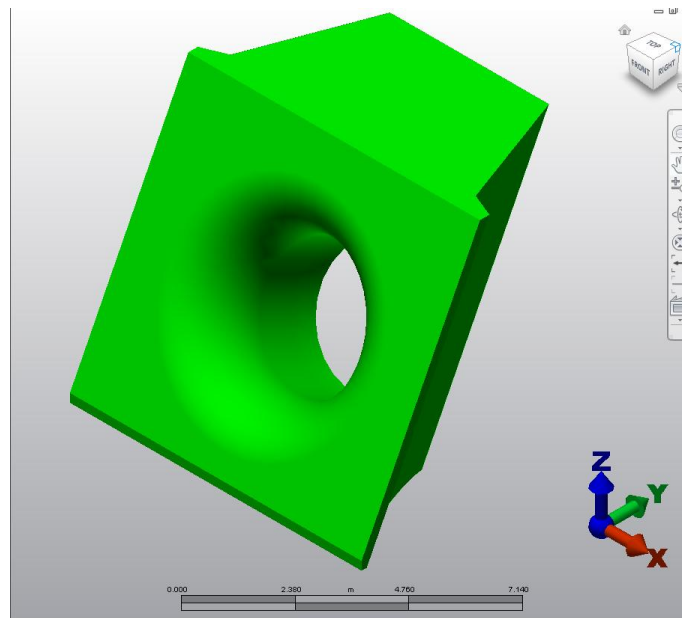


Figura 4.18. Bocatoma de generación

Datos generales de entrada
y Concreto = $23,54 \text{ kN/m}^3$

PGA: Amortiguamiento 5% y $T_r=200$ años

OBE = 0,25 g

Componente horizontal

OBE = 0,18 g

Componente vertical

PGA: Amortiguamiento 5% y $T_r=1\ 000$ años

MDE = 0,40 g

Componenete horizontal

MDE = 0,28 g

Componente vertical

Como se muestra en la Figura 4.18 como se determinan las superficies o las caras, las cuales estarán sujetas las diferentes cargas, son definidas mediante mallas para facilitar su análisis, la estructura fue dividida en 17 superficies.

El análisis estructural es definido a partir de los apoyos sobre los que está la bocatoma, dichos apoyos se definen en el programa y son determinantes para que este arroje los datos correctos para un buen análisis estructural.

4.16.2. APOYOS

Son definidos mediante los módulos de reacción previamente calculados, cabe mencionar que dichos apoyos definidos como no lineales, para limitar la respuesta de los mismos sólo a las reacciones de compresión, ya que la roca no admite esfuerzos de tensión, figura 4.19.

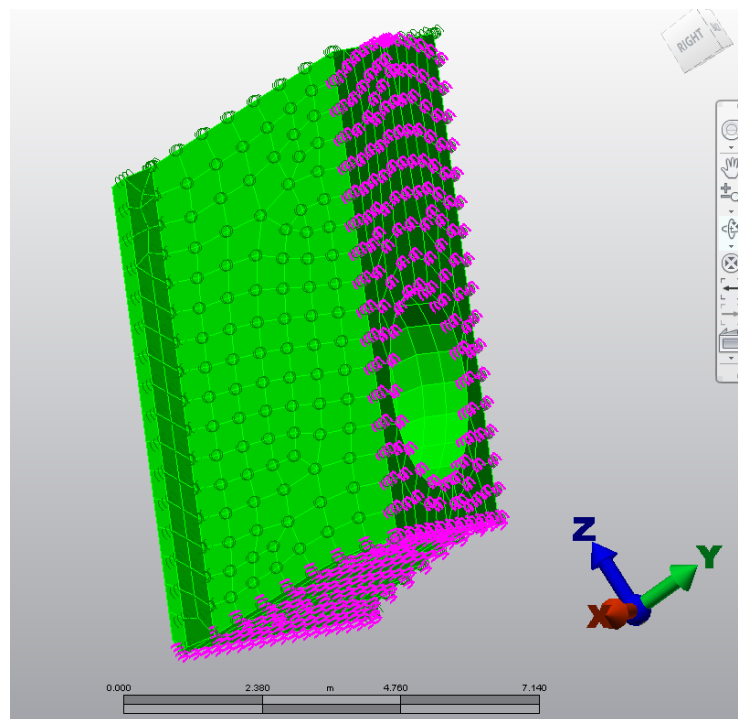


Figura 4.19. Representación gráfica de apoyos

La asignación de cargas mediante las superficies es definida a partir de los cálculos realizados con anterioridad, la carga de roca definida como un esfuerzo en toda la superficie en la que se encuentra en contacto con la roca.

4.16.3. CARGA DE ROCA

Suposición que hace referencia a la formación de una cuña la cual afecta directamente a las bocatomas y la cual causa esfuerzos y momentos considerables, en la figura 4.20 se muestra gráficamente como la carga de roca es aplicada en la cara que se encuentra en contacto con el talud de la obra de toma.

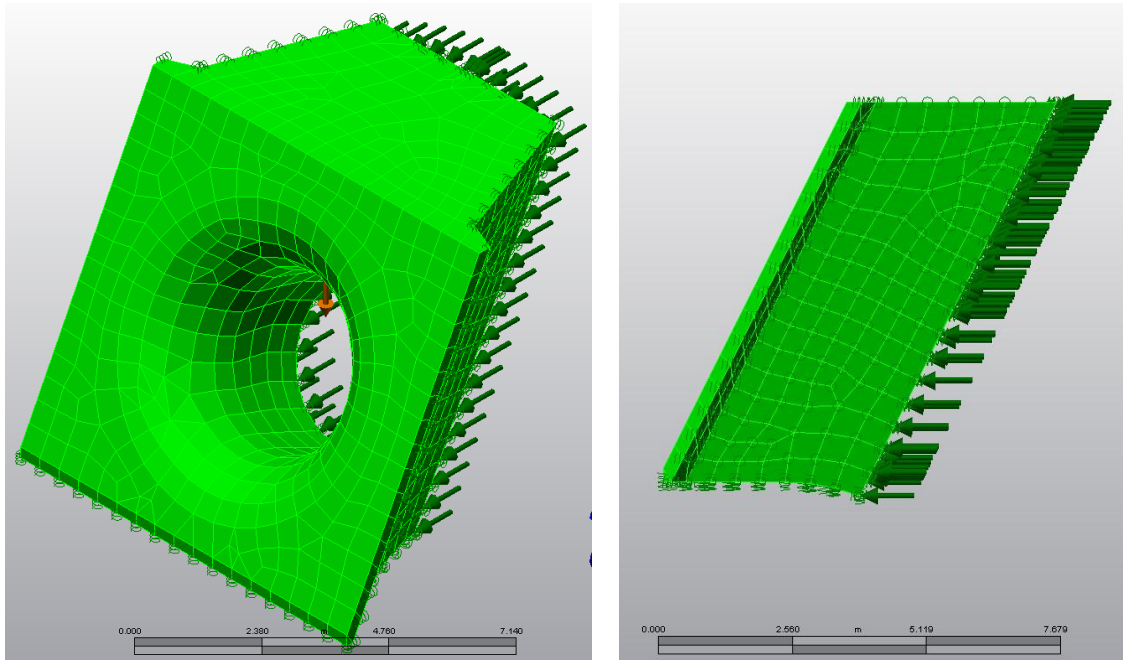


Figura 4.20. Carga de roca

4.16.4. SUBPRESIÓN EN LA BASE

La fuerza de subpresión es aplicada de forma normal a la superficie inferior como lo muestra la figura 4.21.

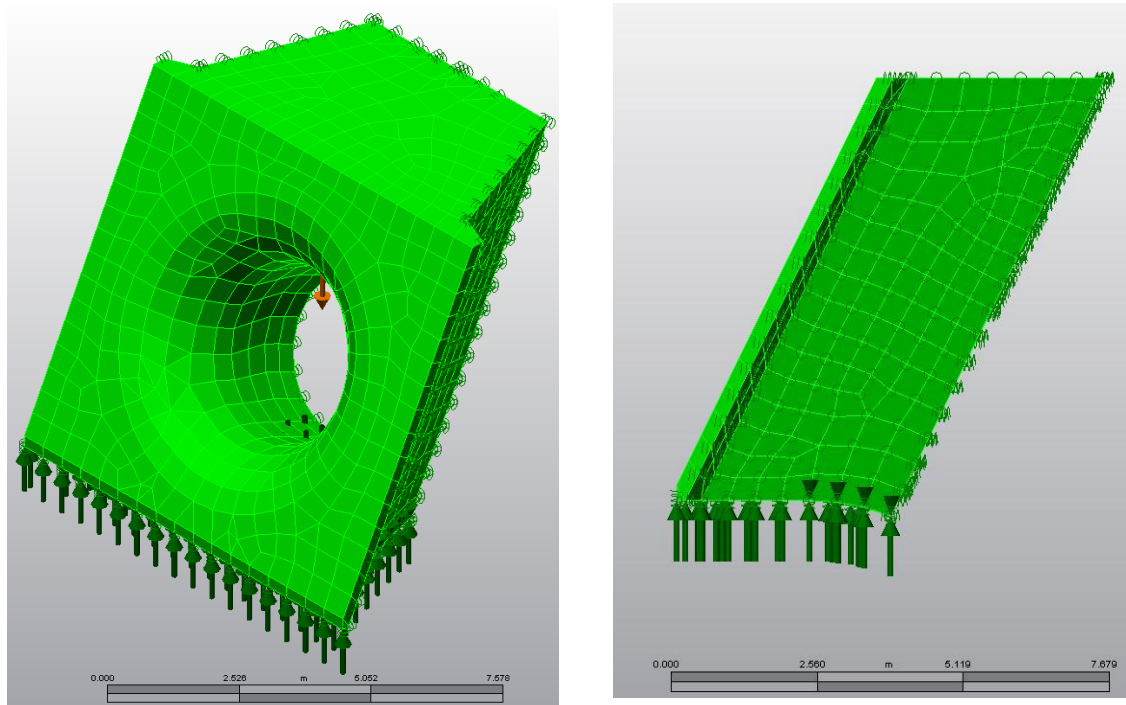


Figura 4.21. Subpresión en la base de la bocatoma

Bajo la consideración que la bocatoma se encuentra sumergida la mayor parte de su vida útil, la carga hidrostática a la que se encuentra sometida dicha estructura es la subpresión, la cual se presenta solo en un caso extremo de operación y las cuales se muestra en la Figura 4.21

4.16.5. ANÁLISIS SISMICO

El sismo en la estructura genera cargas horizontales y verticales en la misma, que deben ser aplicadas en el centroide de los elementos que la componen y tiene un brazo que trata de generar el volteo de la estructura, el análisis de un evento sísmico en la zona donde se encuentra ubicada la bocatoma es realizado mediante el estudio del espectro de diseño para un evento OBE, figura. 4.22.

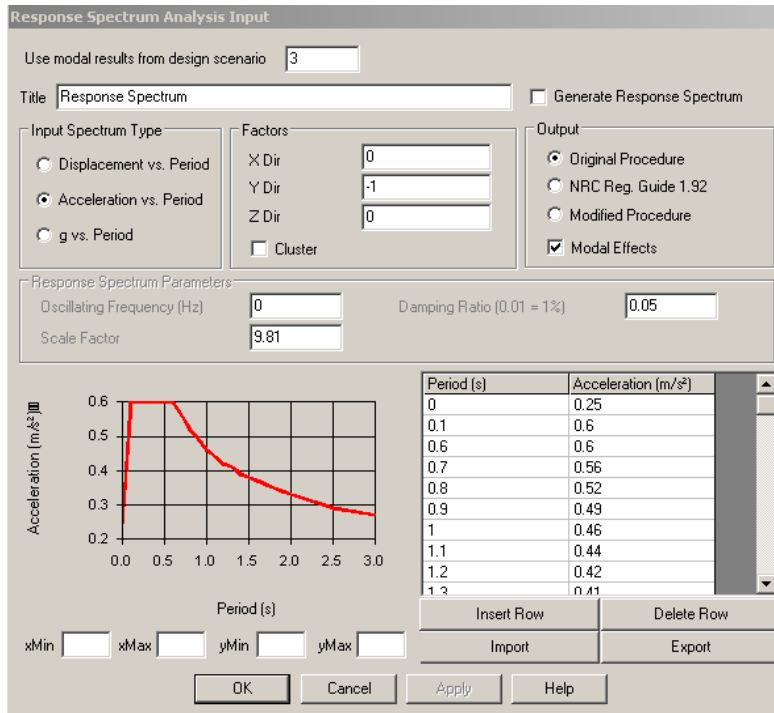


Figura 4.22. Espectro de diseño sismo OBE horizontal

$$P_{ey} = a W_s$$

$$M_{pey} = a W_s b_x$$

Dónde

W_s : Peso de la estructura

b_x : Brazo horizontal del centroide de la estructura respecto al punto O

a : Aceleración sísmica del evento de diseño

4.16.6. PÉRDIDAS POR REJILLAS

Con el objeto de impedir la entra de cuerpos sólidos a la tubería, suelen utilizarse estructuras de rejillas formadas por un sistema de soleras verticales, dichas estructuras son diseñadas con el objetivo principal de proteger las turbinas ubicadas en la casa de maquinas, figura.4.23.

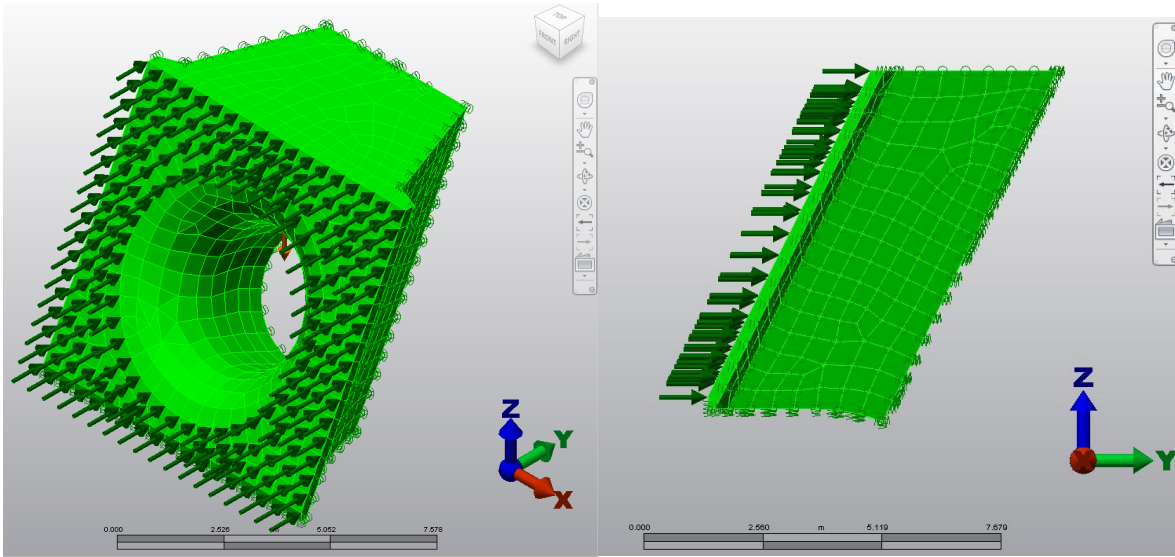


Figura 4.23. Perdidas por Rejillas

La metodología de análisis corresponde a la integración de los casos mediante una combinación de cargas actuantes en la estructura (ver tabla 26), para si comprobar el comportamiento de ésta y determinar los esfuerzos internos a los que se encuentra sujeta.

COMBO	D	LR	FR	HR	E	H
Combo 1	1,4	-	-	-	-	
Combo 2	1,2				1,0	
Combo 3	1,2	1,6		1,6		
Combo 4	1,2		1,6	1,6		
Combo 5	1,2			1,6		1,6

Tabla 4.9. Combinaciones de Carga

Dónde:

D = Carga Muerta

LR = Fuerza derivada por la pérdida de carga hidráulica en la rejilla

FR = Fuerzas generadas cuando la rejilla está parcialmente obturada

HR = Carga de Roca

E = Fuerza de Sísmo

H = Subpresión

Se presenta a continuación el análisis de esfuerzos y deformaciones respectivamente:

4.16.7. ESFUERZOS

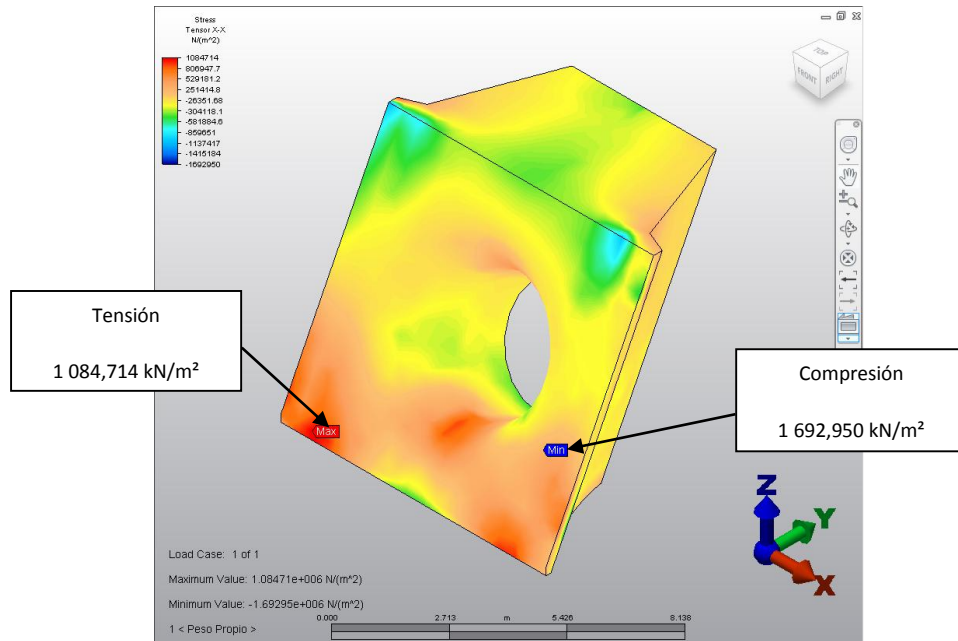


Figura 4.24. Esfuerzos en la dirección X-x

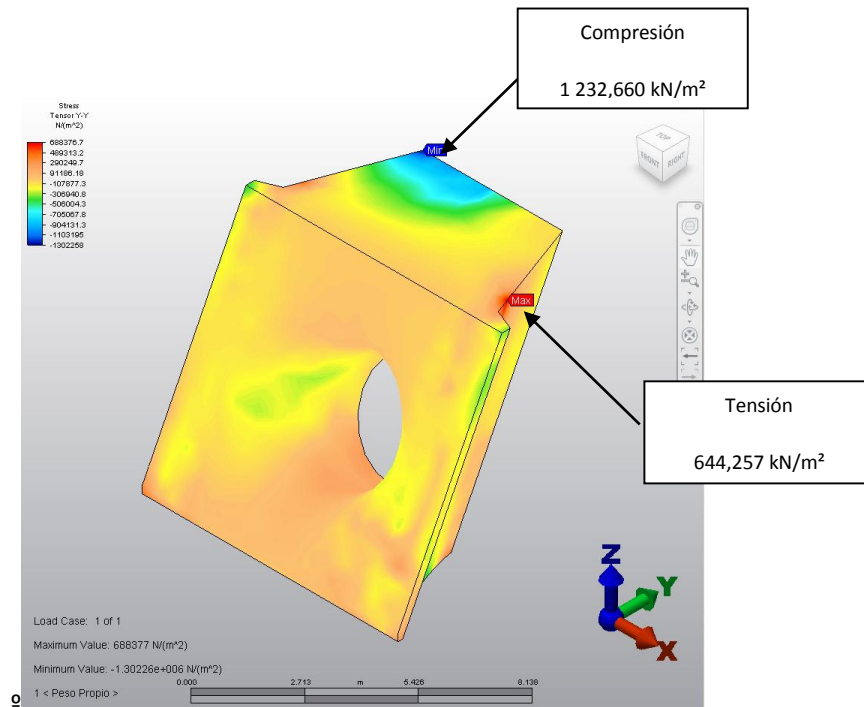


Figura 4.25. Esfuerzos en la dirección Y-y

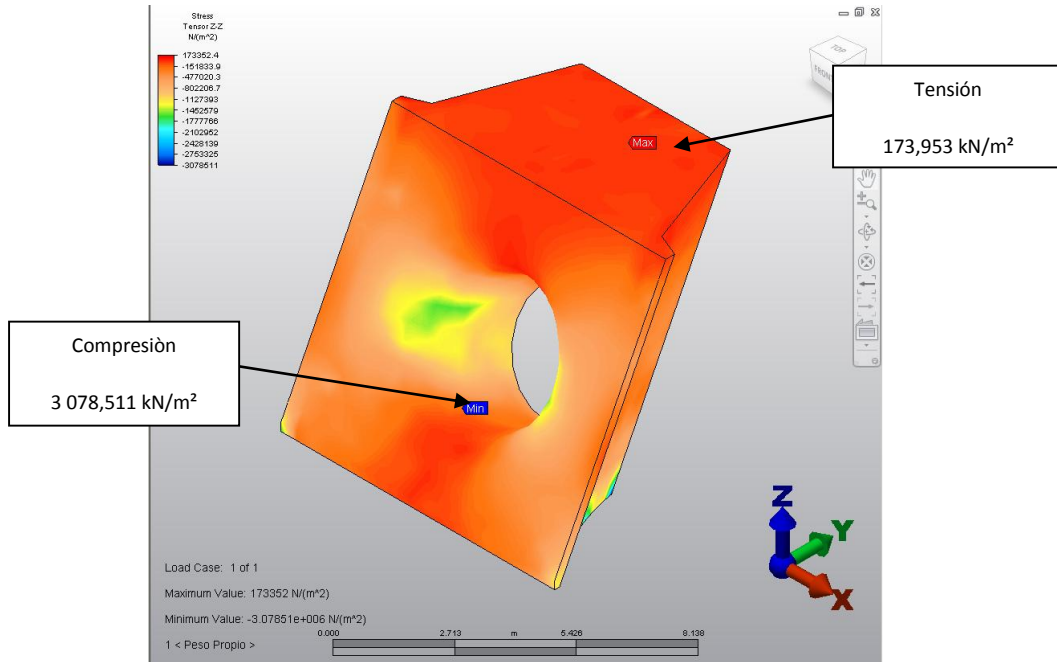


Figura 4.26. Esfuerzos en la dirección Z-z

4.16.8. ESFUERZOS CORTANTES

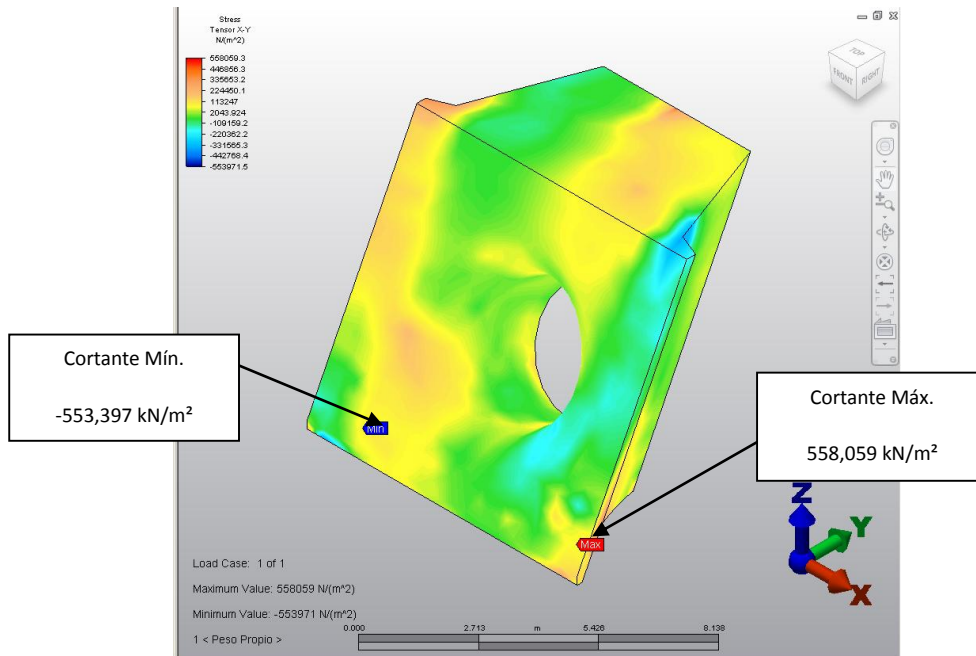


Figura 4.27. Esfuerzos cortantes en la dirección X-Y

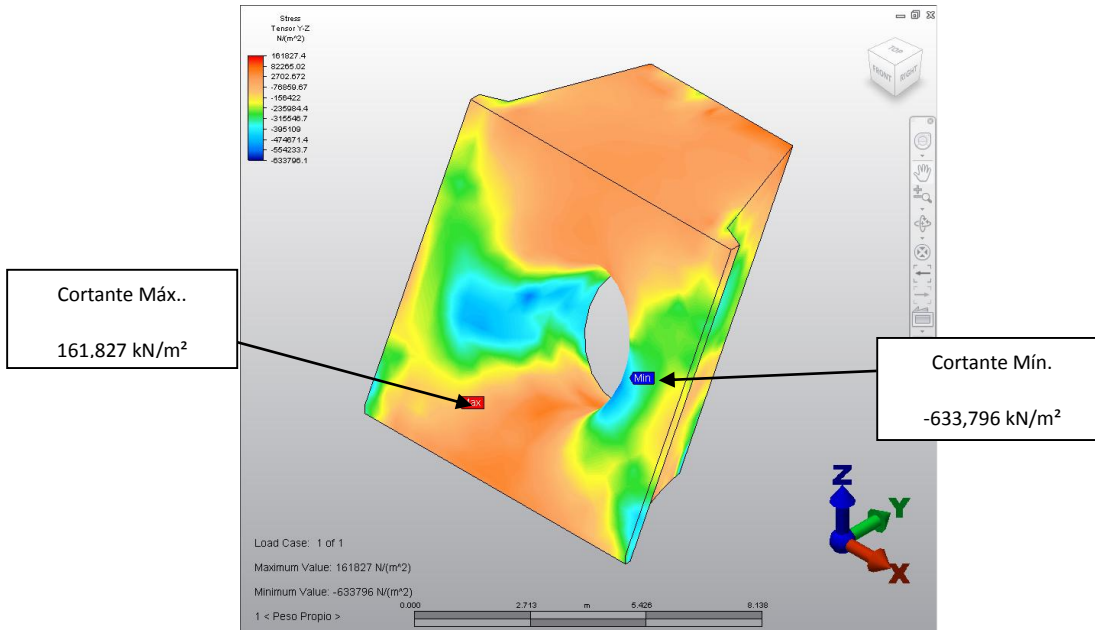


Figura 4.28. Esfuerzos cortantes en la dirección Y-Z

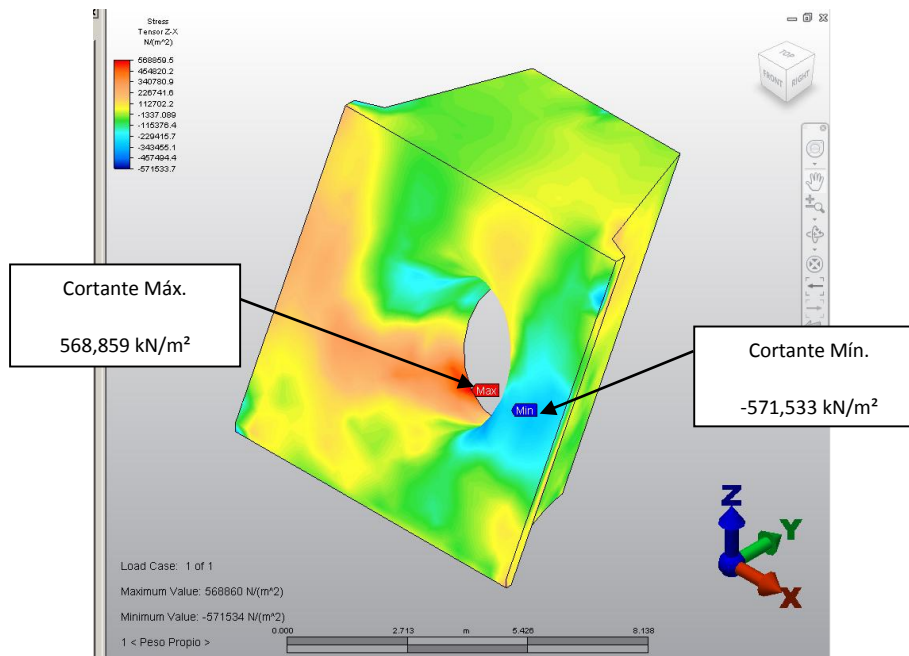


Figura 4.29 Esfuerzos cortantes en la dirección Z-X

4.16.9. DESPLAZAMIENTOS

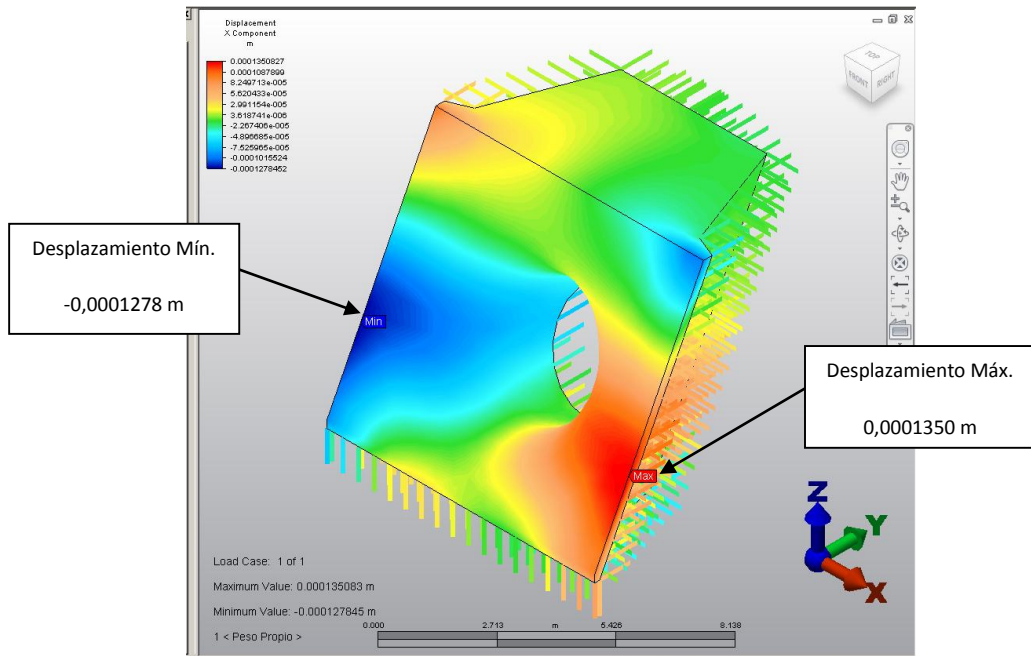


Figura 4.30. Desplazamientos en la Dirección X

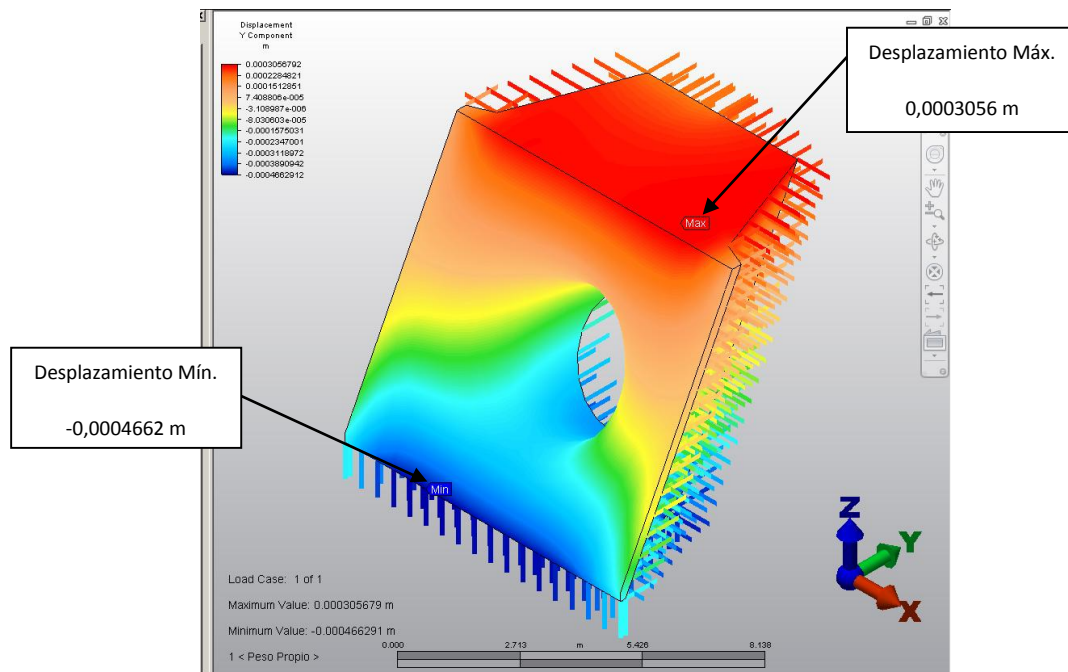


Figura 4.31. Desplazamientos en la Dirección Y

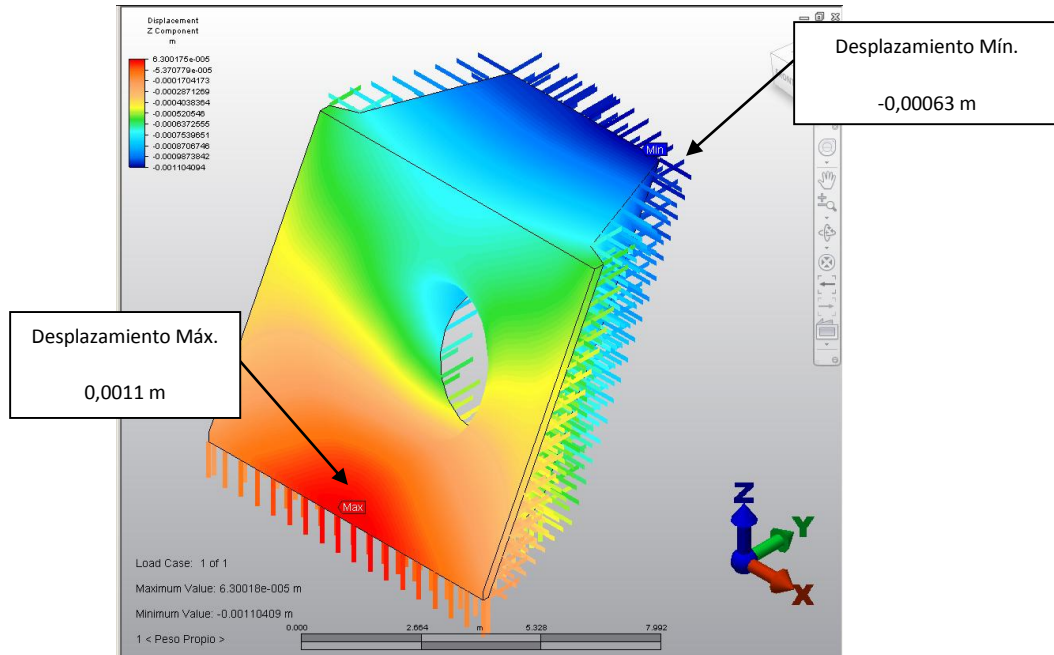


Figura 4.32. Desplazamientos en la Dirección Z

4.16.10. PARÁMETROS DE COMPARACIÓN

Tabla 4.10. Parámetros de Comparación

Tipo de Esfuerzo	Dirección	Tensión kN/m ²	Compresión kN/m ²	Permisible Tens. kN/m ²	Permisible Compres.kN/m ²
Esfuerzo	X - x	962,467	1 505,021	2 701,00	24 525,00
Esfuerzo	Y - y	644,257	1 232,660		
Esfuerzo	Z -z	159,953	2 958,357		

Tipo de Esfuerzo	Dirección	Máximo KN/m ²	Mínimo KN/m ²	Permisible KN/m ²
Esfuerzo Cortante	X - Y	503,924	-513,336	7 112,00
Esfuerzo Cortante	Y - Z	148,647	-611,992	
Esfuerzo Cortante	X -Z	543,182	540,692	

De los resultados presentados en la tabla 4.10, puede observarse que los esfuerzos a los que está sometida la estructura se encuentran dentro de los esfuerzos permisibles para una estructura diseñada como masiva, por lo cual se seguirán las recomendaciones del ACI para estructuras masivas y su refuerzo por temperatura.

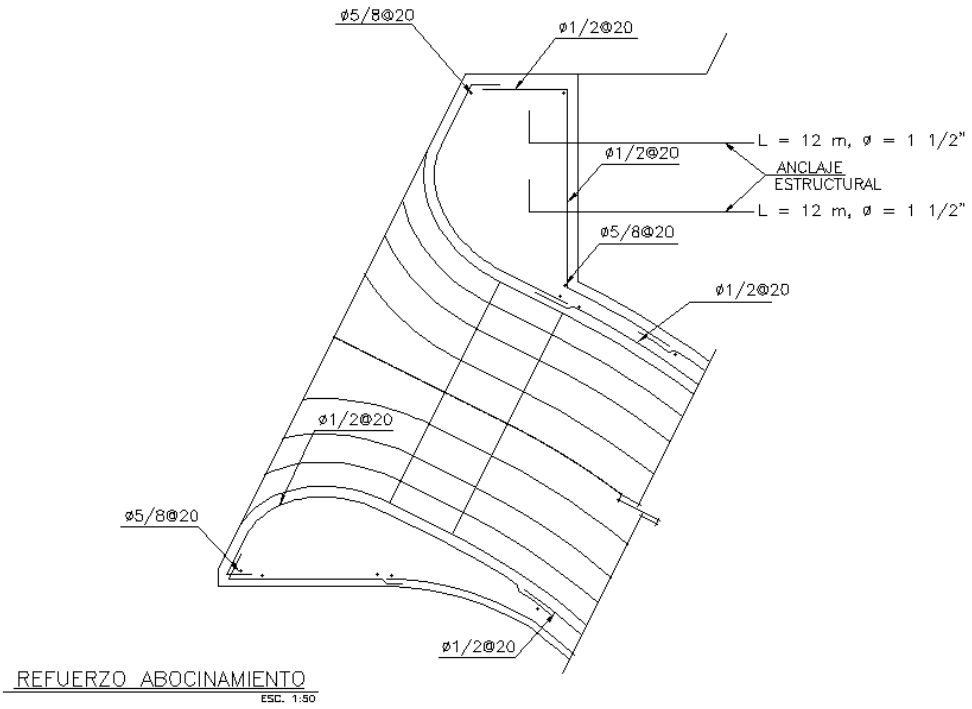


Figura 4.33. Refuerzo I

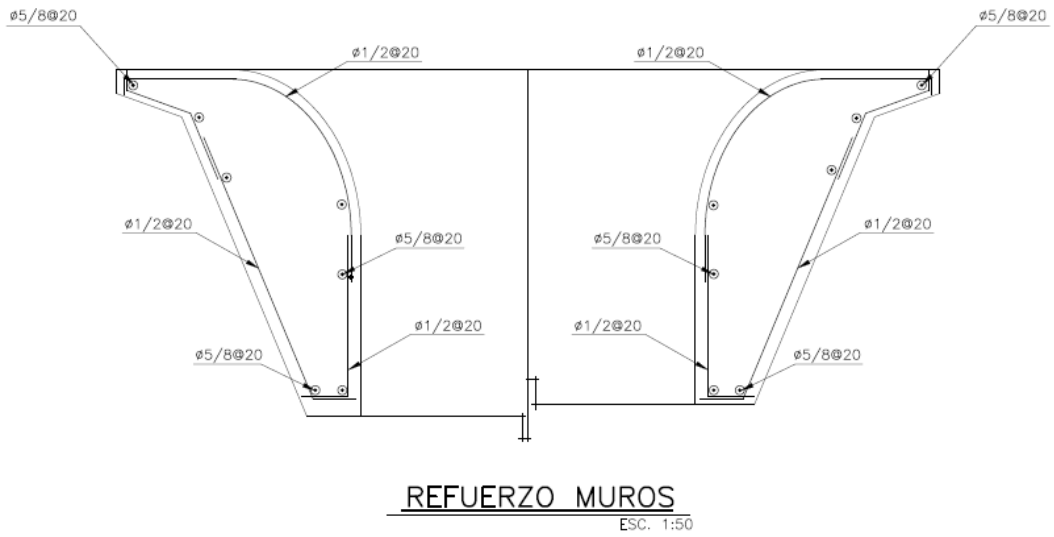


Figura 4.34. Refuerzo II

CAPÍTULO V

5. CONCLUSIONES

Una parte fundamental en el diseño de un Proyecto Hidroeléctrico son los estudios previos, la determinación de las características geológicas, hidrológicas, geotécnicas geofísicas y sísmicas siendo de suma importancia para determinar la factibilidad de construir o no una presa en la zona de estudio. En este caso, la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil (GEIC) de la CFE realizó todas las pruebas en campo y de laboratorio necesarias para determinar si las características físicas y mecánicas de las rocas cumplen con las especificaciones para soportar la interacción con las estructuras que serán desplantadas sobre el terreno natural.

Un factor de mucha importancia para este tipo de proyectos es el plano de estanqueidad, ya que es necesario contar con una pantalla impermeable que delimite las estructuras principales del proyecto con el embalse, ya que esto es un aspecto importante para determinar las condiciones de servicio y seguridad de las estructuras; como se mencionó con anterioridad, los estudios de las rocas deben ser precisos.

Como diseñador se debe exigir un reporte con todos los parámetros mecánicos necesarios de la roca, que permitan, con base en una filosofía de diseño definida realizar un buen diseño de la estructura.

Se han reportado casos donde no se realizaron los estudios necesarios y debido a esto provoco que el costo de la obra se duplicará.

El factor económico en este proceso no debe de ser un factor que influya en lograr un diseño seguro, ya que no se debe de escatimar en los gastos, ya que de hacerlo puede provocar un sobre costo de la obra por la probable realización de trabajos extraordinarios, lo que podria prolongar el tiempo de recuperación de la inversión.

Como parte fundamental de garantizar la estabilidad de la estructura, es necesario apoyarse en manuales o textos que nos indiquen los factores de seguridad para determinar si una estructura es estable o no, así como también es de suma importancia la experiencia que tenga el diseñador, ya que ésta le permitirá visualizar fuerzas o factores que intervengan para estabilizar o desestabilizar la estructura.

La experiencia de diseñador es también factor para determinar el tipo de soporte que se necesite si la estructura no es estable, él debe de proponer un sistema estabilizador que sea eficiente y económicamente factible, se puede hacer uso de mecanismos ya probados en otros proyectos que se adecuen a las solicitaciones de esfuerzos que requiere la estructura para garantizar su estabilidad.

La visualización de las cargas externas que afectan a la estructura y la aplicación de un factor de reducción o no, depende directamente de la experiencia del diseñador. Para la

bocatoma se decidió suponer fuerzas afectadas por un factor de reducción, como lo fue con la suposición de una cuña que induce una fuerza que desestabiliza a la bocatoma, ya que existe un tratamiento previo a la roca con anclaje de fricción y concreto lanzado, pero se decide considerar una cuña de roca, pero no aplicada al 100%, ésta es afectada por un factor de reducción, otra fuerza que se ve afectada por un factor son las rejillas ya que se suponen condiciones de obturación diferentes, esto debido al mantenimiento que reciben las rejillas (limpieza).

Los manuales de USACE son una herramienta de gran utilidad para este tipo de proyectos, ya que su enfoque principal está basado en presas. Este trabajo de titulación pretende presentar todas las condiciones de uso de estos manuales, por que se hace una recomendación amplia en la utilización de estos manuales para el diseño de presas.

Es importante mencionar que en esta etapa de análisis fue necesario implementar un sistema de soporte, ya que en la etapa de construcción el factor de seguridad permisible al deslizamiento fue superado por las fuerzas actuantes en la estructura, por lo que se implementó un sistema de anclaje estructural, dicho sistema de anclaje es utilizado con mucha frecuencia en este tipo de proyectos, por lo que se tiene un amplio conocimiento del mismo y la seguridad del funcionamiento de éste.

Este sistema de anclaje, además añade una fuerza estabilizadora que interviene directamente en los casos de flotación y volteo y tiene como consecuencia principal que la estructura sea segura ante estas condiciones.

La filosofía de diseño fue realizada para analizar todas las posibles condiciones de carga a las que se somete la estructura, para esta estructura en particular se visualizó anticipadamente una estructura de concreto masivo, ya que al analizar las condiciones del sitio y las condiciones geométricas de la bocatoma que se requieran para su diseño, la mejor opción fue la de una estructura masiva.

La utilización de un software que analice la estructura bajo estas condiciones fue el Mutiphysics Simulation, el cual tiene la ventaja de trabajar con elementos sólidos, por esta razón se decidió utilizar este programa, además de ser un programa que presenta facilidad a la hora de añadir las fuerzas y de interpretar los esfuerzos y desplazamiento a los que está sometida la bocatoma.

BIBLIOGRAFÍA

- [1]. ACI-318. (2011). ACI 318/11, Building Code Requirements for Structural Concrete.
- [2]. *Terzaghi, K (1955). Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction.*
- [3]. Braja, M. D. (2001). Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Sacramento, California; International Thomson Editors.
- [4]. Zeevaert, L (1980). Interacción de suelo-estructura de cimentaciones superficiales y profundas, sujetas a cargas estáticas y sísmicas. México D.F. ; Limusa.
- [5]. Reporte Sísmico "Paso Ancho".
- [6]. USACE-EM-2100. (s.f.). EM-1110-2-210 Stability Analysis of Concrete Structures. US Army Corps of Engineers.
- [7]. USACE-EM-2200. (1995). Gravity Dam Design Engineer Manual EM 1110-2-2200.
- [8]. CFE-MDOC-C1.1. (1979). Manual de Diseño de Obras Civiles, Sección C1.1 Estructuras Criterios de Diseño. México D.F. Comisión Federal de Electricidad.
- [9]. ACI-224, 2001. Control of Cracking in Concrete Structures. American Concrete Institute.
- [10]. Nilson, A. H. (2001). Diseño de Estructuras de Concreto. Colombia: Mc Graw Hill.
- [11]. ACI-324, (2001) Control of Cracking in Concrete Structures. American Concrete Institute
- [12]. Terzaghi, K. (1955). Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction.