

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA AGRARIA

“ANTONIO NARRO”

DIVISIÓN DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE RIEGO Y DRENAJE



**Sobreelevación de la Obra de Toma de la presa “El Tintero”,
ubicada en el municipio de Namiquipa, Chihuahua.**

POR:

BENJAMÍN TIRZO SANCHEZ

TESIS

Presentado como requisito parcial para obtener el título de:

INGENIERO AGRÓNOMO EN IRRIGACIÓN

Buenavista, Saltillo, Coahuila, México.

Mayo del 2015.

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA AGRARIA "ANTONIO NARRO"
DIVISIÓN DE INGENIERÍA

**Sobreelevación de la Obra de Toma de la presa "El Tintero",
ubicada en el municipio de Namiquipa, Chihuahua.**

TESIS

PRESENTADO POR:

BENJAMÍN TIRZO SANCHEZ

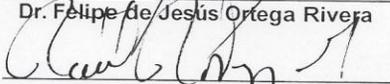
Que se somete a consideración del Honorable jurado examinador como
requisito parcial para obtener el título de:

INGENIERO AGRÓNOMO EN IRRIGACIÓN

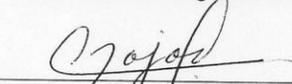
Asesor principal:


Dr. Felipe de Jesús Ortega Rivera

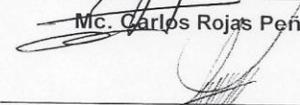
Asesor:


Dr. Raúl Rodríguez García

Asesor:


Mc. Carlos Rojas Peña

Asesor:


Mc. Tomás Reyna Cepeda


Dr. Luis Samaniego Moreno.

Coordinador de la División de Ingeniería.



**Coordinación de
Ingeniería**

Saltillo, Coahuila, México, Mayo del 2015

DEDICATORIA.

A mis Padres: Por ser la principal fuente de inspiración, además de mostrarme el camino correcto para llegar al éxito en mis proyectos.

A mis hermanos y hermanas: Ya que ellos siempre han estado atentos en lo que yo hago y dejo de hacer y porque siempre me han aportado parte de sus vidas, así como las experiencias que ellos han vivido.

A mis amigos: Porque hemos compartido experiencias sobre la vida y porque todos ellos me han dedicado su tiempo para criticarme y darme las mejores alternativas para la solución de mis problemas.

AGRADECIMIENTOS.

A la **Universidad Autónoma Agraria Antonio Narro**, por haberme aceptado entre sus filas formándome como un profesional. Por darme las herramientas básicas para la solución de la problemática en el ámbito de la ingeniería.

A mis asesores, **Dr. Felipe de Jesús Ortega Rivera, Dr. Raúl Rodríguez García, Mc. Carlos Rojas Peña y Mc. Tomás Reyna Cepeda**, por el apoyo que me brindaron durante el proceso de revisión del proyecto propuesto.

A todos los **maestros** que me aportaron sus conocimientos para que yo pudiera formar mis propios criterios y así especializarme en el área donde me desenvuelvo y lo disfruto cada día. A todos ellos **Gracias**.

RESUMEN.

El objetivo principal del proyecto en cuestión es la sobrelevación de la estructura de la obra de toma, localizada en la margen izquierda de la boquilla de la Presa a una profundidad de 27 metros de tirante de agua, considerando el espejo del agua se encuentre al nivel del NAMO. El umbral de la obra de toma se localiza a la elevación de 1675.5 m.s.n.m.

La propuesta para realizar dichas actividades es mediante la construcción de una ataguía temporal a base de tablaestacas metálicas, colocadas alrededor de dicha estructura y que pueda retener el flujo de agua pudiéndose realizar los trabajos de sobreelevación en un ambiente seco.

Para poder realizar los trabajos necesarios para la construcción de la ataguía y finalmente la sobreelevación de la estructura de la obra de toma, es necesario construir un camino de acceso que consistirá de un relleno a base de roca para la conformación del terraplén y la excavación del macizo rocoso sobre el talud de la margen izquierda de la boquilla. Respecto a lo último y de acuerdo a la conformación de la roca existente, se realizará un corte con un talud de 0.25:1, la cual para poder asegurar la estabilidad del corte, se colocarán unas anclas de tensión distribuidos uniformemente en toda el área de corte.

Una vez finalizada la construcción de la ataguía a base de tablaestaca metálica, se proseguirá a retirar el agua que se encuentre en el interior de la ataguía, utilizando la obra de toma como desagüe. Como siguiente actividad

será realizar los trabajos de retiro de la rejilla existente y la demolición de la estructura hasta el nivel requerido del proyecto de tal forma que el armado nuevo pueda traslaparse con el existente y de esta forma sobreelevar la estructura de la obra de toma hasta el nivel requerido en el proyecto.

Cuando la sobreelevación de la estructura de la obra de toma quede finalizada y como trabajo final será el retiro de la ataguía, de tal forma que la nueva estructura comience su funcionamiento sin la interrupción de elementos que impida la entrada del agua en la lumbrera de la obra de toma.

Palabras clave: Obra de Toma, cofferdam, ataguías, Distrito de Riego 042 Buenaventura.

Correo electrónico; benjamín tizo Sánchez, ing.tirzos@hotmail.com

ÍNDICE

DEDICATORIA.	I
AGRADECIMIENTOS.	II
RESUMEN.	III
ÍNDICE DE FIGURAS	IV
ÍNDICE DE CUADROS	IX
1.- INTRODUCCIÓN.	1
1.1.- Antecedentes.	3
1.2.- Planteamiento del problema.	5
1.3.- Justificación.	7
1.4.- Objetivos.	7
1.5.- Hipótesis.	7
2.- REVISIÓN DE LITERATURA.	8
2.1. Ataguías	8
2.1.1. Entramados de madera	8
2.1.2. Ataguías de doble pared	9
2.1.3. Ataguías celulares	10
2.1.4. Ataguías de pared sencilla	11
2.2. Cofferdam (Ataguía con tablaestaca metálica).	11
2.2.1. Especificaciones técnicas de construcción.	12
2.2.2. Especificaciones concernientes a la Deshidratación.	14
2.2.3. Condiciones del Sitio.	15
2.2.4. Profundidad del Embalse.	16

2.2.5. Efecto del Oleaje.	17
2.2.6. Consideraciones Geotécnicas.	20
2.2.7. Filtraciones.	22
2.2.8. Materiales Para la Construcción.	23
2.2.9. Tiempo para la Instalación.	24
2.2.10. Constructibilidad.	25
2.2.11. Consideraciones finales de Diseño.	25
2.2.12. Técnicas de construcción de Cofferdams.	38
2.2.13. Localización del cofferdam.	41
2.2.14. Plantilla.	42
2.3. Tablestacas Metálicas.	43
3.- MATERIALES Y MÉTODOS.	44
3.1. Localización geográfica de la Presa el Tintero.	44
3.1.1. Ubicación de la Obra de Toma.	45
3.2. Descripción de las estructuras que conforma la presa.	46
3.2.1. Cortina	47
3.2.2. Obra de Toma	51
3.2.3. Obra de excedencias	52
3.3. Metodología Para la Planeación y Diseño.	55
3.3.1. Levantamiento topográfico de la Zona de estudio.	55
3.3.1.1. Establecimiento de apoyo terrestre.	55
3.3.1.2. Trazo y Estacado de la Poligonal de apoyo.	56
3.3.1.3. Nivelación del perfil de la Poligonal de apoyo.	59

3.3.1.4. Secciones transversales del cuerpo de la cortina.	61
3.3.1.5. Monumentación.	63
3.3.1.6. Planta, perfil topográfico de la boquilla y dibujo de planos.	64
3.3.1.7. Cuadro de Construcción de la poligonal de apoyo.	65
3.3.1.8. Nivelación de la Poligonal de Apoyo.	67
3.3.2. Estudio Hidrológico.	73
3.3.3. Alternativas de solución.	77
3.3.3.1. Dragado en la boquilla de la Presa.	78
3.3.3.2. Construcción de una ataguía a mediante el uso del sistema ESTATEC.	81
3.3.3.3. Construcción de una ataguía a base de Tablaestaca.	86
3.3.3.4. Construcción de una nueva obra de toma.	88
3.3.4. Ventajas y Desventajas de las alternativas.	89
3.3.5. Elección de la alternativa más viable.	91
3.3.6. Cálculos hidráulicos y estructurales de la alternativa seleccionada.	91
3.3.6.1. Construcción de un camino de acceso provisional.	91
3.3.6.1.1. Diseño del camino de acceso.	91
3.3.6.1.2. Anclaje en el talud de corte en toda la longitud del camino de acceso.	92
3.3.6.1.2.1. Datos iniciales de diseño.	93
3.3.6.1.2.2. Desarrollo analítico.	94
3.3.6.1.2.2.1. Cálculo del factor de seguridad mínima.	95

3.3.6.1.2.2.2.- Calculo de la Fuerza del anclaje considerando el caso activo.	98
3.3.6.1.2.2.3.- Determinación de la separación de los anclajes requerida para garantizar la estabilidad.	103
3.3.6.1.2.2.4. Determinación de la Longitud de Anclaje.	105
3.3.6.2. Ataguía a base de tablalestaca para la sobreelevación de la obra de toma.	109
3.3.6.2.1 Sección de tablaestaca en la Zona A.	109
3.3.6.2.2. Sección de tablaestaca Zona B y Zona C.	110
3.3.6.2.3. Análisis Zona B.	111
3.3.6.2.4. Análisis Zona C.	117
4.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN.	123
5.- CONCLUSIONES.	138
6.- RECOMENDACIONES.	141
7.- BIBLIOGRAFÍA.	143
APÉNDICE.	147

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Presa El Tintero, Municipio de Namiquipa, Estado de Chihuahua, Vista aérea, (Fuente: Presas de México).....	4
Figura 2.	Entramado de madera con lastre de piedra	9
Figura 3.	Ataguía de doble pared.....	9
Figura 4.	Ataguía celular de tablaestacas	11
Figura 5.	Ubicación geográfica de la Presa el Tintero.	45
Figura 6.	Localización de la obra de toma de la Presa el Tintero.	45
Figura 7.	Localización del umbral de la obra de Toma.	46
Figura 8.	Sección máxima de la cortina de la Presa El Tintero.....	48
Figura 9.	Fotografía Panorámica de la Presa El Tintero, con las condiciones actuales.....	48
Figura 10.	Detalle de la corona de la Cortina de la Presa el Tintero.....	49
Figura 11.	Murete construido en la margen derecha y aguas arriba de la corona	50
Figura 12.	Plano de la obra de toma del proyecto original.....	52
Figura 13.	Vista panorámica de la obra de toma de la Presa El Tintero.	52
Figura 14.	Vista panorámica de la obra de excedencias de la Presa El Tintero.	53

Figura 15. Ubicación de los vértices para el punto de arranque del levantamiento topográfico, Presa El Tintero, Namiquipa, Chihuahua.	56
Figura 16. Levantamiento y Trazo de un punto de inflexión, Presa El Tintero, Namiquipa, Chihuahua.	58
Figura 17. Colocación del trompo y la estaca que sirve como testigo, Presa El Tintero, Namiquipa, Chihuahua.	58
Figura 18. Ubicación física del banco de nivel, Presa El Tintero, Namiquipa Chihuahua.	59
Figura 19. Nivelación de la poligonal de apoyo de la Presa El Tintero, Namiquipa, Chihuahua.	60
Figura 20. Nivelacion de la poligonal de apoyo de la Presa El Tintero, Namiquipa, Chihuahua.	61
Figura 21. Levantamiento de Secciones del terreno natural de la presa el Tintero, Namiquipa, Chihuahua.	62
Figura 22. Levantamiento de la estructura de la obra de toma, Presa el Tintero, Namiquipa, Chihuahua.	62
Figura 23. Monumento colocado sobre la margen izquierda de la cortina. Presa El Tintero, Namiquipa Chihuahua.	63
Figura 24. Dragado de un rio utilizando barcazas para la extracción del material de azolve.	79

Figura 25. Área que se propone dragar, Presa el Tintero.....	80
Figura 26. Dragado de Presa el Tintero.....	80
Figura 27. Dragado de Presa el Tintero.....	81
Figura 28. Material colocado sobre la estructura de la obra de toma.	82
Figura 29. Procedimiento constructivo del sistema ESTATEC.	84
Figura 30. Sistema ESTATEC colocado de forma vertical.....	84
Figura 31. Vista de perspectiva del sistema ESTATEC para aislar la estructura de la obra de toma.	85
Figura 32. Vista de perspectiva para aislar la estructura de la obra de toma..	85
Figura 33. Hincado de tablaestacas para formación de ataguías.	86
Figura 34. Colocación de tablaestacas para formación de ataguías.....	87
Figura 35. Colocación de tablaestacas para formación de ataguías.....	88
Figura 36. Proyección del camino de acceso partiendo por el talud de aguas arriba de la cortina de la presa.....	92
Figura 37. Sección tipo para el análisis de deslizamiento de la roca en condiciones naturales.	93
Figura 38. Fuerza sísmica actuando sobre la superficie potencial de rotura.	95
Figura 39. Angulo que forma el plano de falla con la horizontal.....	97

Figura 40. Colocación de anclajes para la estabilidad de taludes.....	101
Figura 41. Superficie potencial de deslizamiento.....	105
Figura 42. Sección tipo de la tablaestaca propuesta ESC-CRZ26-1400 en la Zona A.	110
Figura 43. Diagrama de la presión 1.....	112
Figura 44. Diagrama Momento actuante.....	113
Figura 45. Diagrama Momento resistente.....	115
Figura 46. Sección tipo de la tablaestaca a utilizar en la pared exterior, del sistema combinado de doble muro.	116
Figura 47. Sección tipo de la tablaestaca a utilizar en la pared interior, del sistema combinado de doble muro.	116
Figura 48. Sección tipo sistema combinado de doble muro.....	116
Figura 49. Diagrama del momento resistente Zona C.	120
Figura 50. Sección tipo de la tablaestaca a utilizar en la pared exterior, del sistema combinado de doble muro.	121
Figura 51. Sección tipo de la tablaestaca a utilizar en la pared interior, del sistema combinado de doble muro.	121
Figura 52. Sección tipo de berma a utilizar en la pared interior, del sistema combinado de doble muro..	122

Figura 53. Construcción de la ataguía a base de Tablaestacacas con doble pared combinada y un respaldón a base de roca proveniente de banco. 124

Figura 54. Esquema de la instalación de tensores e hincado de los dos muros de tablaestaca combinada. 125

Figura 55. Esquema de la instalación de tensores en la esquina de la ataguía.....
126

Figura 56. Colocación de viga tipo CE para evitar el pandeo de la tablaestaca CRZ.
126

Figura 57. Longitud total de trabajo de la tablaestaca combinada. 127

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro.1.	Dimensiones de la cortina, presa El Tintero (Fuente: Presas de México, CONAGUA).	49
Cuadro.2.	Características del murete, Presa El Tintero (Fuente: Sección máxima de la cortina 1945, CONAGUA).....	50
Cuadro.3.	Característica de la Obra de Toma, Presa El Tintero (Fuente: Plano General Obra de Toma, 1945, CONAGUA).....	51
Cuadro.4.	Característica de la Obra de Excedencias, Presa El Tintero (Fuente: Presas de México, CONAGUA).....	54
Cuadro.5.	Vértices proporcionados por la CONAGUA, Presa El Tintero....	55
Cuadro.6.	Coordenadas del banco de nivel, usado como punto de arranque para la nivelación de la poligonal de apoyo, Presa El Tintero, Namiquipa, Chihuahua.	59
Cuadro.7.	Lista de los puntos de inflexión colocados para el trazo de la poligonal de apoyo.....	65
Cuadro.8.	Lista de los puntos de inflexión colocados para el trazo de la poligonal de apoyo.....	66
Cuadro.9.	Puntos nivelados sobre la poligonal de apoyo.....	67
Cuadro.10.	Puntos nivelados sobre la poligonal de apoyo (continuación). ..	68
Cuadro.11.	Nivelación de la poligonal de apoyo (continuación).	69

Cuadro.12. Nivelación de la poligonal de apoyo (continuación)..	70
Cuadro.13. Nivelación de la poligonal de apoyo (continuación).	71
Cuadro.14. Nivelación de la poligonal de apoyo (continuación).	72
Cuadro.15. Dimensiones de la cortina, presa El Tintero (Fuente: Presas de México, CONAGUA)	74
Cuadro.16. Características del murete, Presa El Tintero (Fuente: Sección máxima de la cortina 1945, CONAGUA)	74
Cuadro.17. Característica de la Obra de Toma, Presa El Tintero (Fuente: Plano General Obra de Toma, 1945, CONAGUA)	75
Cuadro.18. Característica de la Obra de Excedencias, Presa El Tintero (Fuente: Presas de México, CONAGUA)	76
Cuadro.19. Datos de diseño para la alternativa seleccionada.	77
Cuadro.20. Ventajas y desventajas de las alternativas de solución para la sobreelevación de la estructura de la obra de toma.	89
Cuadro.21. Datos iniciales de entrada para el cálculo de la longitud de anclaje.	94
Cuadro.22. Cálculo de la presión de la carga hidrostática (zona B).	112
Cuadro.23. Cálculo del momento actuante (Zona B)	112
Cuadro.24. Datos de diseño del sistema de retención propuesto (Zona B).	113

Cuadro.25. Cálculo del peso del sistema de retención propuesto (Zona B).....	114
Cuadro.26. Determinación del momento resistente propio del sistema de retención (Zona B).....	114
Cuadro.27. Cálculo del momento actuante sobre el sistema de retención propuesto (Zona C).....	117
Cuadro.28. Determinación del momento resistente propio del sistema de retención (Zona C).....	118
Cuadro.29. Datos de diseño del sistema de retención propuesto (Zona C).	119
Cuadro.30. Cálculo del peso de sistema de retención propuesto (Zona C).....	119
Cuadro.31. Determinación del momento resistente propio del sistema de retención (Zona C).....	120
Cuadro.32. Catálogo de conceptos, cantidades de trabajo, precios unitarios propuestos e importes parciales y el total de obra.....	130
Cuadro.33. Catálogo de conceptos, cantidades de trabajo, precios unitarios propuestos e importes parciales y el total de obra.....	131
Cuadro.34. Catálogo de conceptos, cantidades de trabajo, precios unitarios propuestos e importes parciales y el total de obra.....	132

Cuadro.35. Catálogo de conceptos, cantidades de trabajo, precios unitarios propuestos e importes parciales y el total de obra.....	133
Cuadro.36. Catálogo de conceptos, cantidades de trabajo, precios unitarios propuestos e importes parciales y el total de obra.....	134
Cuadro.37. Catálogo de conceptos, cantidades de trabajo, precios unitarios propuestos e importes parciales y el total de obra.....	135
Cuadro.38. Catálogo de conceptos, cantidades de trabajo, precios unitarios propuestos e importes parciales y el total de obra.....	136
Cuadro.39. Catálogo de conceptos, cantidades de trabajo, precios unitarios propuestos e importes parciales y el total de obra.....	137

1.- INTRODUCCIÓN.

Como una de las actividades principales para llevar a cabo la solución de la problemática referente a la sobreelevación de la estructura de la obra de toma, son proponer alternativas de solución para el aislamiento de dicha estructura y que permita trabajar en seco. Además de poder sobreelevar dicha estructura, con el aislamiento de ésta, se podrían realizar trabajos de inspección y mantenimiento, desde las rejillas, pasando por la tubería que llevan el agua hasta la salida de la obra de toma, luego en la galería de la válvula de emergencia y finalmente a la válvula de operación que controla la dotación de agua al distrito de riego. Información recabada referente a la operación de la obra de toma.

La Presa el Tintero dota de agua al distrito de riego aproximadamente 6 meses cada año, iniciando en el mes de abril y finalizándola en el mes de octubre, esto es con el objetivo de evitar secar la presa y así asegurar el riego del próximo año. En los meses que la obra de toma no está en operación, el distrito de riego se dota de pozos localizados dentro de la zona del distrito.

Debido a lo antes expuesto, la planeación de la ejecución de los trabajos para la sobreelevación de la estructura quedará limitada, el tiempo que dure cerrada la obra de toma. Los trabajos a considerar en la planeación abarcarán desde la construcción de la ataguía, la desinstalación de las rejillas, demolición de la obra de toma, la sobreelevación de la obra de toma e inspección, hasta el retiro de la ataguía y finalmente la operación de la obra de toma.

Lo expuesto anteriormente, es necesario llevar a cabo una investigación detallada respecto a los procedimientos existentes en el mercado a fin de poder solucionar dicha problemática, así mismo será conveniente consultar empresas que se dediquen a la construcción de ataguías en el agua con el fin de dar solución a la problemática existente y que esta esté sustentada a soluciones prácticas llevadas a cabo por dichas empresas.

El producto de dichas investigaciones servirá para obtener finalmente la solución más viable, la cual serán analizadas desde el punto de vista tanto técnico como económico.

1.1.- Antecedentes.

Con el objetivo de aprovechar las aguas del río Santa María, la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, S.A.R.H, lleva a cabo la construcción de la “Presa El Tintero”, sobre el río Santa María iniciando su construcción en el año de 1946 y concluyendo en el año de 1950, ejecutado por la empresa constructora OMEGA, para regar originalmente una superficie de 7,000 Ha, control de avenidas y usos secundarios; siendo la capacidad del vaso de 130 millones de m³, capacidad de azolves 8 millones de m³.

Esta presa entró en funcionamiento en el año 1951, y hasta la fecha lleva en operación más de 60 años. En el año 2003, la Comisión Nacional del Agua, distrito de riego 042 Buenaventura, dirección local Chihuahua llevó a cabo un estudio topobatimétrico con el propósito de medir el nivel de azolves hasta esa fecha. Los resultados obtenidos de dichos estudios indicaron que el nivel de azolves se encontraba muy cercano al Umbral de la Obra de Toma. La demanda de agua para el distrito de riego 042 de Buenaventura, Chihuahua ha incrementado considerablemente, debido a que en los últimos años se ha estado ampliando las zonas de cultivo.

El distrito de riego 042 Buenaventura, Chihuahua, está consciente de esta problemática, y es por ello que la Comisión Nacional del agua a través del Organismo de Cuenca Rio Bravo y de la Dirección Local Chihuahua, ha decidido llevar a cabo el proyecto de la sobreelevación de la presa El Tintero, a

fin de garantizar el riego del total de la superficie de 7,718 Ha en el Distrito de Riego 042 Buenaventura, en el Estado de Chihuahua.



Figura 1. Presa El Tintero, Municipio de Namiquipa, Estado de Chihuahua, Vista aérea, (Fuente: Presas de México).

1.2.- Planteamiento del problema.

La problemática principal que está surgiendo con las presas de México, es que la mayor parte de ellas están llegando al final de su vida útil. Esto es debido principalmente a la sedimentación, los sedimentos son recogidos por el flujo de agua en su recorrido por la cuenca y se mantienen en suspensión mientras el agua está en movimiento, pero tan pronto como el agua deja de fluir y se asienta en el lago artificial, los sedimentos se acumulan en el fondo, estos sedimentos generalmente son llamados azolves.

Existen varias soluciones para el desazolve de las presas, sin embargo, las Presas de México pocas veces se le da este tipo de mantenimiento debido al alto costo que esto puede generar.

Una de las presas que sufre este problema es la presa “El Tintero”, que ha servido durante mucho tiempo como almacenamiento y que ha alimentado el Distrito de Riego Buenaventura. Los estudios batimétricos realizados en el vaso de la presa han arrojado que el nivel de azolve ha alcanzado el nivel del umbral de la obra de toma.

El distrito de riego 042 Buenaventura, se dota principalmente de dicho embalse por lo cual una vez que el azolve tape por completo la obra de toma, será imposible suministrarle agua al distrito y como consecuencia de esto será la pérdida de los cultivos existentes en el área de riego.

La solución tomada por la Comisión Nacional del Agua es la de sobreelevar la estructura de la obra de toma, y así alargar la vida útil de la presa por lo menos a 50 años.

Derivado de lo antes expuesto, es necesario presentar una solución práctica para poder realizar la sobreelevación de la estructura, de tal forma que se permita realizarlos en un ambiente seco.

1.3.- Justificación.

Al realizar la sobreelevación de la obra de toma de la presa El Tintero se estaría ampliando la vida útil de la presa a 50 años y esto garantizará el riego del total de la superficie de 7,718 Ha en el Distrito de Riego 042 Buenaventura, en el Estado de Chihuahua.

1.4.- Objetivos.

Presentar la solución más viable para la sobreelevación de la obra de toma de la presa El Tintero, utilizando una ataguía alrededor de la estructura de tal forma que ésta retenga el flujo de agua y de esta forma se pueda trabajar en un ambiente libre de agua en los trabajos que se realicen a la estructura de la obra de toma.

1.5.- Hipótesis.

Para la solución de la problemática planteada se presentan las hipótesis en forma de lista.

1. Dragado en la boquilla de la Presa.
2. Construcción de una ataguía a base del sistema ESTATEC.
3. Construcción de una ataguía a base de tablaestaca.
4. Construcción de una nueva obra de toma.

2.- REVISIÓN DE LITERATURA.

2.1. Ataguías

Las ataguías son muros provisionales que se emplean para proteger una excavación en zonas inundadas o cauces. Una de las funciones más importantes es de permitir que la obra se lleve a cabo en un ambiente seco.

Existen distintos tipos de ataguías:

- a) Entramados de madera
- b) Ataguías de doble pared
- c) Ataguías celulares
- d) Ataguías de pared sencilla

2.1.1. Entramados de madera

Son sistemas de ataguías relativamente económicos. Construidos en tierra, pueden llevarse flotando hasta el sitio deseado y luego hundirse mediante lastres de piedra. El lado del agua puede cubrirse con tablonces para hacerlo impermeable. Para lograr una mayor impermeabilidad, pueden utilizarse dos filas de entramados para apoyar dos caras de recubrimiento de madera, dentro de los cuales se apisona arcilla para formar un muro de lodo. El diseño de los entramados de madera debe garantizar una amplia seguridad contra volteo y deslizamiento.

2.1.2. Ataguías de doble pared

Para encerrar grandes áreas, pueden erigirse en el agua ataguías de doble pared. Constan de dos filas de tablaestacas atirantadas entre sí. El espacio interior se llena con arena como lo muestra en la figura siguiente.

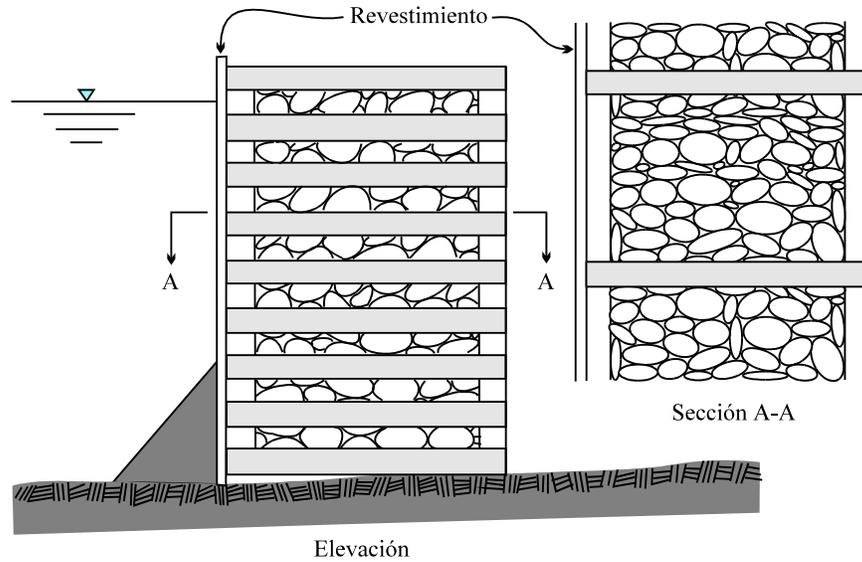


Figura 2. Entramado de madera con lastre de piedra

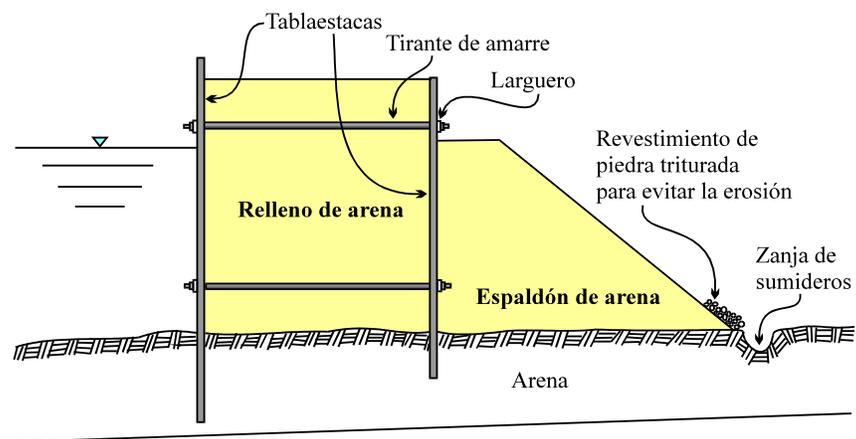


Figura 3. Ataguía de doble pared

Estas ataguías probablemente son más impermeables que las de una sola pared y pueden utilizarse a mayores profundidades. Para una mayor estabilidad, puede colocarse un espaldón contra la cara exterior de una ataguía. Además, se le debe dar protección contra la erosión. Si la ataguía descansa sobre roca, puede colocarse también un espaldón del lado interior, si es necesario para evitar el deslizamiento, el volteo o esfuerzos cortantes excesivos. Sobre arena, se debe colocar un espaldón amplio, para que el agua siga líneas de corriente largas antes de entrar a la ataguía, o bien, en lugar de utilizar un espaldón más amplio, pueden espaciarse más las paredes de la ataguía. Aunque esto es más costoso, tiene la ventaja de que la parte superior del relleno puede utilizarse para la instalación de la edificación y el equipo de construcción.

2.1.3. Ataguías celulares

Se utilizan en la construcción de presas, esclusas, muelles y pilas de puentes. Son adecuadas para encerrar grandes áreas en aguas profundas. El ancho medio de una ataguía celular sobre roca debe ser de 0.7 a 0.85 veces la altura del agua exterior. Al igual que las ataguías de doble pared, cuando están construidas sobre arena, las ataguías celulares deben tener un amplio espaldón en el interior. Las celdas se forman con tablaestacas de acero unidas. Un tipo de celda consta de arcos circulares conectados por diafragmas rectos. Otro tipo consta de celdas circulares conectadas por arcos circulares. Otro tipo, es el de trébol, que consta de grandes celdas circulares subdivididas por diafragmas rectos. Estas celdas se rellenan con arena. La resistencia al corte interno de la

arena contribuye sustancialmente a la resistencia de la ataguía. Por esta razón, no es conveniente rellenar una ataguía con arcilla o limo.

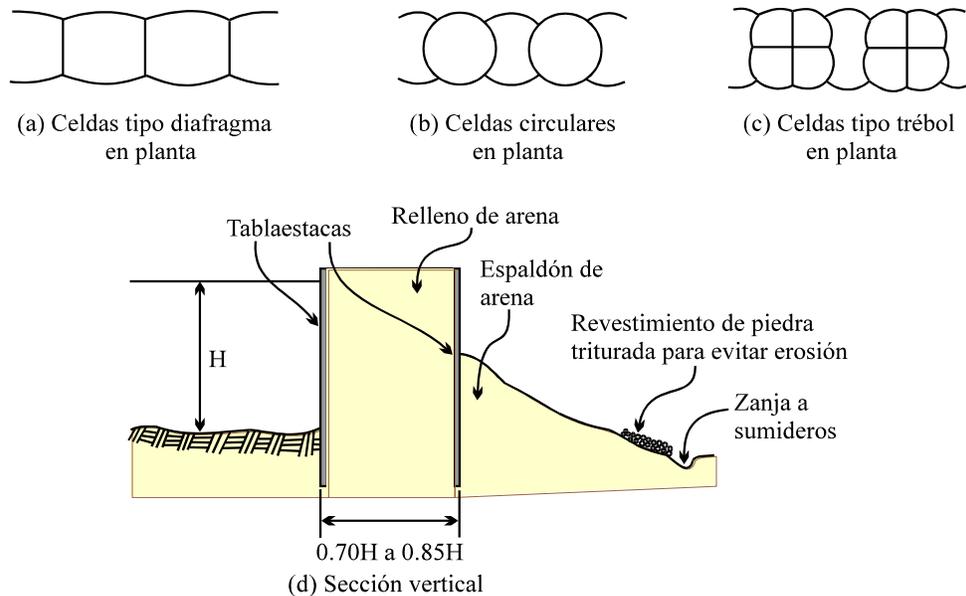


Figura 4. Ataguía celular de tablaestacas

2.1.4. Ataguías de pared sencilla

Forman un encerramiento con una sola fila de tablaestacas. Si no hay problema de agua, se construyen con pilotes en hilera (cantiliver verticales) con tabloncillos horizontales de madera. Cuando se tiene presencia de agua, la ataguía puede construirse con tablaestacas. Aun cuando requieren menos material por unidad, que las ataguías celulares o de doble pared, las de pared sencilla generalmente requieren arriostramiento en el interior.

2.2. Cofferdam (Ataguía con tablaestaca metálica).

Un "Cofferdam" ha sido definido como una estructura temporal, el cual permite realizar los trabajos de excavación en un ambiente seco y libre de agua.

En la construcción de cofferdam o ataguías temporales, se pueden usar tablaestacas metálicas, instaladas alrededor del área que se requiere aislar. En años más recientes el concepto de cofferdam ha cambiado significativamente. Mientras que en el siglo XX el cofferdam pudo haber sido una serie de reja de madera con un relleno manual de roca colocados en el fondo de un río que permitiera la construcción de una presa, para el siglo XXI será muy común construir los cofferdam a base de acero, como pueden ser de tablaestacas.

2.2.1. Especificaciones técnicas de construcción.

Las especificaciones necesarias para la construcción de cofferdam concernientes a la excavación son las siguientes:

Las excavaciones necesarias para la instalación de ataguías será necesario seguir el diseño mostrado en los planos de proyecto. En el caso que el ingeniero difiera de estas y sea necesario profundizarse más, será importante conocer las condiciones del suelo, en el caso de pilas de puentes será necesario conocer las condiciones que prevalecen antes de la construcción de la ataguía.

El contratista deberá realizar los trabajos de excavación en cualquier material encontrado, y hacer lo necesario para realizar las excavaciones a la profundidad requerida, incluyendo todos los bombeos, cualquier trabajo de retiro de agua o deshidratación, retiro de cualquier material incluyendo madera, pilotes, troncos, rocas, porciones de estructuras abandonadas, protecciones de taludes. Las excavaciones del alojamiento de estructuras deberán de incluirse

en materiales que se encuentran durante la excavación, y no se incluirá el costo del agua u otros semisólidos. El retiro del material de excavación deberá ser responsabilidad del contratista. El material de excavación no deberá ser colocado en márgenes de río si no que deberá estar sujeta a la recomendación del supervisor, el cual designará el lugar apropiado donde colocará el material producto de la excavación.

El contratista deberá presentar los cálculos del diseño, así como los planos mostrando el diseño, cantidad necesaria para la construcción de ataguía, y el apuntalamiento propuesto para su uso.

La construcción no se iniciará hasta que se hayan aprobado la seguridad necesaria. La ataguía deberá construirse de tal forma que sea impermeable lo más razonable como sea posible. Los muros y miembros de refuerzo deberán tener la resistencia suficiente para soportar todas las cargas y aprobando los esfuerzos de trabajo y mantener la ataguía en correcta forma y posición. Los miembros de refuerzo que se extienden hacia o a través de los límites del muelle de concreto, serán de acero y deberá cortarse después de la colocación del concreto, al menos 2 pulgadas atrás de la superficie del hormigón. El vacío formado en los extremos de los miembros deberá ser sellado con mortero. El diseño de todos los muros, refuerzos, puntales, detalles de conexión, Tablaestacas, y sellos deberá ser trabajo del contratista. Se adaptarán siempre a las condiciones encontradas y se asegurarán las construcciones adecuadas de las estructuras permanentes.

2.2.2. Especificaciones concernientes a la Deshidratación.

El retiro de agua se realiza simplemente mediante un sistema de bombeo, sin embargo es necesario tomar las consideraciones que a continuación se describen:

Los sólidos suspendidos deben ser removidos durante el achique y los que no han podido ser removidos en la descarga de agua. El contratista deberá considerar la contaminación que puede provocar al realizar el bombeo de agua. La gráfica deberá mostrarse tanto en planta como en perfil los detalles de las técnicas de remoción de los sólidos suspendidos. Deberá presentar una gráfica en la cual muestre la trayectoria del flujo y la colocación de las tuberías, mangueras, bombas, y otros equipos usados para llevar a cabo la descarga. En adición, el contratista deberá proveer un croquis que represente la posición general de las bombas relativa a las ataguías realizando el achique y el punto del efluente de descarga. El contratista deberá incluir en la descripción del equipo de bombeo el volumen de descarga, velocidad del flujo, frecuencia en la operación, localización de la descarga y el procedimiento de monitoreo a la descarga realizada. Así mismo, la contratista deberá realizar diariamente la inspección del equipo de achique cuando esté en uso, para asegurar que todos los componentes estén funcionando adecuadamente y deberá realizar el mantenimiento rutinario a fin de prevenir fugas antes de la eliminación de los sólidos en suspensión.

2.2.3. Condiciones del Sitio.

Los planos de proyecto raramente proporcionan la información necesaria para el diseño adecuado de ataguías. Lo más que se puede esperar por parte del proyectista es un contorno rectangular que representa la ataguía. Las especificaciones del contrato generalmente informan al contratista lo que puede o no hacer, pero nunca como hacerlo. Puede haber algunas recomendaciones, pero una acumulación de hechos y presentación de datos pertinentes no es algo que el diseñador de ataguías pueda esperar.

Los criterios de diseño tal como las condiciones del viento, condiciones de mareas, actividad del oleaje, la dirección que está prevaleciendo el viento, y la anticipación de vientos máximos durante la construcción, son a menudo responsabilidad del contratista. Hay siempre algo de información sobre la elevación del fondo, profundidad del embalse, y en general descripción básica de los suelos que prevalecen en la zona. En el diseño de ataguías se contemplara principalmente en las cargas laterales. En adición a la carga debido a la presión activa de la tierra que puede desarrollar en el hincado de la tablaestaca, presión hidrostática, cargas por oleaje y fuerzas generadas por viento en las partes expuestas, contribuyen a las lista de criterios para el diseño final.

Si los Cofferdams son prefabricados y son instalados en un terreno irregular con presencia de roca en el fondo, es necesario realizar un estudio cuidadoso hasta la elevación de la superficie de la roca. La ataguía debe de

instalarse correctamente en el fondo y no debe deslizarse o tener grandes fugas, su perímetro debe coincidir o aprovechar los contornos de la roca.

2.2.4. Profundidad del Embalse.

Para el diseño de ataguías el ingeniero proyectista debe considerar las condiciones existentes en el sitio. En este se considera el dato de la profundidad del agua. La profundidad del agua es la distancia vertical entre el fondo del río hasta el espejo del agua. Deberá considerarse, el promedio del flujo del agua, elevación del lago, y cualquier influencia a la elevación del agua. La elevación del fondo debe ser determinado por sondeos y datos históricos que se tengan referente a los cambios del fondo del cauce o embalse.

La elevación del fondo puede cambiar debido a diferentes factores, en esta se incluye la socavación, almacenamiento, dragados realizados por el hombre y rellenos, ambos localizados aguas arriba. La naturaleza de los sedimentos del fondo, el tipo de relleno colocado alrededor de la ataguía, velocidad actual, y las actividades del oleaje y todas los factores que causan la socavación el cual puede iniciarse después de que la ataguía este colocada. No es práctico diseñar con un tirante fijo, esto dependerá del sitio, el programa de construcción, y la elevación máxima que puede llegar el nivel del agua. El ingeniero proyectista debe seleccionar la profundidad del agua actual existente en el embalse y notificar al personal de construcción, cual es la elevación máxima del nivel del agua que se consideró al proyectar la ataguía. Es importante considerar que el bordo libre puede ser de varios pies más alto que

la altura del agua anticipada. Las alturas de oleaje puede ser agregado al elegir la profundidad del agua en la determinación de la presión hidrostática máxima.

2.2.5. Efecto del Oleaje.

Las ataguías (COFFERDAMS) localizadas en lagos y cuerpos grandes de agua pueden estar sujetos a la actividad del oleaje. Records históricos podrían ser examinados con el objetivo de predecir la altura máxima de oleaje que puede presentarse en el sitio debido a la prolongación de los vientos.

Con la nula o poca información válida, la altura de oleaje puede estimarse. Las olas se generan por los vientos, son llamados “Mareas” el cual pueden originarse lejos de la zona. Las alturas de oleaje son muy difíciles de predecir.

El término “Hindcasting” es usado cuando las condiciones meteorológicas pasadas son conocidas, mientras que el término “Forecasting” es usado cuando las condiciones son predichas. Las propiedades del oleaje incluyen el T (Wave Period), y L (Wave Length). La C (la aceleración de las olas y velocidad de propagación) es igual a L/T . La aceleración es afectada por la profundidad del agua. Las longitudes de las olas dentro del agua puede ser igual $gt^2/2\pi$, sin embargo es muy complicado determinarlo debido a los cambios en la dirección del viento y la duración. Los nomogramas han sido una ayuda importante para predecir las alturas de olas, donde la velocidad del viento, longitud de la ola, y la duración del viento pueden ser conocidas. Por ejemplo si el fetch está a 4 millas con dirección al sitio, el factor oleaje significativo está cercano a los 4 pies y el periodo está cercano a 3.5 segundos. Note que oleaje “Significativo” está

definido como el promedio de las alturas de uno a tres de la mayor altura de oleaje. La altura máxima de oleaje puede ser más o menos, dependiendo del número de olas, la ola de energía, la pérdida de la energía de la ola es debido a la interacción de olas cuando pueden sobrepasarse o chocar en diferentes direcciones, y cambios en la profundidad del embalse. Existe una fórmula en donde se indica que la ola teórica máxima es de 1.67 veces la altura de la ola significativa. En el caso citado, H, la altura máxima de la ola es de 6.7 pies. Cualquier altura prevista no podría ser menor que la altura de la ola generada por el paso del buque. Los remolcadores con frecuencia producen 3 pies de oleaje. En bahías abiertas al océano, las marejadas pueden entrar y causar realmente el aumento de nivel del agua en la ataguía el cual deben de ser consideradas.

Después de determinar la altura posible de oleaje, el ingeniero proyectista debe determinar si la estructura puede resistir a las fuerzas de las olas mientras esté vacío. La longitud del bordo libre seleccionada, probablemente determinará la fuerza de las olas ejercida sobre la estructura. La ola presente a menudo se toma como igual a la altura de ola incidente. Una ola de 4 pies puede tener su cresta un poco más de 2 pies por encima “Todavía a la elevación del agua” del nivel de la superficie del agua y cuando se tope con la pared de la ataguía puede aumentar otros cuatro pies formando el llamado “clapotis”. La altura actual depende de muchos factores como puede ser el ángulo de aproximación, profundidad del agua, energía, rugosidad de la superficie y la pendiente del fondo. El desbordamiento disminuye las posibles fuerzas de la ola, pero puede

causar otros problemas dentro de la ataguía (cofferdam). Las olas se asemejan como un haz de energía que llegan a tocar la estructura. Esta energía de la ola se disipa cuando esta misma se lanza hacia arriba, causando un oleaje, moviendo arena y otros materiales. Lo peor que pueda causar una ola sería rompiendo la ataguía. Esta cantidad de fuerza de las olas es más que solo la presión hidrostática, esta es una fuerza dinámica y es igual a 10 o 15 veces a la fuerza soportada en la pared vertical. Para la ruptura de una ola, donde la pendiente del fondo es uniforme, hay una relación entre la profundidad del embalse y la altura de la ola a considerar. El viaje de la ola comienza a debilitarse cuando la profundidad del agua es aproximadamente 1.3 veces la altura de la ola y la cresta se cae “fall over” o se rompe. Si tienes una ataguía (cofferdam) en 13 pies de tirante de agua y se presenta una ola de 10 pies, la ataguía puede estar sujeto a un daño por las fuertes olas, y en estos casos se debe de considerar en el diseño la construcción de un rompeolas para minimizar los daños.

La ataguía (cofferdam) podría ser examinado por su capacidad a resistir cargas laterales desiguales de presión hidrostática, el cual puede ocurrir durante una actividad severa de las olas con la cresta hasta arriba en un lado y en la depresión por el otro. Este efecto es común con ataguías angostas y largas que sobresale en la zona de oleajes. Las ataguías pueden tener altas actividades de oleaje en el lado externo y por el lado de adentro el agua se mantendría calmado. Esto produce una diferencia en carga el cual resulta en una presión externa desde la superficie del agua hasta el fondo del embalse

aplicado a la ataguía, no solo cerca de la superficie. Esta desigualdad de presión puede o no ser crítico en el diseño de tablaestacas dependiendo si las paredes están o no en su lugar, si el agua que se encuentra dentro de la ataguía es bombeada hacia afuera y cuando se desarrolla la actividad de las olas.

2.2.6. Consideraciones Geotécnicas.

El requerimiento para un programa de perforación deberá conocerse. Nadie puede adecuadamente predecir el suelo debajo de las ataguías sin antes tomar muestras de suelo cercanas al sitio de proyecto. Sin embargo, nada puede ser certero. Dos sondeos (uno en cada lado) es mejor que un solo sondeo. Uno en el centro de la ataguía generalmente será suficiente pero puede arrojarnos a un error si este no es representativo después de que la muestra sea retirada. La muestra puede extenderse hasta debajo del hincado de la tablaestaca. Los muestreos pueden ser realizados para determinar qué tan difícil será hincar la tablaestaca. Además de lo explicado anteriormente, cabe mencionar que mediante el estudio se podrá obtener de manera precisa las características reales del sitio, lo que contiene el agua, tamaño de los granos, y las propiedades del esfuerzo cortante. Algunos especialistas, prefieren platicar con el perforista y ver las muestras obtenidas. La naturaleza del suelo, arcilla, limo, arena, o gravas, es lo que se encuentra mayormente en las muestras para determinar hasta que longitud se puede hincar las hojas para vencer la presión pasiva del suelo. En la evaluación se puede conocer la porosidad o permeabilidad, particularmente si se está considerando una ataguía

que no sea cerrada. Si se encuentra roca, y si esta fracturada, y si se puede o no hincar la tablaestaca sobre ella. Una especificación de un proyecto típico concerniente a la perforación debe contener todas las actividades que se debe realizar, como se muestra a continuación.

Los registros de los sondeos realizados en el sitio donde se colocará la ataguía, deberán ser tomados de los planos. El registro de las perforaciones mostradas en los planos indican las características de la naturaleza de los materiales encontrados cuando se realizó el sondeo, y puede o no ser un material representativo el cual se encontrará durante la construcción. El contratista está obligado a realizar una visita de campo en la zona de estudio y examinar los registros de los muestreos. El contratista deberá interpretar por él mismo el probable grado de varios estratos y formaciones, el probable dificultad de realizar la excavación y el hincado de las tablaestacas y deberá presentar su opinión respecto a las condiciones del sitio.

El contratista podrá por su propia cuenta hacer otra investigación, sondeos, exploraciones que el desee en relación al trabajo. Es posible que al realizar la excavación y el hincado de tablaestacas se puedan encontrar obstáculos tales como troncos, escombros, y otros materiales extraños y realizados por el hombre. El precio de los trabajos a realizar deberá cubrir todos los riesgos o incertidumbres que se encuentren en el subsuelo. Se solicita a los licitantes para que incluyan cantidades suficientes en los precios para cubrir y compensar todas esas cantidades.

2.2.7. Filtraciones.

Donde se sabe que en el fondo del embalse predomina arena, existe la posibilidad del flujo de agua por debajo de las puntas de la tablaestaca, dentro de la ataguía deshidratada. La presión hidrostática en la tablaestaca debido al flujo de agua puede ser aproximadamente igual a la carga neta promedio.

Las filtraciones rápidas de agua dan como resultado un incremento del nivel freático dentro de la ataguía, una posible licuefacción en suelos arenosos, disminución de la presión pasiva del suelo, las filtraciones deben evitarse y así se asegura que la ataguía no se colapse. Esto se puede lograr sacando el agua que entra mediante bombeo, se pueden desarrollar filtraciones demasiado largos (penetración profunda de tablaestacas) y actos de fuerza mayor.

Si al hincar la tablaestaca no encontramos ninguna capa de arcilla y exista una posibilidad de que el agua fluya bajo las puntas de la tablaestaca, la cantidad de agua que entre dentro de la ataguía puede ser estimada usando el gasto neto, involucrando en la ecuación un coeficiente de permeabilidad en una dirección vertical. Esto es generalmente aplicable para ataguías largas y estrechas. Desde pequeñas ataguías marinas es necesario llevar a cabo la prueba de permeabilidad, dibujando el gasto neto, estudiando el camino de las filtraciones y calculando las cantidades de flujo, esto rara vez se realiza. Sin embargo, se sabe que los problemas de tubificación y arrastre de material están en función del ancho de la ataguía. Cuanto mayor sea la ataguía, la tablaestaca más profunda debe estar en terreno arenoso para reducir los problemas de

tubificación (flujo de agua hacia arriba). En ocasiones en arenas finas, y en ataguías amplias, la longitud de la penetración de la tablaestaca por abajo del fondo del embalse, puede ser igual a la carga (distancia de la superficie libre del agua al fondo del terreno o hasta donde se ha deshidratado el interior de la ataguía), para proporcionar una ruta de filtración suficientemente largo a fin de minimizarla.

Si debajo de la arena existe un acuífero como a menudo se encuentran en canales viejos del río, en estos casos será necesario aplicar el concreto tipo tremie. Éste concreto proporciona el peso para resistir la presión hidrostática que ejercerá el acuífero, proporcionará la resistencia lateral a las fuerzas hidrostáticas y a la presión de la tierra y eliminará la tubificación y el arrastre de material. La longitud de tablaestacas son generalmente proyectadas más cortas cuando se usan sellos. Sin embargo, colocando un sello significa más excavación y más costo, así que es necesario presupuestarlo.

2.2.8. Materiales Para la Construcción.

Los perfiles de acero para las paredes y soportes están disponibles directamente desde la fábrica, desde las bodegas del proveedor. Actualmente se está produciendo acero nuevo y este cumple con la norma ASTM A572, de especificación grado 50 ($F_y = 50 \text{ kips}^*$ por pulgada cuadrada), en comparación con la A36, está ganando más popularidad a medida que el precio baja. Las vigas de alas anchas son utilizadas como puede ser la W24X104 y las formas de pilote como la HP14X89 y son adecuados para usarlos como paredes y

puntales. Los canales y los ángulos de acero son apropiados para usarlos como refuerzos.

Cuando se construye una ataguía a base de un armado de placas y refuerzos, las vigas acanaladas y ángulos están disponibles en numerosas empresas, tales como Van Ingent, J. L. Lutz, Chicago Metal Rolled Products, y Pacific Pipe. Estas empresas fabricaran bridas anchas, tuberías, con el radio que se desee respetando ciertos límites. Cuando un canal se curva sobre su eje yy, se dice que se lamina fácilmente si la base de la brida apunta lejos del centro del arco. La flexión alrededor del eje x-x es más difícil. Al pedir un ángulo con un radio específico, el talón es la intersección de las dos piernas. Las barras planas se pueden doblar fácilmente.

2.2.9. Tiempo para la Instalación.

Las ataguías marinas requieren mucho tiempo para ser instaladas, tiempo para retirar el agua, realizar los trabajos dentro de la ataguía, y tiempo para quitarlo del sitio. El total de tiempo puede depender mucho por los días que no se puede trabajar debido a las condiciones climáticas. Es importante considerar 7 días en el calendario de obra para el curado del concreto. Generalmente, el ahorro real de tiempo para la instalación de una ataguía es realizando una buena planeación. Sabiendo que es lo que se requiere, los pasos a seguir, y el número de trabajadores y equipo necesario para concluir el trabajo. Generalmente cuando se repiten maniobras se pierde mucho tiempo. Cuando el

equipo que hincan las tablaestacas no se apresura, la calidad del trabajo es importante.

2.2.10. Constructibilidad.

El ingeniero proyectista es quién debe saber qué es lo que puede hacer el constructor. En el diseño de ataguías marinas se refleja el tipo pilotes y martillos que se debe usar, el tipo de barcaza dará servicio en la construcción de la ataguía, así como elementos prefabricados, cuales materiales se entregaran en el sitio, y el nivel de agua, viento, y oleajes que se pueden esperar durante la vida util de la estructura.

2.2.11. Consideraciones finales de Diseño.

Planos del proyecto y las especificaciones en la construcción de ataguías marinas deben abordar los siguientes requerimientos:

- El sello de concreto debe ser colocado por el método tremie. Después de que haya recuperado la resistencia requerida, el agua de la ataguía puede ser retirada. En algunas especificaciones es suficiente dejar 24 horas para que el concreto fragüe, sin embargo no se asegura que se pueda desarrollar por completo la resistencia requerida y este puede ser un factor de que el hormigón retenga calor debido a la hidratación del cemento. Los ingenieros más conservadores prefieren esperar 7 días para que el concreto pueda fraguar y desarrolle todas las propiedades para una buena resistencia.

- La dimensión de los sellos las propondrá el contratista y el espesor dependerá de la elevación de la superficie libre del agua (carga hidrostática en la parte inferior de la junta). Durante el tiempo que la ataguía permanezca en el sitio los sellos pueden ser más grandes que la zapata pero no más pequeños.
- Las zapatas de concreto se colocará en un punto seco sin reducción de tamaño debido a la interterferencia con la ataguía de tablaestaca.
- El espesor del sello puede ser menor, que el requerido para resistir toda la elevación hidrostática si se proporcionan otros medios. Este incluye:
 - a) Hold – down anclas o pilas que transfieran la carga hacia arriba a través de enlaces con el acero.
 - b) Drenes de alivio el cual reduce la carga hidrostática mediante la eliminación de agua por bombeo.
 - c) Transferencia de peso de la ataguía de tablaestacas y marco para sellar por enlace u otros dispositivos.
 - d) Desviación del rio que pasa por la estructura y se convierte en un dique de tierra.
- No se debe permitir el apuntalamiento, pues causa vibraciones o golpes en la estructura de hormigón. El apoyo al encofrado no es permitido en la construcción de ataguías de tablaestacas.
- No se permite madera embebida en concreto.
- Los extremos de acero enbebido en el concreto se deben de cortar 3 pulgadas detrás de la superficie del hormigón, y el block-out relleno de

concreto estructural si los puntales están por encima de una cierta elevación, generalmente por encima de la zapata de hormigón armado.

- No debe hincarse una tablaestaca a cierta distancia del hormigón recién vertido.

La ataguía de tablaestaca puede ser diseñada con posibles requerimientos propuestos. Luego, los criterios a usar en el diseño del mundo real, es respecto al sitio del proyecto. Revisar la información proveniente de los planos del proyecto. Estudio de los registros de perforación y el resultado de las pruebas. Muestra de suelos, tomadas por el perforista, generalmente las usa el proyectista para que pueda diseñar y proponer la colocación de la estructura. Los informes de suelo, no suelen abordar las condiciones de suelo que afectan a la instalación de tablaestacas (a excepción por la cantidad de golpes), la permeabilidad de varios estratos, la porosidad de alguna formación o problemas de filtraciones y emanaciones. De todas maneras, el ingeniero Geotecnista no suele ser ingeniero Estructuralista y no se le debería pedir que recomiende como diseñar una ataguía, que tablaestaca usar o cualquier otro tema que este fuera de su especialización. Si la información es insuficiente para realmente llegar a conocer el sitio, el contratista puede llevar a cabo sus propias investigaciones utilizando las perforaciones realizadas. Las perforaciones no deben de situarse directamente en el área donde se construirá la ataguía a menos que estén bien cementadas y tapados al finalizar los sondeos. Las perforaciones a menudo conducen a problemas en el retiro de agua. Basados en estudios de laboratorio (ángulo de fricción interna, compresión no confinada) realizado en suelo

granular recuperados del lugar y sabiendo que el contratista tiene provisto utilizar tablaestacas de acero para la ataguía (estructura flexible), el ingeniero geotecnista de la contratista, debe proporcionar al ingeniero contratista un coeficiente de la presión activa del suelo, el peso específico sumergido y el coeficiente de empuje pasivo en cada uno de los diferentes estratos subyacentes a una profundidad más allá de la profundidad de excavación (por lo menos 50 pies). En los estratos subyacentes del suelo en los cuales predomina la arcilla, el geotecnista debe proporcionar los valores obtenidos a partir de ensayos de compresión con muestra confinada (o un valor de cohesión desde $c=2qu$) de suelo en intervalos regulares. Esto es generalmente una información suficiente para iniciar un análisis del hincado de la tablaestaca requerida y su longitud total.

Es necesario una investigación del sitio mediante, el estudio de los registros históricos y con la plática de los residentes locales. Establecer la carga más alta del nivel de espejo del agua, el cual puede ocurrir durante el tiempo que esté instalada la ataguía. Buscar el libro de mareas locales para conocer el intervalo de mareas normales, si es aplicable, y estimar la velocidad máxima que se puede presentar. Tratar de averiguar que altura máxima de la ola se puede presentar examinando registros de la velocidad del viento, dirección y duración. Conociendo la dirección del mayor fetch del sitio, se puede saber si son vulnerables las alturas de las olas. Examinando el lugar más cercano de canales de navegación, el tipo y la cantidad de botes. El paso de embarcaciones genera oleajes que pueden dañar la estructura. Usando esta

información, es posible establecer la elevación de la parte superior de la ataguía.

Otros datos que es importante conocer en lo concerniente a las condiciones más específicas del sitio, tales como la niebla, hielo, inundaciones por lluvia, arrastre de escombros. Algunos de estos factores pueden afectar respecto al acceso del sitio de la obra. Las opciones incluyen accesos temporales (temporary trestle) en la orilla de cada ataguía, chalanes para accesos, botes pequeños para accesos, o combinados. Puede haber otros, líneas altas, tranvías, transbordadores (con cables de remolque), rellenos temporales, barcas hundidas, puentes de hielo, helicópteros, vehículos anfibios, y buques de varios tipos.

El contratista puede tomar la decisión en lo concerniente al procedimiento para la excavación del sitio. Ocasionalmente hay una oportunidad para pre-excavar y evitar tener que ir por dentro de la ataguía con una excavadora de almeja para retirar el material excavado. En algunos sitios, al realizar la excavación así como se va retirando el material se vuelve a llenar de material de derrumbe. Y en otras, las agencias reguladoras pueden decir “de ninguna manera”. Sin antes poder determinar la naturaleza de los sedimentos del fondo antes de cualquier intento de pre-excavación para averiguar si es estable bajo las condiciones existentes. La mayoría de los sitios se encuentran en un “estado de equilibrio” y cualquier cambio en el flujo del agua y materiales del fondo, o la adición o retiro de obstrucciones interrumpirá el entorno. Puede sobrevenir una socavación. Las riberas de los ríos pueden incluso ser

afectados. Las pre-excavación pueden ayudar o pueden dificultar el trabajo. Otra consideración es el hincado de la tablaestaca. Si en las especificaciones y planos del proyecto indican que se requiere que la tablaestaca debe ser conducido por una base, la elección puede ser obvia y tanto la excavación y el hincado puede ser realizado después de que la ataguía este en el sitio.

La mayoría de ataguías marinas con tablaestacas son rectangulares debido a que la estructura a construir adentro es rectangular. Sin embargo, las ataguías pueden ser octagonales, hexagonales, redonda, o en forma de diamante. Las esquinas pueden ser fabricadas para dar cabida a casi cualquier forma. Por supuesto, una ataguía cuadrada o rectangular puede gustar más al personal que hincará la tablaestaca porque los trabajos se realizan más fácil. Algunas ataguías pueden ser poligonales con doble muro y el interior relleno de roca. Estos son especialmente útiles cuando el sitio es en mar abierto sujeto a la acción de grandes oleajes. Estas ataguías son esencialmente estructuras de gravedad y actúan como rompeolas, protegiendo el área seca de un mar embravecido.

Las dimensiones interiores de cualquier ataguía pueden ser suficientemente largas para la colocación del encofrado, varillas de refuerzo, y el concreto para la estructura propuesta. También dentro de la ataguía debe haber espacio suficiente para poder permitir el hincado de la tablaestaca. No sólo debe haber espacio para bajar el martillo pila y los cables, pues puede ser necesario considerar así el ángulo en el que las pilas de tablaestacas tienen que ser conducidos. Estos a menudo gobiernan el tamaño de la apertura de los

marcos estructurales, particularmente si las baterías son de 5 en 12 y la ataguía debe ser excavada a una gran profundidad. También la ataguía debe ser suficientemente grande de tal forma que la punta de la tablaestaca no interfiera con el conjunto de pilotes cuando estén hincándose. Es muy esencial planear la configuración, ubicación, dirección y pendiente, para ver si es posible o no de poder conducir los pilotes en la ataguía provista. Los marcos estructurales pueden posicionarse fuera de las paredes de la ataguía. Todas las tablaestacas deben entonces ser atornilladas al marco estructural ya que estos están siendo empujados hacia adentro por la presión hidrostática. Usualmente el contratista no quiere que esto suceda ya que es un tiempo perdido.

Las dimensiones de los marcos estructurales deben de coordinarse con el número de tablaestacas (y esquinas) siendo consideradas para su uso. Es mucho más fácil establecer las dimensiones generales de la ataguía si hay solo una sección tipo de tablaestaca a considerar. La colocación de tramos de tablaestacas varían de 32 pulgadas a unos 54 pulgadas, por lo que hace una gran diferencia cuando se selecciona de un fabricante, por lo que hace una gran diferencia cuando se selecciona la hoja de un fabricante sobre otro en cuanto al número de pilotes y su distancia de conducción. A menudo los marcos estructurales son fabricados ligeramente más pequeños (1 o 2 pulgadas dependiendo del tamaño de la ataguía), a las dimensiones teóricas solo para asegurarse de que no sea demasiado grande y que se pueda realizar el cierre cuando se coloque la última hoja o lo largo de la pared.

A fin de mantener los marcos estructurales en un tamaño manejable, los puntales y brazos pueden ser colocados para limitar su longitud de tramo y momento de flexión. Sin embargo, cuando los atiezos son considerados en su uso, deben de ser instalados en un lugar donde no interfieran con la conducción del pilote y, preferiblemente, no coincidan con encofrado del concreto o con la estructura misma. Si los atiezos deben penetrar la estructura de concreto en construcción, ventanas o bloqueadores se pueden formar alrededor de los atiezos.

El objetivo de los puntos anteriores, es el deseo de poder utilizar el menor número de puntales o rigidizadores tanto como sea posible e instalar marcos estructurales, lo suficientemente grandes para abarcar la distancia requerida. Los apoyos horizontales en las esquinas son a menudo fabricados de la misma sección de los marcos estructurales. Desarrollar condiciones finales momento fijos, los marcos estructurales deben ser soldadas a tope con refuerzos en todas las conexiones, sobre todo en los soportes para los esquinales. Existen otros métodos para reforzar los marcos estructurales. En algunos casos se pueden usar pilotes o postes diagonales. En algunas instancias varillas. Las estructuras especiales prefabricadas son prácticas y se usan 2 marcos estructurales. Estas estructuras tienen brazos entre los marcos y son útiles donde las fuerzas exteriores que están involucradas se encuentran desequilibradas. Cualquier sección, el ingeniero debe diseñarla para cargas verticales que pueden llegar a ser aplicadas a los marcos estructurales y puntales. El contratista podrá establecer las bombas de diesel en la parte

superior de la ataguía, el área es utilizada para una zona de almacenamiento para bigas y barras de refuerzo, establecidos tolvas de hormigón, o colocación de material y los puntales.

Inclusive, hay cargas que se aplican a las estructuras por accidente, tales como golpear un puntal con un cucharón de almeja, caídas de rellenos sobre los puntales y marcos estructurales y el apoyo de la ataguía para el hincado de pilotes. Así que es una buena idea sobredimensionar los puntales, marcos seguros para hincar la tablaestaca, la soldadura de los hangares a intervalos frecuentes y el uso de tuberías o vigas de ala ancha con un eje horizontal resistente para usarlos como puntales sujetos a cargas verticales. También los marcos estructurales tienden a acumular agua de lluvia, barro, y roca durante la construcción y realizándole agujeros de drenaje a la viga puede ayudar a mantener que se llenen de agua.

El número de niveles de los marcos dependerá de la profundidad de la ataguía, la resistencia de la tablaestaca, la necesidad de un marco estructural inferior (plantilla) durante el hincado de la tablaestaca. A menudo un segundo marco estructural es empleado cuando solamente un marco superior es suficiente. Este segundo marco puede algunas veces ser retirado después de que el concreto tipo tremie sea vertido. Marcos estructurales de tres o cuatro niveles son requeridos en ataguías muy profundas. Una práctica común para ésta instalación implica su suspensión en "paquetes". Una manera de bajar los marcos hacia abajo es a "manga" y deslice hacia abajo los pilotes de conducidos previamente.

Hay varios caminos para comenzar una construcción de una ataguía cuando la tablaestaca es hincada en alta mar. La selección del método depende del equipo marino con la que cuenta el contratista, profundidad del embalse, medios de accesos, tamaño de la ataguía, número de marcos estructurales, y la posibilidad de características especiales. El inspector ahora debe entrar en la imagen. ¿Cómo se va a replantear el trabajo?. Por triangulación a un pilote hincado, por GPS, o por medición con flexómetro. Instalando una plataforma de madera, estableciendo una torre temporal, o construyendo una combinación horizontal de entre una plataforma de control y una estructura de soporte para la plantilla de la tablaestaca pueden ser algunos métodos que debe de considerarse. Ciertamente no se puede marcar un punto sobre la superficie del agua. Una boya no sirve de nada excepto para mostrar en donde se va a construir el muelle.

En aguas poco profundas y cercas de la costa, un acceso corto puede ser práctico para que un camión grúa y equipo pequeño se pueden usar para construir la ataguía. En aguas poco profundas a cierta distancia de la costa y en una ubicación remota, una grúa sobre orugas en un Flexifloat, u otro tipo similar de barcaza pontón podría resultar funcional. En ríos largos y caudalosos, el uso de barcaza con grúas sobre orugas y un caballete de acceso pueden ser contraproducente. Los grandes contratistas seleccionan barcazas con torre de perforación para su trabajo enganchando la grúa para mayor seguridad. En aguas profundas con actividad de oleaje significativo, las barcazas con torre de perforación es la elección más obvia. Las grandes ataguías en alta mar con

múltiples marcos estructurales y tablestacas largas deben ser hincadas en la excavación, hincado de pilote, y grandes cantidades de concreto, pueden requerir una flota de buques. Estos buques pueden incluir barcasas con torre de perforación, materiales de barcaza, lanchones o barcasas de tolva, una barcaza para buzos, un lanchón de anclaje, remolcadores, y barcos para personal.

El procedimiento para la instalación de ataguías en alta mar, puede incluir o considerar algún tipo de medida de protección de los escombros flotantes, el hielo y el tráfico marino excesivo y errante pues podría ser un peligro para la seguridad de la ataguía. Los trabajos iniciales en la construcción de la ataguía generalmente incluyen el montaje de una plataforma o un marco estructural en pilotes. Las tablaestacas pueden ser hincadas. El punto de comienzo y final puede depender de las condiciones actuales, siendo el objeto principal es poder evitar que las altas corrientes de la marea o del río que afectan el extremo abierto de la ataguía. Por lo general, el cierre se coloca en algún lugar que no sea una esquina, para que las tablaestacas pueden manipularse mejor. Después de la instalación de los marcos estructurales y los puntales en su elevación adecuada, la excavación se puede llevar a cabo en forma gradual, hincado de pilotes y la colocación del concreto tremie para el sello de filtraciones. Después de la deshidratación y la limpieza, se puede proceder con el trabajo de la colocación del concreto.

Equipo a bordo de la barcaza que tiende al sitio, además del gancho de la grúa, puede incluir cables y martillos de impacto, seguidores, un martillo vibratorio, una cuchara de almeja, soldadura y trajes de ardor, un compresor de

aire, una planta de luz, bombas de hormigón (o cubos) bombas, tubería tremie y la válvula de la vejiga (o tuberías y tolvas), deshidratación, los buzos de soporte de equipos, y otros equipos de construcción. Si se utilizaran equipos con motores eléctricos diésel, hidráulico o de aire es necesario tomar una decisión de cómo se manejarán. Si el sitio se accede por caballete, un sistema de distribución de energía puede ser necesario instalar si se planifican las herramientas eléctricas para el uso. Algunas barcazas derrick todavía son propulsadas por vapor pero la mayoría funcionan con energía eléctrica generada por diésel. Cierta equipo subacuático emplea el sistema hidráulico y puede ser necesario disponer de una planta de energía hidráulica en la cubierta de la barcaza. La mayoría de las grandes barcazas derrick son bastante autosuficientes, con cuartos de herramientas, taller de máquinas, el almacenamiento de combustible y bodegas de herramienta. La decisión tiene que tomarse de la mejor manera al entregar el concreto en alta mar. Las opciones incluyen el transporte de baldes rellenas de hormigón en los barcos que salen desde el cercano muelle, transporte de hormigón en los camiones de transporte de concreto colocados en una barcaza y remolcados al sitio, el transporte de agregados por lotes con el sitio para la mezcla y colocación. La solución puede ser un factor en la entrega de otros materiales como tablestacas, plantilla, marcos estructurales, pilas permanentes, encofrado y barras de refuerzo, relleno y otros materiales en el sitio. A menudo uno o más muelles de acceso, junto con barcazas de servicios, es una respuesta práctica.

Otros tipos de ataguías, tales como los que se componen de anillos de hormigón prefabricados, paneles prefabricados de acero, fabricados cajas y cunas requieren un medio diferente de acceso y la instalación. Ascensores pesados pueden implicar barcazas torre de perforación de alta capacidad. Diseños inusuales, donde se emplean sellos externos de hormigón, pueden requerir la colocación de pre-mezcla en bolsas, el bombeo de mortero en los alrededores del agregado (pre-pak), o formaciones de lechada. Las estructuras de ataguías unidas a superficies de hormigón existentes están a menudo fabricadas a partir de acero y sólo requieren un gancho de la grúa y una bomba de desagüe. Se requieren grúas-ciclo de trabajo para la excavación y la colocación de roca.

Cuando el peso es excesivo, las ataguías pueden ser prefabricadas y flotando en su lugar. Por ejemplo, la compañía Peter Kiewit Sons Co. Prefabrica Ataguías de hormigón de 150 x 75 x 25 pies. En un dique seco cada uno de los cuales pesa 5.000 toneladas. Después de la inundación del dique seco, fueron remolcados en la parte de aguas arriba de la presa y posicionados en contra de los muelles del vertedor, abarcando dos bahías. Después del sellado y deshidratado, los trabajos se realizaron en seco en dos pilares expuestos bajo el nivel del lago.

Flatiron Structures Company construyó en 1999 cerca de Bath Maine al lado del río Kennebec con 40 pies de agua usando una ataguía poco común para instalar 6 zapatas para un muelle. Ben Gerwick, Inc., fue el ingeniero de Diseño. Flatiron prefabricó unos bloques altos de concreto de 33 x 36 x 12 pies,

en una barcaza con una lata dentro de cada esquina para capturar cuatro pilas submarinas de tubería de acero de 8 pies de diámetro que habían sido hincados con precisión en el sitio. El bloque para la zapata iba a ser colocado en la parte superior de estas cuatro pilas y establecer con su hincado de 3 pies por debajo de la superficie del agua. Con el fin de completar los bloques de desplante, fue necesario agregar una ataguía de acero de 15 pies de alto sobre la parte superior del bloque. Este montaje fue remolcado al sitio y anclado para guiar las pilas. Sobre el conjunto de pilotes hincados previamente, se colocó un sello de concreto tremie de 4 pies de espesor trasladándolo en una barcaza Derrick hasta el sitio de su colocación. Después de la deshidratación, la colocación del concreto fue terminada, la ataguía se inundó y se retiró.

La selección del equipo y los materiales para la construcción de una ataguía a mar abierto es el resultado de muchos factores. La selección puede estar basada en el costo, seguridad, y la velocidad en la construcción. Usualmente, lo económico depende de que método se use. Él tiene un plan bien pensado, menos costo que otras alternativas, seguro en la construcción, fácil y rápido, y el personal adecuado para llevarlo a cabo.

2.2.12. Técnicas de construcción de Cofferdams.

Esta sección está dedicado al hincado convencional de ataguías marinas, a base de tablaestacas usadas para la construcción de pilas de los puentes y estructuras similares en el agua donde es necesario realizar trabajos bajo el agua sin presencia de agua. Las ataguías marinas pueden ser instaladas de

muchas formas, dependiendo de las condiciones del sitio, secuencia de los trabajos, la forma de la ataguía, el equipo con que cuente el contratista y la programación de la obra. Algunas especificaciones o todas de las siguientes condiciones pueden determinar el método de la instalación:

- Condiciones del sitio: Profundidad del agua, condiciones actuales del sitio, exposición al viento, y oleaje, materiales del fondo, fango, arena, grava, roca, y la combinación de todas las anteriores determina el diseño de la ataguía, procedimiento de construcción, y el equipo necesario para instalarlo.
- Secuencia del trabajo: La secuencia de la excavación y el hincado de la tablaestaca (antes o después de que este instalada la ataguía) puede influenciar en la planeación de la instalación.
- Excavación: La profundidad puede determinar la selección del método de la pre-excavación o la post-excavación y que equipo debe ser usado.
- Marcos estructurales: El número de marcos estructurales requeridos para sostener la ataguía rige la forma en que deben de ser prefabricados y establecidos en su lugar. Los marcos preposicionados son a menudo usados como plantilla o para ayudar a la configuración y conducción de la tablaestaca.
- Longitud de la tablaestaca: algunas ataguías requieren de la instalación de tablaestacas de más de 40 pies de largo pueden necesitar de una barcaza y el manejo especial (auges largos y una torre de perforación de

más alta capacidad). En casos especiales, condiciones de sobrecargas bajas pueden determinar qué tan largas pueden ser las tablaestacas.

- Sello de concreto Tremie: Donde se Requiera, la cantidad y profundidad del concreto tremie a ser colocado dependerá del método del transporte al sitio y el número de dispositivos para colocar el hormigón.
- Equipo y material: El contratista puede tener ciertos equipos marinos disponibles para el trabajo que puede llegar a influir en el planteamiento de la instalación. Tablaestacas, vigas de acero, tuberías, etc., almacenados en la bodega del contratista con toda seguridad, si es posible se utilizarán en la ataguía.
- Ventana de construcción: las especificaciones del contrato pueden requerirse en el trabajo, o en una porción del trabajo, se realizará durante una determinada época del año. Esto se aplica en el hincado de pilote donde la anidación de las aves pueden verse afectados o puede aplicarse a las excavaciones durante la migración de los peces. Las condiciones del tiempo puede influir cuando las condiciones son tan desfavorables y el trabajo no se puede realizar en ese momento.
- Programación de la construcción: El proyecto puede consistir de varias ataguías el cual deben de ser construido y se puede requerir de uno o dos programas para realizarlas al mismo tiempo. Esta opción determina la cantidad de equipos necesarios para completar el trabajo a tiempo.

Hay siempre opciones y caminos favoritos que ciertos contratistas tienen en la realización del trabajo. El plan actual para el trabajo debe involucrar la

gestión, ingeniería, y la supervisión del personal. Un buen plan es uno que se realiza sin tener que hacerlo dos veces. El diseño depende también de otros factores, tangible e intangible, y es por eso que los programas de software y diseños "enlatados" no siempre funcionan para la ingeniería de la construcción.

2.2.13. Localización del cofferdam.

La localización de los equipos flotantes para las construcciones de mar abierto históricamente se ha logrado por métodos de topografía bastante simples que incluyen:

- Triangulación usando dos tránsitos situados en la costa a la vista en un objetivo en la barcaza torre.
- Centro de línea y distancias medidas con un equipo laser y óptico telemétrico (geodímetros) desde la costa.
- La combinación de los dos.

Los problemas restantes para el topógrafo incluyen en la orientación de la barcaza y la localización de las pilas de los puentes. Esto es resuelto preestableciendo los ángulos y distancias de las mediciones del punto de referencia en la barcaza de la ataguía, pilotes, o cualquiera que deba ser localizado.

Para realizar un buen posicionamiento de la estructura, es importante realizar un monitoreo continuo para el posicionamiento de la barcaza como pueden ser en ríos en corrientes fuertes y en varias direcciones. Los métodos

actuales incluyen ordenadores a bordo con software desarrollado específicamente para el sitio, para guiar a la barcaza en una posición y orientación exacta. Estos trabajos se realizan con receptores de sistemas de posicionamiento global (GPS) que establecen la localización en tiempo real con dos o tres antenas colocadas en las barcasas, por lo tanto proporcionan continuamente una lectura de datos de la barcaza, de ubicación y orientación relativa a donde debe estar para cualquier tarea en particular. Los inclinómetros incluso pueden ser empleados para monitorear el cabeceo y balanceo de la barcaza. Los líderes con esta tecnología se incluyen navegación Trimble, Topcon.

Tener el software e instrumentación desarrollada para un proyecto específico, permite al contratista localizar no sólo la estructura del muelle a mar adentro para la instalación ataguía, pero para localizar el anclaje de la barcaza y las boyas, orientar la barcaza por alguna actividad deseada e incluso controlar la instalación de la pila de tolerancias ajustadas para la ubicación e inclinación. Por supuesto, un medio físico para establecer la localización de la línea de agua, mantenerlo ahí en corrientes fuertes es una parte necesaria del esfuerzo total.

2.2.14. Plantilla.

La palabra clave para la construcción de una ataguía convencional a base de tablaestaca es “Plantilla” o “Templet”. Los marcos estructurales o walers son a menudo usados para plantillas para el hincado de los pilotes. Esto es una

solución para sujetar la tablaestaca en la alineación, proporcionando soporte lateral para resistir presiones de viento y corrientes y un medio para controlar las distancias del hincado. Las plantillas son necesarias para alinear las tablaestacas, evitar que se apoye, y ayudar en la instalación de cañerías cuando se resistía a las fuerzas causadas por las corrientes de agua u obstáculos subterráneos.

2.3. Tablestacas Metálicas.

Se definen como tablestacados metálicos las paredes formadas por tablestacas metálicas que se hincan en el terreno, para constituir, debidamente enlazadas, pantallas de impermeabilización o resistencia, con carácter provisional o definitivo.

Se entiende por pantalla de tablestacas combinada la compuesta por elementos primarios y secundarios. Los elementos primarios están formados normalmente por pilotes metálicos, situados en el terreno a intervalos equidistantes. Los elementos secundarios son generalmente perfiles metálicos de tablestaca, que se disponen en el espacio intermedio entre los elementos primarios.

3.- MATERIALES Y MÉTODOS.

3.1. Localización geográfica de la Presa el Tintero.

La presa El Tintero, se localiza en el municipio de Namiquipa, estado de Chihuahua, Región Hidrológica Administrativa VI, Río Bravo, Región Hidrográfica 34 y a su vez dentro de la Cuenca Hidrológica Río Santa María y Subcuenca Hidrográfica Presa El Tintero.

Partiendo de la ciudad de Chihuahua se toma la carretera Federal No. 45 rumbo a Ciudad Juárez hasta el km 103 pasando por el poblado de Ojo Laguna, donde se prosigue por la carretera estatal No 7, hasta el poblado Flores Magón para posteriormente continuar por la carretera Federal No. 10 hacia Buenaventura recorriendo 35 km y partir de ahí continuar por un camino de terracería hasta la presa el Tintero.

La presa El Tintero se ubica aproximadamente a 200 km al noroeste de la ciudad de Chihuahua y a 35 km aguas arriba de la población de Buenaventura, sobre el río Santa María, en el municipio de Namiquipa, Chih., y 41 km de la cabecera municipal, sobre la carretera Namiquipa-Las cruces.



Figura 5. Ubicación geográfica de la Presa el Tintero.

3.1.1. Ubicación de la Obra de Toma.

De acuerdo a los planos proporcionados por la dependencia, la obra de toma se encuentra ubicada en la margen izquierda de la boquilla de la presa. En el siguiente croquis se muestra la localización de la estructura.

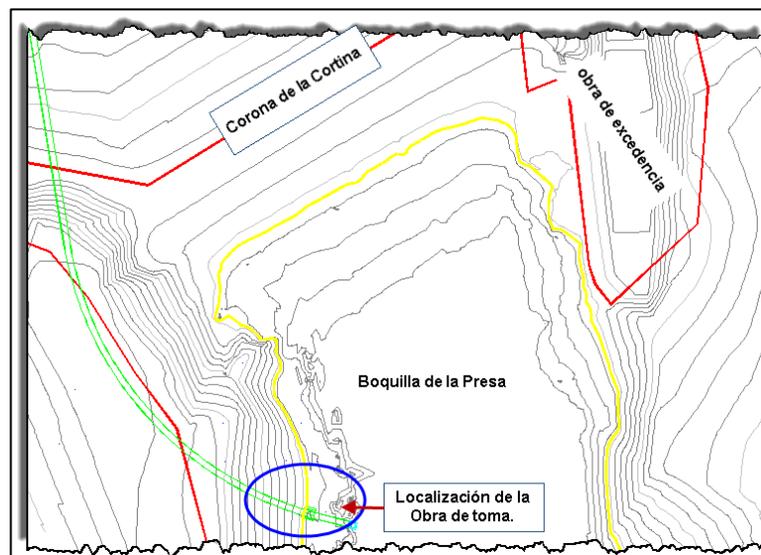


Figura 6. Localización de la obra de toma de la Presa el Tintero.

- Obra de Excedencias

3.2.1. Cortina

La cortina es de tipo de roca, con corazón impermeable central asimétrico y respaldos de materiales friccionantes, graduados desde rezagas en contacto con el impermeable hasta roca de grandes dimensiones en los paramentos exteriores, para protección contra oleaje y erosión. La cortina está formada por tres zonas:

- Zona 1. Corazón impermeable, formado con el producto de la explotación de dos bancos, uno localizado aguas arriba y otro aguas abajo. Este material se compactó con 12 pasadas de rodillo pata de cabra, en capas de 0.15 m de espesor; el talud de aguas arriba es de 1:1 y el de aguas abajo de 0.75:1.
- Zona 2. Transición de rezaga formada con el producto de excavaciones para alojar el vertedor y de dos canteras localizadas aguas arriba y abajo de la cortina, colocada a volteo y extendida con tractor. Tiene taludes de 1.25:1 aguas arriba y 1:1 aguas abajo.
- Zona 3. Respaldos permeables formados con roca obtenida de las excavaciones y canteras antes indicadas, colocada a volteo y graduada a manera de lograr que los tamaños más grandes

quedaran en los paramentos exteriores. Tiene taludes exteriores 2:1.

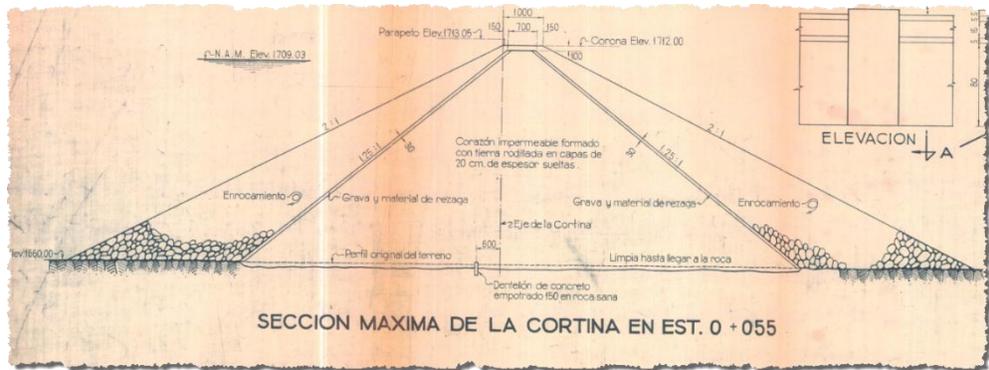


Figura 8. Sección máxima de la cortina de la Presa El Tintero.



Figura 9. Fotografía Panorámica de la Presa El Tintero, con las condiciones actuales.

Cuadro.1. Dimensiones de la cortina, presa El Tintero (Fuente: Presas de México, CONAGUA).

CARACTERISTICAS DE LA CORTINA		
Altura total	m	56.00
Sobre el lecho del río	m	52.00
Ancho de la corona	m	10.00
Ancho de la base	m	230.00
Taludes exteriores	-	2. : 1
Elevación desplante de la cimentación	m.s.n.m.	1656.00
Elevación desde el fondo del cauce	m.s.n.m.	1660.00
Elevación de la corona	m.s.n.m.	1712.00
Bordo Libre	m	2.97
Capacidad total del vaso	m ³	130,000,000.00
Capacidad de azolves	m ³	8,000,000.00
NAME	m.s.n.m.	1709.03
NAMO	m.s.n.m.	1703.00
NAMIN	m.s.n.m.	1675.00

Cabe mencionar que en la corona originalmente se proyectó un murete, que está ubicado en la margen derecha y aguas arriba de la corona con las características siguientes:

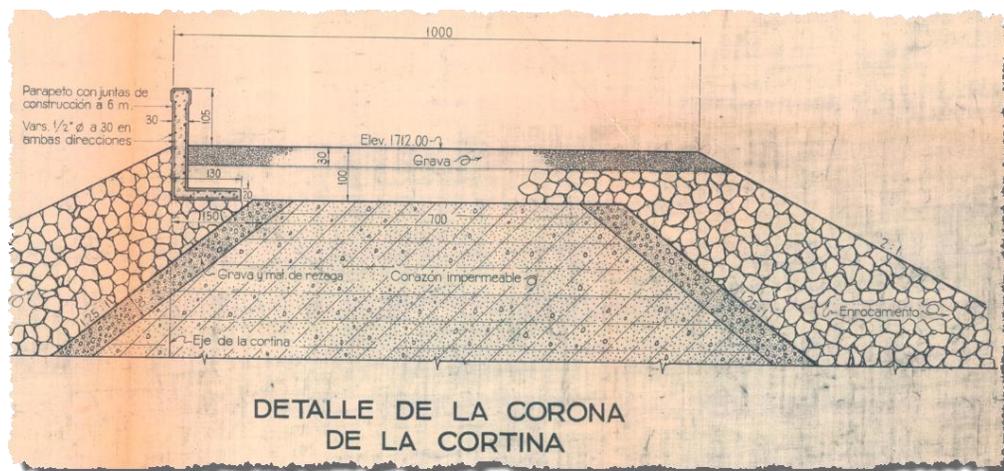


Figura 10. Detalle de la corona de la Cortina de la Presa el Tintero.



Figura 11. Murete construido en la margen derecha y aguas arriba de la corona

Cuadro.2. Características del murete, Presa El Tintero (Fuente: Sección máxima de la cortina 1945, CONAGUA).

DIMENSIONES DEL MURETE		
Altura total	m	2.05
Altura apartir de la corona	m	1.05
Altura de deplante con respecto a la corona	m	1.00
Longitud	m	137.00
Ancho	m	0.30
Ancho de la base	m	1.00
Espesor de la base	m	0.20
Ancho de cabezal de murete	m	0.35
Altura de cabezal	m	0.25

Así también recientemente se proyectó otro murete aguas abajo de la corona, sin embargo la información de las propiedades geométricas de dicho murete no fueron proporcionadas por la dependencia.

3.2.2. Obra de Toma

La Obra de Toma está situada en la ladera izquierda; consiste esencialmente en un túnel que se usó a la vez como obra de desvío; provista de una rejilla en su parte extrema de aguas arriba y un tapón central de concreto, donde tiene su origen una tubería de presión de fierro con una válvula de mariposa para emergencia y una válvula Howell Bungler para control de las extracciones. Las principales características de los elementos que integran a la Obra de Toma se muestran en la siguiente tabla:

Cuadro.3. Característica de la Obra de Toma, Presa El Tintero (Fuente: Plano General Obra de Toma, 1945, CONAGUA)

CARACTERISTICAS DE LOS ELEMENTOS DE LA OBRA DE TOMA		
Tuberia		
Longitud de la tuberia	m	87.00
Espesor de la tuberia	in	3/8"
Material de la tuberia	-	Acero
Gasto maximo de diseño	m ³ /s	10.00
Valvulas		
Valvula de operación	Howell-Bunger	36"
	Peso (kg)	7682.00
Valvula de emergencia	Mariposa	54"
	Peso (kg)	7955.00
Tunel		
Longitu del tunel	m	250.00
Pendiente del Tunel	-	0.004
Material de revestimiento	Concreto	140 Kg/cm ²
Diametro interior	m	2.50
Rejilla		
Estructura cilindrica de concreto de diametro colocada en la parte superior	m	3.00
Altura de los barrotes	m	1.90
Separacion de barrotes	m	0.16
Altura de la total	m	14.20
Elevacion del Umbral	m.s.n.m.	1675.00
Elevacion parte superior	m.s.n.m.	1677.50
Elevacion de desplante	m.s.n.m.	1663.00

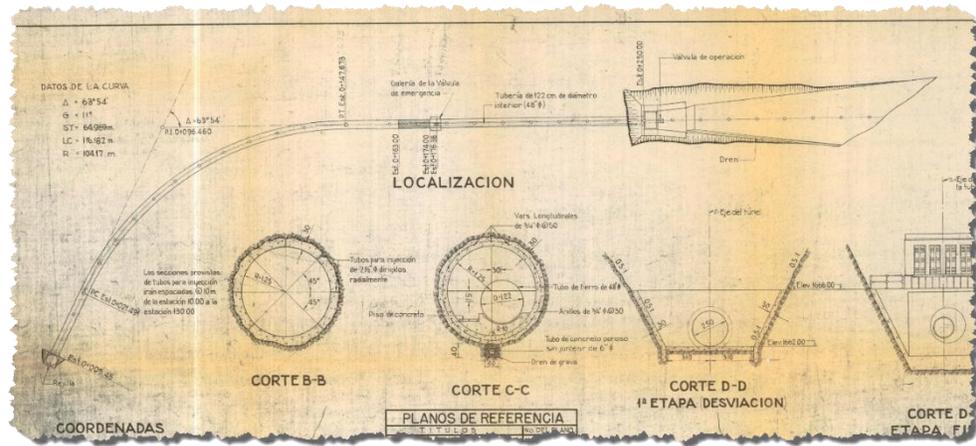


Figura 12. Plano de la obra de toma del proyecto original.



Figura 13. Vista panorámica de la obra de toma de la Presa El Tintero.

3.2.3. Obra de excedencias

La obra de excedencias se aloja en la ladera derecha, consiste de un vertedor de cresta libre, con canal colector lateral, conectado con un canal de

descarga con su eje curvo en planta y que desciende hasta el lecho del río y termina en un deflector construido talmente de concreto.

Las principales características de los elementos de la obra de excedencias se presentan a continuación:



Figura 14. Vista panorámica de la obra de excedencias de la Presa El Tintero.

Cuadro.4.

Característica de la Obra de Excedencias, Presa El Tintero (Fuente:
Presas de México, CONAGUA).

CARACTERÍSTICAS DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS		
Tipo de vertedor	-	Lateral
Elevación de la cresta	m.s.n.m.	1703.00
Longitud de la cresta vertedora	m	75.00
Carga de diseño	m	6.03
Gasto máximo en el vertedor	m ³ /s	2000.00
Avenida de diseño	m ³ /s	3000.00
Canal Colector		
Longitud	m	85.00
Pendiente	-	0.1265
Ancho de plantilla variable	m	10 a 15
Canal de descarga		
Longitud	m	185.00
Pendiente variable	-	-
Ancho de plantilla	m	10.00
Taludes	-	1/4: 1

3.3. Metodología Para la Planeación y Diseño.

3.3.1. Levantamiento topográfico de la Zona de estudio.

El objetivo principal del presente estudio, es obtener la topografía del terreno en el sitio en donde se encuentra ubicada la presa, la geometría de cada estructura, además de las elevaciones actuales que tienen cada estructura. La recopilación y análisis de los datos topográficos que se obtengan, servirán para poder proponer las alternativas de solución en cuanto a la sobreelevación de la Presa.

3.3.1.1. Establecimiento de apoyo terrestre.

Para el establecimiento de apoyo terrestre, primeramente la dependencia proporciono dos vértices, el cual sirvieron como coordenadas de arranque, ya que dichos vértices están ligados a la red geodésica nacional.

Los datos proporcionados se presentan en la siguiente tabla:

Cuadro.5. Vértices proporcionados por la CONAGUA, Presa El Tintero.

DESCRIPCION	ESTE	NORTE	COTA	UBICACIÓN
VERTICE 1	268941.446	3272692.624	1712.289	MARGEN IZQUIERDA DE LA CORTINA
VERTICE 2	268978.263	3272868.195	1664.013	AL PIE DE DEL CANAL DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS.

Al inicio de los trabajos de topografía, la contratista junto con personal de la CONAGUA realizó un recorrido en la Presa el tintero, para poder delimitar la

zona donde se efectuarían los trabajos de topografía, así como el de ubicar físicamente los vértices proporcionados por la dependencia.



Figura 15. Ubicación de los vértices para el punto de arranque del levantamiento topográfico, Presa El Tintero, Namiquipa, Chihuahua.

3.3.1.2. Trazo y Estacado de la Poligonal de apoyo.

El trazo de la poligonal de apoyo se inició por la margen izquierda de la cortina, para posteriormente cruzar por el hombro izquierdo de la cortina, continuando por la cresta del vertedor, luego por la margen derecha de la cortina, concluyendo el trazo por la obra de toma localizada hacia aguas abajo de la cortina.

La metodología aplicada para el trazo y estacado de la poligonal de apoyo se explica a continuación:

1. Primeramente se marcó el punto inicial de la poligonal, es decir el 0+000.
2. Para el levantamiento del primer punto de inflexión (PI), se centra y nivela la estación total en el vértice 0+000 luego se coloca un PI obteniendo tanto las coordenadas tridimensionales, como la distancia entre el 0+000 y el punto de inflexión medido.
3. Obteniendo la distancia entre los dos puntos medidos, se marcan los cadenamientos, colocando estos a cada 20 metros sobre la línea imaginaria que se forma entre el PI 0 + 000 y el PI que se ha medido por ejemplo (PI0+000 – PI0+230).
4. Cuando se termina de trazar los cadenamientos se mueve la estación total hacia el punto de inflexión medido anteriormente, es decir se coloca la estación el PI0+230.
5. Para continuar con los trabajos del trazo de la poligonal se siguen los pasos explicados anteriormente del punto 1 al 3.

En cada punto de inflexión y cadenamiento medido se coloca un trompo con una tachuela en el centro, en un lado se pone un testigo con una estaca, ésta debe estar rotulado con el cadenamiento o PI al que pertenece. En el caso que no se pueda colocar las estacas como testigo, se puede rotular los PI's y/o las veintenas en lugares donde sea visible. Por ejemplo en nuestro caso al pasar el trazo por el cimacio del vertedor se tuvo que rotular en el concreto del cimacio.

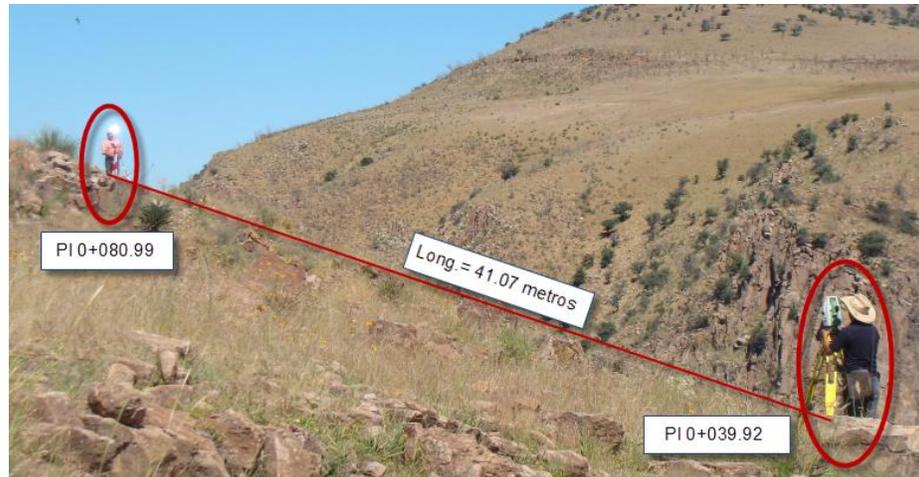


Figura 16. Levantamiento y Trazo de un punto de inflexión, Presa El Tintero, Namiquipa, Chihuahua.

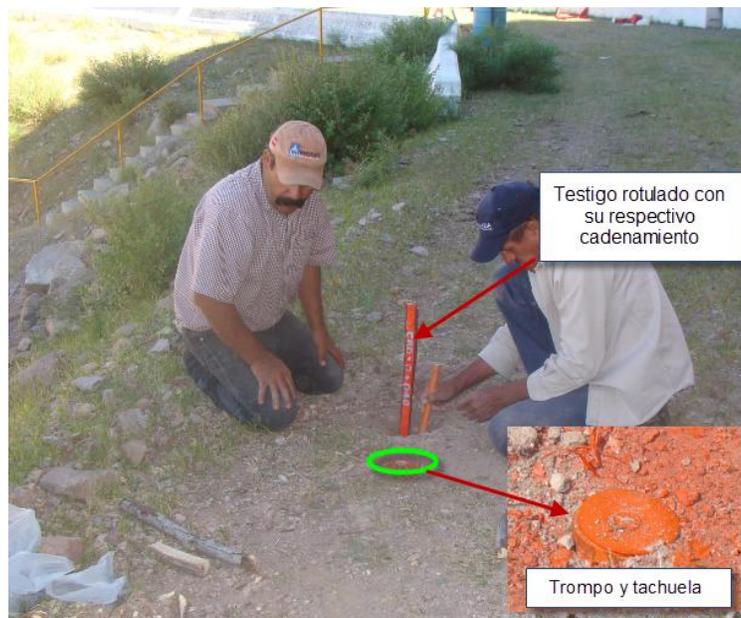


Figura 17. Colocación del trompo y la estaca que sirve como testigo, Presa El Tintero, Namiquipa, Chihuahua.

3.3.1.3. Nivelación del perfil de la Poligonal de apoyo.

Con el objetivo de obtener el control horizontal de la topografía se llevó a cabo la determinación de las cotas de los puntos establecidos de la poligonal de apoyo, tales como, puntos de inflexión y cadenamientos. Como punto inicial de la nivelación se tomó como banco de nivel, el vértice proporcionado por la Dependencia y que a continuación se presenta.

Cuadro.6. Coordenadas del banco de nivel, usado como punto de arranque para la nivelación de la poligonal de apoyo, Presa El Tintero, Namiquipa, Chihuahua.

DESCRIPCION	ESTE	NORTE	COTA	UBICACIÓN
VÉRTICE 1	268941.446	3272692.624	1712.289	CORONA DE LA CORTINA POR LA MARGEN IZQUIERDA.



Figura 18. Ubicación física del banco de nivel, Presa El Tintero, Namiquipa Chihuahua.

La nivelación se realizó con el método de ida (nivelación de perfil) y vuelta (nivelación diferencial) para comprobar desniveles obteniendo visuales no mayores de 50 metros.

Para llevar a cabo esta actividad, es necesario contar con una brigada de topografía la cual está integrada por un ingeniero topógrafo, que maneja el nivel fijo y 3 peones los cuales se encargan de mover los estadales en cada uno de los puntos a cada 20 m, y de esta manera se obtienen las cotas de los cadenamientos y puntos de inflexión (PI), el levantamiento consiste en colocar el nivel fijo en un punto de ligue, fuera de los puntos a levantar de esta posición visualizar los puntos atrás y adelante del nivel, posteriormente se realiza la comprobación mediante la nivelación diferencial.



Figura 19.

Nivelación de la poligonal de apoyo de la Presa El Tintero, Namiquipa, Chihuahua.



Figura 20. Nivelacion de la poligonal de apoyo de la Presa El Tintero, Namiquipa, Chihuahua.

3.3.1.4. Secciones transversales del cuerpo de la cortina.

El levantamiento topográfico de las secciones se realizó en todo el cuerpo de la cortina, en el vertedor y canal de descarga de la obra de excedencias. Las secciones se levantaron transversalmente a los cadenamientos. Referente a las estructuras existentes, se levantaron a detalle, con el objetivo de ver las elevaciones actuales de cada una de ellas.



Figura 21. Levantamiento de Secciones del terreno natural de la presa el Tintero, Namiquipa, Chihuahua.

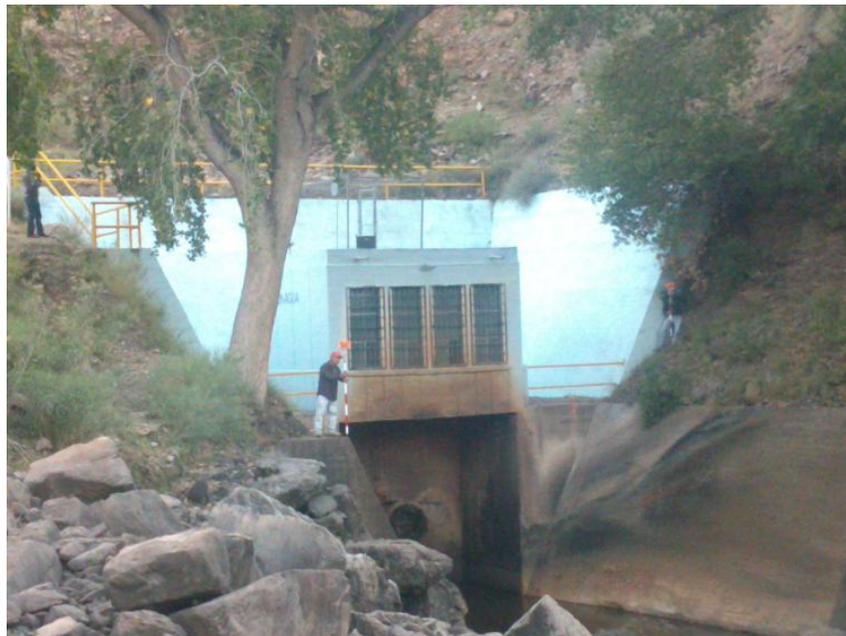


Figura 22. Levantamiento de la estructura de la obra de toma, Presa el Tintero, Namiquipa, Chihuahua.

3.3.1.5. Monumentación.

De acuerdo a los términos de referencia, se colocaron dos monumentos con el objetivo de tener un señalamiento permanente en la zona del proyecto. Los monumentos fueron construidos siguiendo las especificaciones de los términos de referencia del presente contrato. Para cada uno de los monumentos fueron ligadas a los existentes y se obtuvieron sus coordenadas X, Y, y Z.

Los monumentos colocados fueron de tipo piramidal de 20 centímetros de base por 40 centímetros de altura y 10 centímetros de corona, con una resistencia de concreto $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$.



Figura 23. Monumento colocado sobre la margen izquierda de la cortina. Presa El Tintero, Namiquipa Chihuahua.

3.3.1.6. Planta, perfil topográfico de la boquilla y dibujo de planos.

Con la base de datos de la libreta se calcularon las coordenadas (x, y, z) para construir la planta y el perfil, y se dibujaron los planos, presentando en ellas las condiciones actuales de las estructuras presentes en la presa.

Mediante el método de triangulación se procesaron curvas de nivel equidistantes anotando curvas gruesas y delgadas con su respectiva cota. Y se procesaron secciones del terreno natural sobre la poligonal de apoyo a cada 20 metros especificando el cadenamiento y la elevación al centro de la sección.

Los planos presentados se realizaron de acuerdo a lo especificado a los términos de referencia del presente contrato.

3.3.1.7. Cuadro de Construcción de la poligonal de apoyo.

Cuadro.7. Lista de los puntos de inflexión colocados para el trazo de la poligonal de apoyo.

LADO		RUMBO	DISTANCIA	V	CAD.	COORDENADAS	
EST	PV					Y	X
				PI-0	0+000.00	3,272,539.48	268,953.09
PI-0	PI-1	N 16°23'39.20" E	39.921	PI-1	0+039.92	3,272,577.78	268,964.36
PI-1	PI-2	N 14°48'37.25" W	41.065	PI-2	0+080.98	3,272,617.48	268,953.86
PI-2	PI-3	N 36°52'23.39" W	23.152	PI-3	0+104.13	3,272,636.00	268,939.97
PI-3	PI-4	N 31°49'11.28" W	30.625	PI-4	0+134.76	3,272,662.02	268,923.82
PI-4	PI-5	N 39°45'19.50" W	19.776	PI-5	0+154.53	3,272,677.22	268,911.18
PI-5	PI-6	N 69°01'00.64" W	88.691	PI-6	0+243.22	3,272,708.98	268,828.37
PI-6	PI-7	N 88°13'15.97" E	56.764	PI-7	0+300.00	3,272,710.75	268,885.10
PI-7	PI-8	S 79°24'19.60" E	60.046	PI-8	0+360.03	3,272,699.71	268,944.13
PI-8	PI-9	N 58°19'36.87" E	147.898	PI-9	0+507.93	3,272,777.36	269,070.00
PI-9	PI-10	N 58°19'09.98" E	6.011	PI-10	0+513.94	3,272,780.52	269,075.11
PI-10	PI-11	S 30°05'08.11" E	13.368	PI-11	0+527.31	3,272,768.95	269,081.81
PI-11	PI-12	S 70°35'46.33" W	14.129	PI-12	0+541.44	3,272,764.26	269,068.49
PI-12	PI-13	S 06°47'25.06" E	33.219	PI-13	0+574.66	3,272,731.27	269,072.41
PI-13	PI-14	N 68°00'41.25" E	14.169	PI-14	0+588.83	3,272,736.58	269,085.55
PI-14	PI-15	S 06°43'20.36" E	64.133	PI-15	0+652.96	3,272,672.89	269,093.06
PI-15	PI-16	S 17°11'54.48" E	7.124	PI-16	0+660.09	3,272,666.08	269,095.17
PI-16	PI-17	S 38°33'25.49" E	8.423	PI-17	0+668.51	3,272,659.49	269,100.42
PI-17	PI-18	N 47°09'58.50" E	40.031	PI-18	0+708.54	3,272,686.71	269,129.77
PI-18	PI-19	N 04°30'31.91" E	29.412	PI-19	0+737.95	3,272,716.03	269,132.08
PI-19	PI-20	N 03°45'41.13" E	16.801	PI-20	0+754.75	3,272,732.80	269,133.19
PI-20	PI-21	N 12°58'37.11" W	21.713	PI-21	0+776.47	3,272,753.95	269,128.31

Cuadro.8. Lista de los puntos de inflexión colocados para el trazo de la poligonal de apoyo

LADO		RUMBO	DISTANCIA	V	CAD.	COORDENADAS	
EST	PV					Y	X
PI-21	PI-22	N 30°07'25.42" W	35.546	PI-22	0+812.01	3,272,784.70	269,110.47
PI-22	PI-23	N 21°30'49.69" W	8.176	PI-23	0+820.19	3,272,792.31	269,107.47
PI-23	PI-24	N 30°25'29.51" W	10.583	PI-24	0+830.77	3,272,801.43	269,102.11
PI-24	PI-25	N 40°39'24.93" W	16.69	PI-25	0+847.46	3,272,814.09	269,091.24
PI-25	PI-26	N 45°46'55.76" W	59.979	PI-26	0+907.44	3,272,855.92	269,048.25
PI-26	PI-27	N 43°21'48.70" W	15.465	PI-27	0+922.90	3,272,867.17	269,037.63
PI-27	PI-28	N 67°42'08.51" W	14.99	PI-28	0+937.89	3,272,872.85	269,023.77
PI-28	PI-29	N 67°10'22.75" W	33.444	PI-29	0+971.34	3,272,885.83	268,992.94
PI-29	PI-30	N 50°29'13.87" W	83.444	PI-30	1+054.78	3,272,938.92	268,928.56
PI-30	PI-31	N 20°53'41.28" W	32.226	PI-31	1+087.01	3,272,969.03	268,917.07
PI-31	PI-32	N 31°53'15.18" W	63.299	PI-32	1+150.31	3,273,022.77	268,883.63
PI-32	PI-33	N 32°17'19.64" W	87.197	PI-33	1+237.50	3,273,096.48	268,837.05
PI-33	PI-34	S 57°28'42.13" W	133.019	PI-34	1+370.52	3,273,024.97	268,724.89
PI-34	PI-35	S 25°51'25.85" E	99.25	PI-35	1+469.77	3,272,935.66	268,768.18
PI-35	PI-36	S 32°12'18.32" E	84.204	PI-36	1+553.98	3,272,864.41	268,813.06
PI-36	PI-37	S 42°33'11.47" E	77.725	PI-37	1+631.70	3,272,807.15	268,865.62
PI-37	PI-38	S 18°35'03.02" E	44.063	PI-38	1+675.77	3,272,765.39	268,879.66
LONGITUD =			1675.771				

3.3.1.8. Nivelación de la Poligonal de Apoyo.

Cuadro.9. Puntos nivelados sobre la poligonal de apoyo.

NIVELACION DE LA POLIGONAL DE APOYO.

EST	(+)	AI	(-)	COTA
2624	2.096	1714.385		1712.289
0+360.00			2.106	1712.279
0+300.00			1.995	1712.39
0+320.00			1.392	1712.993
0+340.00			1.684	1712.701
0+380.00			2.052	1712.333
PL1	1.494	1713.46	2.419	1711.966
0+400.00			1.252	1712.208
0+420.00			1.244	1712.216
0+440.00			1.2	1712.26
PL2	1.506	1713.443	1.523	1711.937
0+460.00			1.166	1712.277
0+480.00			1.182	1712.261
0+500.00			1.023	1712.42
0+507.94			1.01	1712.433
0+513.96			0.494	1712.949
PL3	3.499	1716.49	0.452	1712.991
0+520.00			0.513	1715.977
PL4	2.246	1718.56	0.176	1716.314
0+527.32			0.327	1718.233
PL5	0.281	1715.459	3.382	1715.178
0+540.00			3.928	1711.531
PL 0+541.45	0.185	1711.744	3.9	1711.559
PL6	0.474	1708.428	3.79	1707.954
			3.596	1704.832

EST	(+)	AI	(-)	COTA
PL7	0.444	1705.039	3.833	1704.595
PI 6 0+574.00			3.304	1701.735
0+380.00			3.226	1701.813
PL7	1.733	1703.425	3.347	1701.692
PI 7 0+588.84			0.537	1702.888
0+600.00			0.495	1702.93
PL8	1.464	1704.399	0.49	1702.935
0+620.00			1.502	1702.897
0+640.00			1.482	1702.917
PI 0+652.79			1.491	1702.908
PI 0+660.10			1.49	1702.909
0+660.00			1.493	1702.906
PI 0+668.52			1.468	1702.931

Cuadro.10. Puntos nivelados sobre la poligonal de apoyo (continuación).

EST	(+)	AI	(-)	COTA	EST	(+)	AI	(-)	COTA
2624	2.176	1714.465		1712.289	PL15	3.833	1765.759	0.184	1761.926
0+340.00			1.762	1712.703	PL16	3.95	1769.275	0.434	1765.325
0+320.00			1.469	1712.996	PL17	0.483	1768.47	1.288	1767.987
0+300.00			2.075	1712.39	140			1.704	1766.766
0+280.00			2.688	1711.777	PI4 134.76			1.308	1767.162
0+260.00			3.622	1710.843	PL18	0.792	1767.19	2.072	1766.398
0+220.00			3.134	1711.331	PI5			2.742	1764.448
PL1	3.411	1717.473	0.403	1714.062	PL19	2.689	1769.507	0.372	1766.818
0+240.00			2.607	1714.866	120			3.444	1766.063
PI 0+243.23			1.557	1715.916	PI 104.141			3.372	1766.135
PL2	3.971	1721.129	0.315	1717.158	PL20	0.266	1766.828	2.945	1766.562
PL3	3.429	1724.533	0.025	1721.104	100			1.346	1765.482
PL4	3.882	1728.147	0.268	1724.265	PL21	0.112	1763.794	3.146	1763.682
PL5	3.442	1731.116	0.473	1727.674	PI 80.9			1.086	1762.708
PL6	3.729	1734.651	0.194	1730.922	80			1.089	1762.705
PL7	3.982	1738.228	0.405	1734.246	PI22	0.229	1761.345	2.678	1761.116
PL8	3.181	1741.239	0.17	1738.058	60			3.097	1758.248
PL9	3.543	1744.664	0.118	1741.121	PI 39.924			2.746	1758.599
PL10	3.778	1748.278	0.164	1744.5	20			1.81	1759.535
PL11	3.666	1751.756	0.188	1748.09	PL33	1.962	1762.687	0.62	1760.725
PL12	3.517	1755.123	0.15	1751.606	0	3.116	1762.983	2.82	1759.867
PL13	3.842	1758.644	0.321	1754.802	PL1	3.471	1766.109	0.345	1762.638
PL14	3.673	1762.11	0.207	1758.437	PL2	3.847	1769.69	0.266	1765.843

Cuadro.11. Nivelación de la poligonal de apoyo (continuación).

EST	(+)	AI	(-)	COTA
PI3 0+104.00			3.555	1766.135
PL3	1.914	1770.026	1.578	1768.112
0+134.77			2.867	1767.159
PL4	0.104	1766.21	3.92	1766.106
PL5	0.282	1763.054	3.438	1762.772
PL6	0.078	1759.265	3.867	1759.187
PL7	0.054	1755.921	3.398	1755.867
PL8	0.194	1752.233	3.882	1752.039
PL9	0.188	1748.631	3.79	1748.443
PL10	0.173	1745.041	3.763	1744.868
PL11	0.074	1741.431	3.684	1741.357
PL12	0.187	1737.718	3.9	1737.531
PL13	0.111	1734.044	3.785	1733.933
PL14	0.01	1730.254	3.8	1730.244
PL15	0.347	1726.709	3.892	1726.362
PL16	0.098	1722.914	3.893	1722.816
PL17	0.242	1719.522	3.634	1719.28
PI 0+243.24			3.612	1715.91
PL18	0.466	1716.268	3.72	1715.802

EST	(+)	AI	(-)	COTA
PL19	1.055	1713.476	3.847	1712.421
220			2.148	1711.328
			2.63	1710.846
280			1.701	1711.775
300			1.088	1712.388
320			0.487	1712.989
PL20	0.487	1713.465	0.498	1712.978
340			0.766	1712.699
2624			1.18	1712.285

Cuadro.12. Nivelación de la poligonal de apoyo (continuación)..

EST	(+)	AI	(-)	COTA
0+527.32	3.676	1721.909		1718.233
PI14 0+776.48			2.276	1719.633
PL1	3.86	1725.603	0.166	1721.743
PL2	3.916	1729.186	0.333	1725.27
0+760.00			1.067	1728.119
PL3	3.23	1732.238	0.178	1729.008
PI 0+754.76			1.881	1730.357
PL4	2.958	1734.973	0.223	1732.015
0+740.00			1.534	1733.439
0+737.96			1.383	1733.59
PL5	0.209	1731.611	3.571	1731.402
PL6	0.031	1727.99	3.652	1727.959
0+720.00			2.105	1725.885
PL7	1.484	1725.726	3.748	1724.242
PI 11 0+708.55			3.351	1722.375
PL8	1.133	1725.941	0.918	1724.808
PI 11 0+708.55			3.57	1722.371
PL9	3.799	1728.05	1.69	1724.251
0+720.00			2.162	1725.888
PL10	3.554	1731.519	0.085	1727.965
PL11	3.55	1734.956	0.113	1731.406
PI12 0+737.96			1.36	1733.596
0+740.00			1.512	1733.444
PL12	0.285	1732.304	2.937	1732.019
PI 0+754.76			1.941	1730.363
PL13	0.198	1729.209	3.293	1729.011
0+760.00			1.085	1728.124
PL14	0.118	1725.394	3.933	1725.276

EST	(+)	AI	(-)	COTA
PL15	0.108	1721.856	3.646	1721.748
0+527.32			3.625	1718.231
PL16	0.188	1718.239	3.805	1718.051
0+480.00			0.5	1717.739
PL17	0.134	1714.632	3.741	1714.498
PL18	0.12	1710.994	3.758	1710.874
PI19 0+907.45			3.159	1707.835
0+920.00			2.568	1708.426
PI20 0+922.91			2.226	1708.768
PL19	0.538	1707.609	3.923	1707.071
0+800.00			2.232	1705.377
PL20	0.119	1704.055	3.673	1703.936
0+812.02			3.675	1700.38
PL21	0.053	1700.898	3.21	1700.845
PI6 0+820.20			1.507	1699.391
PI17 0+830.78	0.085	1698.182	2.801	1698.097
0+840.00			1.283	1696.899
PI18 0+847.47	0.77	1696.727	2.225	1695.957
0+560.00			2.777	1693.95

Cuadro.13. Nivelación de la poligonal de apoyo (continuación).

EST	(+)	AI	(-)	COTA
2624	2.155	1714.444		1712.289
BN			1.606	1712.838
PL1	0.273	1711.087	3.63	1710.814
PL2	0.257	1707.584	3.76	1707.327
PL3	0.058	1704.252	3.39	1704.194
PL4	0.557	1701.089	3.72	1700.532
PL5	0.352	1697.797	3.644	1697.445
PL6	0.391	1694.578	3.61	1694.187
PL7	0.446	1691.287	3.737	1690.841
PL8	0.383	1687.9	3.77	1687.517
PL9	0.336	1684.505	3.731	1684.169
PL10	1.198	1682.873	2.83	1681.675
PI 1+370.00			1.506	1681.367
1+380.00			1.509	1681.364
0+400.00			1.581	1681.292
1+420.00			3.202	1679.671
1+440.00			2.813	1680.06
1+460.00			1.678	1681.195
PI 1+469.78			1.156	1681.717
1+480.00			1.212	1681.661
PL 1+500.00			1.174	1681.699
PL11	0.852	1682.325	1.4	1681.473
1+520.00			1.319	1681.006
1+540.00			1.414	1680.911
1+560.00			1.544	1680.781
PI27			1.533	1680.792
1+580.00			1.42	1680.905
1+600.00			2.209	1680.116
PL12	3.67	1683.945	2.05	1680.275
1+620.00			3.09	1680.855
1+640.00			1.45	1682.495

EST	(+)	AI	(-)	COTA
PI28			2.261	1681.684
1+660.00			0.181	1683.764
PL13	2.722	1685.958	0.709	1683.236
1+680.00			2.205	1683.753
PI29			0.122	1685.836
PL14	0.452	1683.866	2.544	1683.414
PL15	0.471	1680.608	3.729	1680.137
PL16	0.298	1677.603	3.303	1677.305
PL17	0.128	1673.909	3.822	1673.781
PL18	0.15	1670.329	3.73	1670.179
PL19	0.028	1666.732	3.625	1666.704
PL20	0.451	1664.282	2.901	1663.831
1+340.00			1.585	1662.697
1+320.00			3.29	1660.992
PL21	3.085	1665.087	2.28	1662.002
1+280.00			2.1	1662.987
PL22	3.04	1667.365	0.762	1664.325
1+260.00			2.05	1665.315
PL23	3.623	1670.638	0.35	1667.015
PL24	3.89	1673.992	0.536	1670.102
1+240.00			3.247	1670.745
PI26 1+237.51			2.289	1671.703
1+220.00			1.462	1672.53
PL25	3.975	1677.636	0.331	1673.661
1+200.00			3.49	1674.146
1+180.00			2.372	1675.264
1+160.00			1.233	1676.403
PI25 1+503.31			0.739	1676.897
1+140.00			0.705	1676.931

Cuadro.14. Nivelación de la poligonal de apoyo (continuación).

EST	(+)	AI	(-)	COTA
PL26	1.809	1677.745	1.7	1675.936
1+120.00			1.231	1676.514
1+100.00			2.579	1675.166
PI24 1+087.00			2.147	1675.598
PL27	0.514	1674.909	3.35	1674.395
1+080.00			0.469	1674.44
PL28	0.792	1672.401	3.3	1671.609
PI 1+054.78			3.806	1668.595
1+060.00			2.98	1669.421
1+040.00			1.93	1670.471
PL29	1.326	1671.564	2.163	1670.238
1+020.00			2.635	1668.929
1+000.00			1.154	1670.41
PL30	3.56	1674.907	0.217	1671.347
PL31	3.73	1678.342	0.295	1674.612
0+980.00			3.081	1675.261
PL32	3.569	1681.519	0.392	1677.95
PL33	3.452	1684.698	0.273	1681.246
0+971.35			3.032	1681.666

EST	(+)	AI	(-)	COTA
PL34	3.434	1687.891	0.241	1684.457
0+960.00			0.805	1687.086
PL35	3.935	1691.526	0.3	1687.591
PL36	3.579	1694.917	0.188	1691.338
PL37	3.743	1698.273	0.387	1694.53
PL38	3.8	1701.979	0.094	1698.179
0+940.00			2.455	1699.524
PI21 0+937.90			1.24	1700.739
PL39	3.803	1705.362	0.42	1701.559
PL40	3.467	1708.407	0.422	1704.94
PL41	3.792	1711.741	0.458	1707.949
PL42	2.375	1713.282	0.834	1710.907
PL43	1.461	1713.362	1.381	1711.901
2624			1.073	1712.289
BN			0.525	1712.837

3.3.2. Estudio Hidrológico.

Los objetivos principales que se persiguen como parte del “Proyecto Ejecutivo de Sobreelevación de la Presa El Tintero, Municipio de Namiquipa, Estado de Chihuahua”, con la realización del estudio hidrológico son:

1. Actualización de los estudios realizados con anterioridad para la “La Presa El Tintero” y actualmente en operación.
2. Determinar el nuevo nivel del Umbral de la Obra de Toma.
3. Definir la capacidad útil de almacenamiento y el NAMO
4. Análisis de la demanda de riego en base a la información existente para la 7,718 Ha, del Distrito de Riego 042 Buenaventura, Chih.
5. Determinar la cota de sobreelevación de la presa “El Tintero”, a fin de garantizar el riego del total de la superficie de 7,718 Ha, del Distrito de Riego 042 “Buenaventura”.

Las características actuales de la cortina se presentan en la siguiente tabla:

Cuadro.15. Dimensiones de la cortina, presa El Tintero (Fuente: Presas de México, CONAGUA)

CARACTERISTICAS DE LA CORTINA		
Altura total	m	56.00
Sobre el lecho del río	m	52.00
Ancho de la corona	m	10.00
Ancho de la base	m	230.00
Taludes exteriores	-	2. : 1
Elevación desplante de la cimentación	m.s.n.m.	1656.00
Elevación desde el fondo del cauce	m.s.n.m.	1660.00
Elevación de la corona	m.s.n.m.	1712.00
Bordo Libre	m	2.97
Capacidad total del vaso	m ³	130,000,000.00
Capacidad de azolves	m ³	8,000,000.00
NAME	m.s.n.m.	1709.03
NAMO	m.s.n.m.	1703.00
NAMIN	m.s.n.m.	1675.00

Cabe mencionar que en la corona originalmente se proyectó un murete, que está ubicado en la margen derecha y aguas arriba de la corona con las características siguientes:

Cuadro.16. Características del murete, Presa El Tintero (Fuente: Sección máxima de la cortina 1945, CONAGUA).

DIMENSIONES DEL MURETE		
Altura total	m	2.05
Altura apartir de la corona	m	1.05
Altura de deplante con respecto a la corona	m	1.00
Longitud	m	137.00
Ancho	m	0.30
Ancho de la base	m	1.00
Espesor de la base	m	0.20
Ancho de cabezal de murete	m	0.35
Altura de cabezal	m	0.25

Las características de la obra de toma se presentan en la siguiente tabla:

Cuadro.17. Característica de la Obra de Toma, Presa El Tintero (Fuente: Plano General Obra de Toma, 1945, CONAGUA)

CARACTERISTICAS DE LOS ELEMENTOS DE LA OBRA DE TOMA		
Tubería		
Longitud de la tubería	m	87.00
Espesor de la tubería	in	3/8"
Material de la tubería	-	Acero
Gasto máximo de diseño	m ³ /s	10.00
Valvulas		
Valvula de operación	Howell-Bunger	36"
	Peso (kg)	7682.00
Valvula de emergencia	Mariposa	54"
	Peso (kg)	7955.00
Tunel		
Longitu del tunel	m	250.00
Pendiente del Tunel	-	0.004
Material de revestimiento	Concreto	140 Kg/cm ²
Diametro interior	m	2.50
Rejilla		
Estructura cilindrica de concreto de diametro colocada en la parte superior	m	3.00
Altura de los barrotes	m	1.90
Separacion de barrotes	m	0.16
Altura de la total	m	14.20
Elevacion del Umbral	m.s.n.m.	1675.00
Elevacion parte superior	m.s.n.m.	1677.50
Elevacion de desplante	m.s.n.m.	1663.00

Y finalmente se presentan las características de la obra de excedencias.

Cuadro.18. Característica de la Obra de Excedencias, Presa El Tintero (Fuente: Presas de México, CONAGUA)

CARACTERISTICAS DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS		
Tipo de vertedor	-	Lateral
Elevación de la cresta	m.s.n.m.	1703.00
Longitud de la cresta vertedora	m	75.00
Carga de diseño	m	6.03
Gasto máximo en el vertedor	m ³ /s	2000.00
Avenida de diseño	m ³ /s	3000.00
Canal Colector		
Longitud	m	85.00
Pendiente	-	0.1265
Ancho de plantilla variable	m	10 a 15
Canal de descarga		
Longitud	m	185.00
Pendiente variable	-	-
Ancho de plantilla	m	10.00
Taludes	-	1/4: 1

Con los datos anteriormente presentados, la Gerencia de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos de la Subdirección General Técnica, proporciono el gasto de diseño utilizando el modelo de lluvia escurrimiento del Hidrograma Unitario Triangular HUT. Esta Gerencia obtuvo un gasto de diseño de 3000 m³/s para un periodo de retorno de 10000 años.

Al efectuar el tránsito con la avenida de 3000 m³/s con la forma del hidrograma adimensional del SCS, iniciándolo en la elevación 1704.87 m.s.n.m. nuevo NAMO propuesto, longitud del vertedor de 75 metros, se obtiene un NAME, en la elevación 1711.23 m.s.n.m. lo que da un bordo libre de 1.78 metros.

Los datos anteriormente mostrados sirvieron para obtener las cantidades de obra necesarias para sobreelevar la cortina, el vertedor y finalmente la obra de toma.

Con base a los datos recopilados para el desarrollo del presente estudio hidrológico para llevar a cabo la Sobreelevación de la Presa El Tintero, y su procesamiento en gabinete, se presentan los siguientes datos de diseño para la alternativa seleccionada.

Cuadro.19. Datos de diseño para la alternativa seleccionada.

DATOS GENERALES DE DISEÑO		
CORRIENTE APROVECHAR	RÍO SANTA MARIA	-
LONGITUD DE LA CORRIENTE	182.357	Km ²
PENDIENTE MEDIA DE LA CORRIENTE	0.437	%
NOMBRE DE CUENCA	SUBCUENCA PRESA EL TINTERO	-
AREA DE LA CUENCA	3844.553	Km ²
PERIMETRO DE LA CUENCA	398.850	Km
CAPACIDAD TOTAL AL NAME	235.160	Mm ³
CAPACIDAD AL NAMO	150.000	Mm ³
CAPACIDAD DE AZOLVES	4.580	Mm ³
CAPACIDAD UTIL	134.49	Mm ³
BORDO LIBRE	2.970	M
ELEV. NAME	1710.042	M.S.N.M
ELEV. NAMO	1704.870	M.S.N.M
ELEV. UMBRAL OBRA DE TOMA (NAMIN)	1682.000	M.S.N.M
ELEV. PARTE SUPERIOR OBRA DE TOMA (NAMINO)	1684.500	M.S.N.M
LONGITUD DE CRESTA VERTEDORA	75.000	M
AVENIDA DE DISEÑO (TR=10,000 AÑOS)	3291.170	M ³ /S

3.3.3. Alternativas de solución.

El procedimiento seguido para obtener finalmente la solución definitiva del problema en cuestión, se realizó mediante la propuesta de alternativas de solución y para cada una se consideraban las ventajas y desventajas, de tal manera que la que presentara más ventajas sería la alternativa final elegida.

Como primera opción en la búsqueda de las alternativas, se realizaron las investigaciones necesarias buscando obras ejecutadas de problemas similares, para ello se consultaron empresas especializadas en trabajos de construcciones de ataguías, así como empresas que se dediquen a realizar pantallas impermeables y empresas especialistas en el dragado de presas. Así fue como finalmente se propusieron las siguientes alternativas que a continuación se enlistan.

1. Dragado en la boquilla de la Presa.
2. Construcción de una ataguía a base del sistema ESTATEC.
3. Construcción de una ataguía a base de tablaestaca.
4. Construcción de una nueva obra de toma.

3.3.3.1. Dragado en la boquilla de la Presa.

El dragado se puede definir como la extracción de suelo de un lugar, su elevación, transporte y disposición en otro lugar respetando en todo el proceso las limitaciones ambientales.

Para la extracción del material de fondo hasta la superficie se realizará por medio de un equipo de draga. Con respecto al transporte se utilizará una barcaza para posteriormente transportarlo hasta una orilla del embalse.



Figura 24. Dragado de un río utilizando barcas para la extracción del material de azolve.

El área a dragar abarcará en todo lo largo de la boquilla que tiene una longitud aproximada de 350 metros, como se muestra en la siguiente imagen.

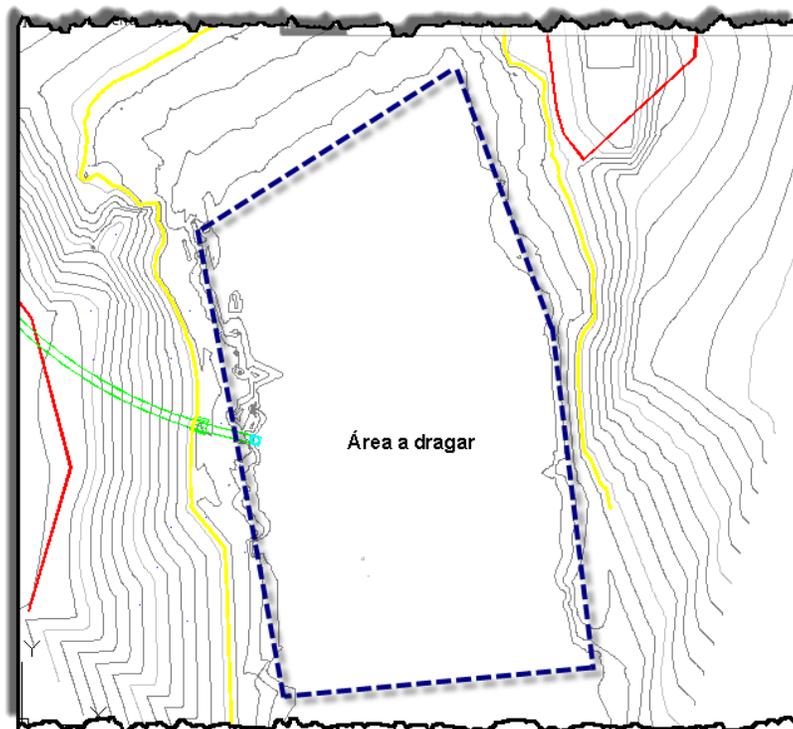


Figura 25. Área que se propone dragar, Presa el Tintero.

El espesor promedio a dragar es de 9 metros obteniendo un volumen de 239,432 metros cúbicos, partiendo de la cota 1675.59 a la cota 1666.59. Con los trabajos de dragado se asegurarán que se bajaran los niveles de azolve de la presa y ya no será necesario sobreelevar la estructura de la obra de toma, y finalmente se estaría aumentando la vida útil de la presa.

Como ejemplo se presentan algunas imágenes para el dragado en La Presa el Tintero.

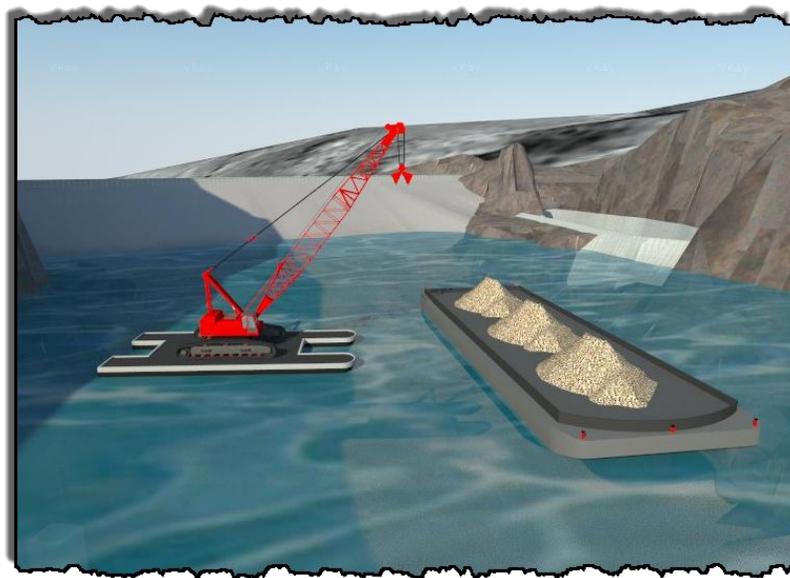


Figura 26. Dragado de Presa el Tintero.

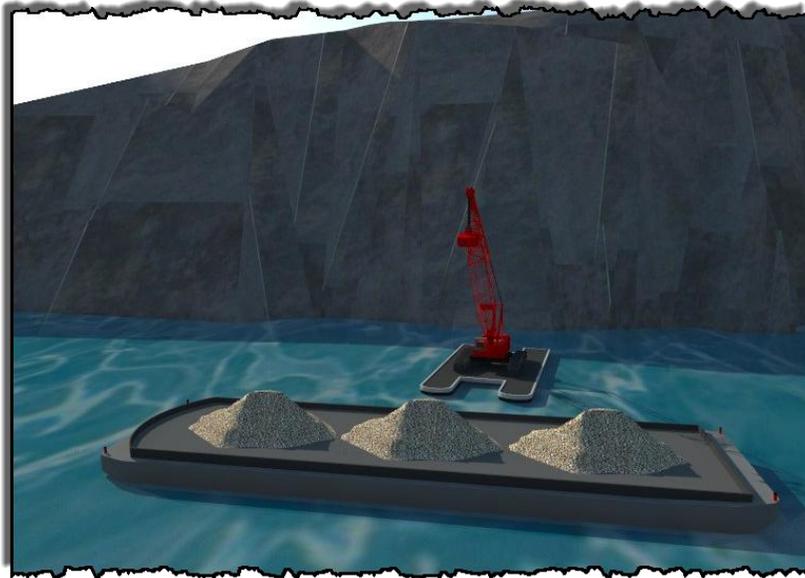


Figura 27. Dragado de Presa el Tintero.

3.3.3.2. Construcción de una ataguía a mediante el uso del sistema ESTATEC.

El sistema ESTATEC es un procedimiento geotécnico, preventivo, desarrollado y patentado por Tecnosuelo. El sistema Estatec permite estabilizar taludes de cortes y terraplenes de suelos de pobres características mecánicas.

El sistema aprovecha la resistencia residual de los suelos cohesivos para formar una estructura de contención confiable y eficiente. La geometría a estabilizar puede tener diferentes dimensiones.

El objetivo principal de tener este sistema como una alternativa para la solución de la problemática, es que mediante este método, se puede aislar la estructura de la obra de toma y así trabajar en seco para sobre elevar dicha estructura.

Para poder aplicar este sistema primeramente se tiene que construir una ataguía a base de material existente en la zona del proyecto. Esta ataguía se construirá colocando el material en donde se localiza la obra de toma, rellenando por completo el área de interés, como se muestra en la siguiente imagen.

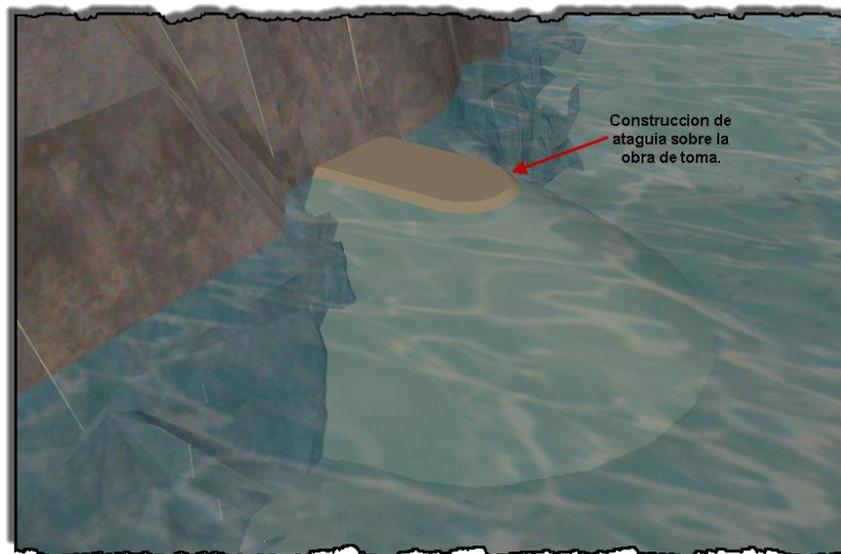


Figura 28. Material colocado sobre la estructura de la obra de toma.

Para evitar dañar la estructura de la obra de toma, se propone construir un tapón metálico y colocarla de tal manera que pueda proteger la estructura y evitar que por causas del peso del relleno se colapse. Para la colocación del relleno se propone un talud de 1.5 : 1.

Finalizado la construcción de la ataguía, el siguiente paso será la excavación a fin de poder descubrir la estructura de la obra de toma. Aplicando el sistema ESTATEC se sigue el siguiente procedimiento.

1. Para evitar las filtraciones que se puedan presentar durante los trabajos de excavación y posteriores a los trabajos de sobreelevación de la estructura de la obra de toma, el sistema Estatec utiliza una pantalla plástica, y que en este caso se propone un espesor aproximadamente de 0.5 metros. Para colocar dicha pantalla se excava una zanja perforando verticalmente a partir de la corona del talud o terraplén, hasta que la zanja alcance la profundidad señalada por las especificaciones del diseño.
2. Colocar “in situ” un muro de mortero plástico dentro de la zanja para formar la estructura de retención.
3. Excavar el terreno de talud o terraplén hasta alcanzar la profundidad indicada por las especificaciones del diseño, de tal manera que una porción del muro por si misma pueda contener el empuje del suelo.
4. Insertar transversalmente en el terreno a través de una porción de muro, una primera pluralidad de anclajes de tensión de acuerdo a las especificaciones del diseño.
5. Repetir las etapas 3 y 4 las veces necesarias en función de las dimensiones del muro.
6. El siguiente paso es excavar en el área por encima donde se localiza la obra de toma a fin de tener un primer nivel del muro.
7. Reiniciar las etapas 1 a 6 cuando la altura del talud o terraplén así lo requiera.
8. Ejecutar las obras de acabado con el fin de proteger contra el intemperismo la cara lateral externa de dicho muro de mortero plástico, dichas obras de

acabado pudiendo ser concreto lanzado, drenes, cunetas, y tensado de anclas.

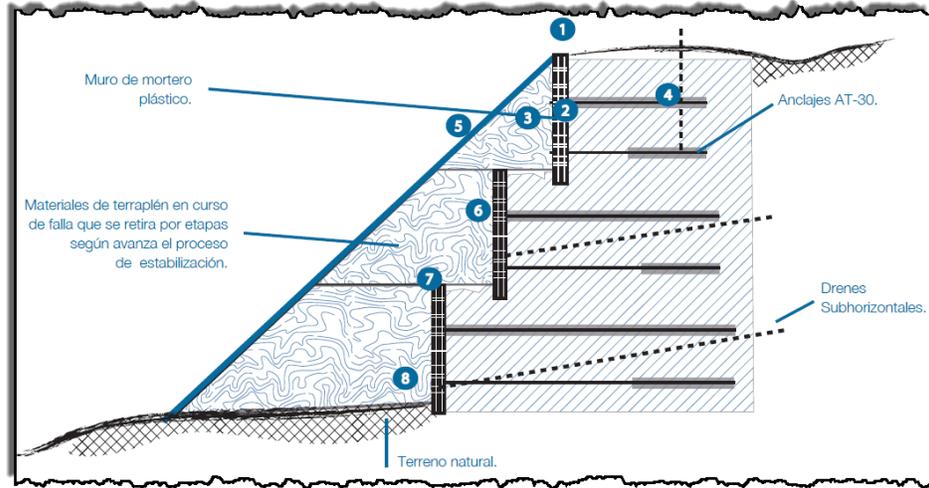


Figura 29. Procedimiento constructivo del sistema ESTATEC.

Debido a que el área de trabajo está muy limitado, se empleará el sistema vertical, como se muestra en la siguiente figura.

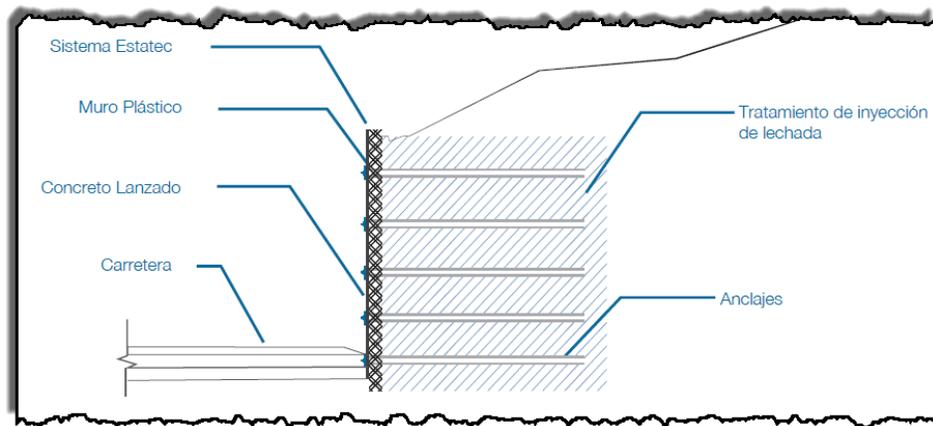


Figura 30. Sistema ESTATEC colocado de forma vertical.

En la siguiente imagen se presenta una perspectiva la vista general de la instalación del sistema ESTATEC.

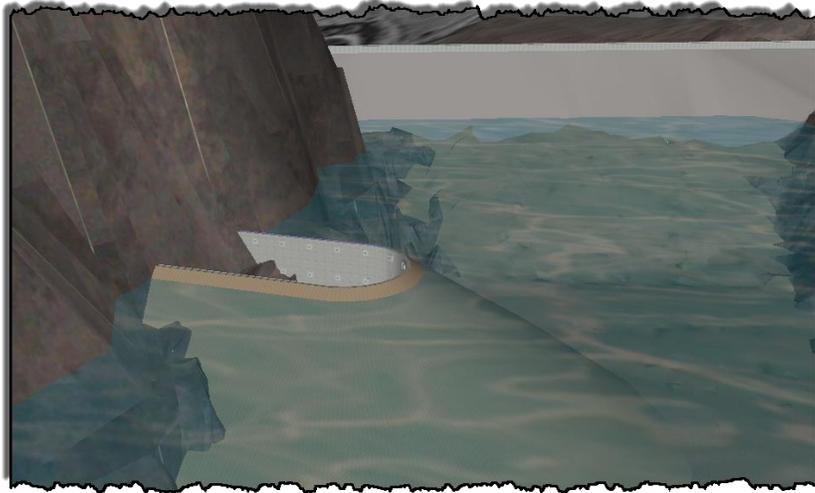


Figura 31. Vista de perspectiva del sistema ESTATEC para aislar la estructura de la obra de toma.

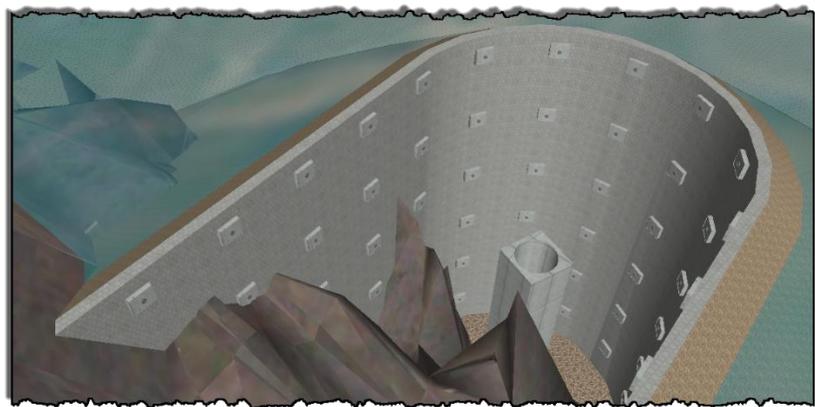


Figura 32. Vista de perspectiva para aislar la estructura de la obra de toma.

3.3.3.3. Construcción de una ataguía a base de Tablaestaca.

Las tablaestacas constituyen una estructura de contención de tierra flexible, de carácter definitivo o temporal (recuperable), la cual está formada por elementos prefabricados, generalmente de acero, que permiten realizar excavaciones de cualquier tipología: talud, zanja, pozo, sotano, entre otros.

Estos elementos prefabricados o secciones en forma de “U” o de “Z”, se hincan en el terreno mediante vibración o golpeo. En caso de solicitaciones altas, pueden ser reforzados mediante su combinación con tubos de acero o perfiles H.



Figura 33. Hincado de tablaestacas para formación de ataguías.

Para la solución de la problemática, se propone el uso de tablaestacas reforzándolo con vigas tipo H, el cual servirá para formar una ataguía. Una vez colocada la tablaestaca alrededor de la estructura de la obra de toma, el siguiente paso será realizar el achique, con el objetivo de trabajar en seco para

la sobreelevación de dicha estructura. Para mitigar la presión hidrostática que ejercerá el agua a la estructura, será necesario colocar vigas dentro de la estructura y éstas servirán para mantener firme la estructura, impidiendo que pueda ser vencido por el empuje del agua.

En la siguiente imagen se muestra un croquis de la obra de toma de la presa el Tintero proyectando una ataguía a base de tablaestacas alrededor de dicha estructura.

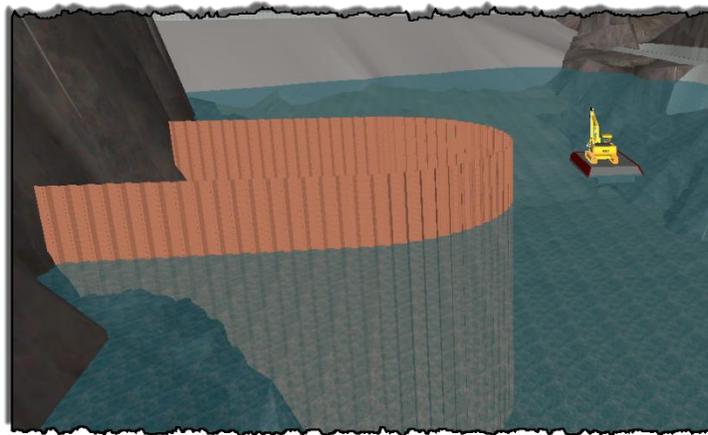
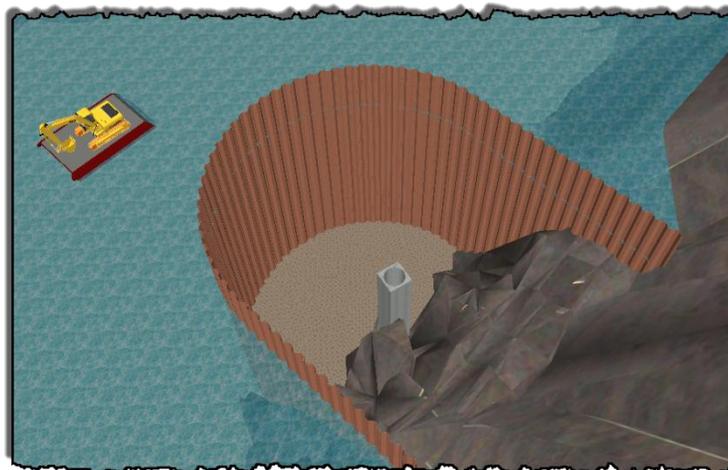


Figura 34. Colocación de tablaestacas para formación de ataguías.



3.3.3.4. Construcción de una nueva obra de toma.

Como una alternativa más para la solución de la problemática existente, se propone una nueva obra de toma, y así sellar por completo la estructura de la obra de toma existente. En este caso se propone construir un nuevo túnel, ubicándola en la margen izquierda del túnel existente. A fines de presentar un volumen de material a retirar en la construcción del túnel, se proponen las mismas características del túnel existente.

Para el caso de poder alojar la nueva estructura de la obra de toma, y a fin de poder realizar los trabajos sin presencia de agua, SERVING propone construir una ataguía utilizando materiales existentes en el sitio de estudio, y posteriormente aplicando el sistema ESTATEC descrita en los incisos anteriores.

3.3.4. Ventajas y Desventajas de las alternativas.

A continuación en la siguiente tabla se presentan las ventajas y desventajas de cada alternativa propuesta en este estudio.

Cuadro.20. Ventajas y desventajas de las alternativas de solución para la sobreelevación de la estructura de la obra de toma.

Alternativas	Ventajas	Desventajas
Sistema ESTATEC	Presenta seguridad suficiente aún en condiciones severas de infiltraciones en subsuelos, sismos, etc...	Para poder colocar todo el terraplén es necesario contar con un acceso preliminar hasta la zona en donde se localiza la obra de toma.
	Es un Proceso práctico Relativamente sencillo.	Se complica el proceso de instalación ya que la colocación del material impermeable se realizará en presencia de agua.
	Creación de una estructura de soporte compuesta por el mismo suelo	Se requerirá de un relleno completamente impermeable y que sea denso ya que de otra forma no podrá soportar el empuje hidrostático que generará el embalse.
	Disminuye empujes hidrostáticos gracias a drenes.	No se colocarían drenes debido a que en el interior de la ataguía se requerirá que el área este completamente seco. Por lo tanto aumentará el empuje hidrostático.
	Minimiza la carga sobre el terraplén.	Es importante realizar un estudio sobre la disponibilidad de materiales para la construcción de dicha ataguía.
DRAGADO	Se extrae el azolve en toda el área de la boquilla.	Solo se dragaría la boquilla de la Presa.

	<p>En los trabajos de dragado, no es necesario sobre elevar la estructura de la obra de toma.</p>	<p>En la extracción del azolve, cabe la posibilidad de dañar la estructura del cuerpo de la cortina causando filtraciones en donde no existía.</p>
	<p>Para el retiro del material de azolve se realizaría por el vaso de la presa, sin necesidad de realizar un acceso o por la cortina de la presa.</p>	<p>Hay poco espacio en donde colocar todo el material obtenido del azolve.</p>
TABLAESTACA	<p>Debido al material a utilizar, que en este caso sería metálico la estructura usada como ataguía soportaría los empujes hidrostáticos generados por el embalse.</p>	<p>Es necesario realizar un acceso preliminar a la obra de toma, para acarrear los elementos usados para realizar la ataguía.</p>
	<p>Las filtraciones son casi nulas debido a que cada elemento cuenta con sistema de interconexión en toda la longitud de la tablestaca.</p>	<p>Para hincar la tablestaca, será necesario usar barcazas en donde se coloque la grúa que hincará los elementos.</p>
	<p>Los empujes activos e hidrostáticos se minimizan hincando la tablestaca a la profundidad requerida.</p>	
	<p>Son elementos ampliamente usados y que han solucionado satisfactoriamente problemáticas similares.</p>	
TUNEL	<p>Al construir una obra de toma nueva, se colocarían todos los accesorios y tuberías nuevas.</p>	<p>La obra es muy cara en comparación con las demás alternativas.</p>
		<p>Para poder instalar las rejillas en la entrada de la obra de toma, se tendrá que proponer la construcción de una ataguía, de tal forma que permita los trabajos en seco.</p>

3.3.5. Elección de la alternativa más viable.

Finalmente la alternativa elegida para solucionar la problemática, es la construcción de una ataguía a base de tablaestaca metálica el cual se realizaron los cálculos hidráulicos y estructurales para la elección de la sección tipo de tablaestacas idóneos y que pudieran resistir las presiones activas causadas por el agua y por el suelo. En el anexo **B** y en los planos constructivos se presentan los cálculos y las dimensiones de la estructura propuesta para construir una ataguía a base de tablaestacas hincados alrededor de la obra de toma.

3.3.6. Cálculos hidráulicos y estructurales de la alternativa seleccionada.

3.3.6.1. Construcción de un camino de acceso provisional.

3.3.6.1.1. Diseño del camino de acceso.

Se construirá un camino de acceso con la finalidad de utilizarlo como un área de rodamiento y así poder acarrear el material que se necesite para la construcción de la ataguía, y esta se construirá par la margen izquierda de la cortina hacia aguas arriba, de tal forma que la rasante de rodamiento este por arriba del nivel de agua del embalse.

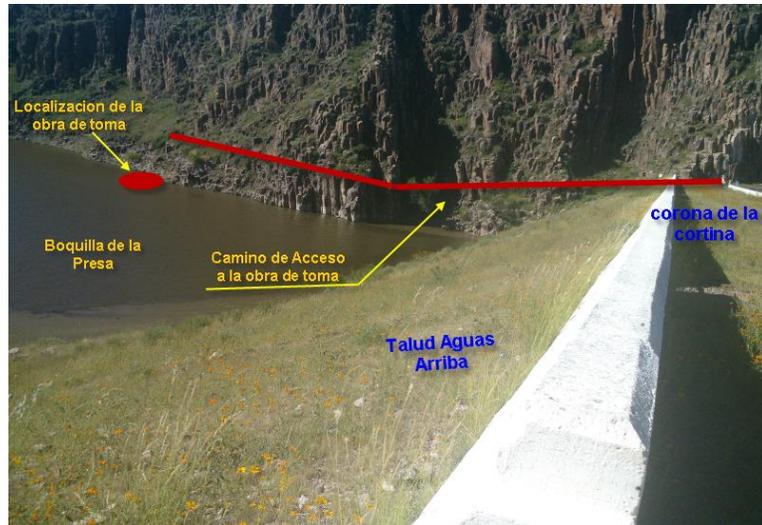


Figura 36. Proyección del camino de acceso partiendo por el talud de aguas arriba de la cortina de la presa.

El ancho del camino a proyectar será de 7 metros, de tal forma que puedan circular los camiones que llevarán el material para la construcción de la ataguía de la obra de toma. Los cortes se realizaran con un talud de 0.25:1 y en cada avance en la excavación, se colocarán anclas de tensión, de tal forma que éstas eviten el colapso y desprendimiento del talud cortado.

3.3.6.1.2. Anclaje en el talud de corte en toda la longitud del camino de acceso.

La finalidad de colocar anclajes en el camino de acceso construido, es para poder retener el talud cortado y así evitar fallas por deslizamiento del material existente, además con los anclajes instalados se asegurarán los trabajos que se realicen en la zona donde se llevará a cabo la construcción de la ataguía.

Para calcular la longitud y la separación adecuada entre anclajes, es necesario proponer las características principales del talud de corte, así como el tipo de material presente en el sitio.

3.3.6.1.2.1. Datos iniciales de diseño.

De acuerdo a las condiciones actuales presentes en el sitio de interés se propone la siguiente sección tipo.

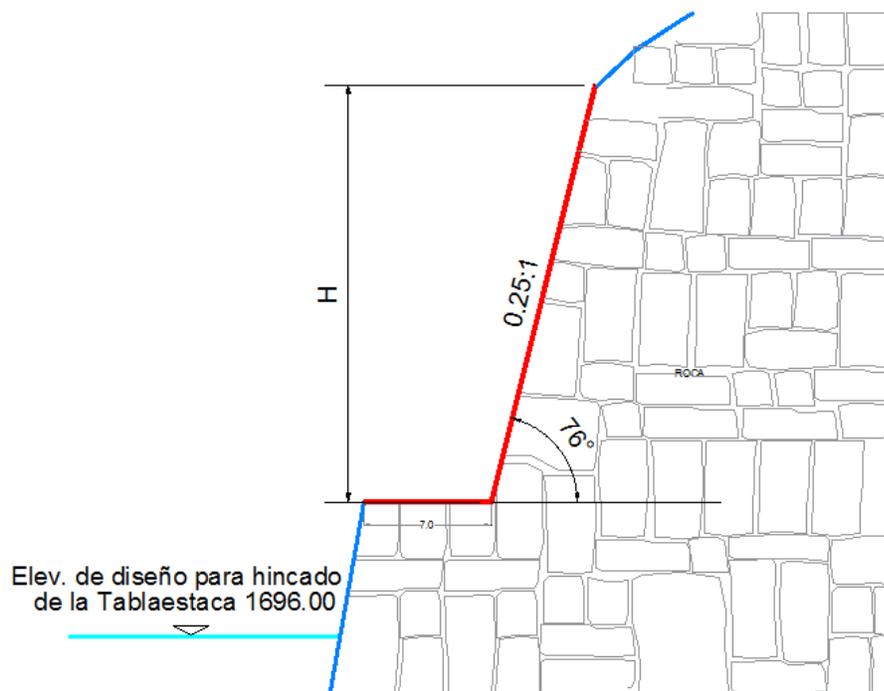


Figura 37. Sección tipo para el análisis de deslizamiento de la roca en condiciones naturales.

Los datos para el análisis son las mostradas en la tabla siguiente:

Cuadro.21. Datos iniciales de entrada para el cálculo de la longitud de anclaje.

H =	50	m
$\beta =$	76	°
$\gamma =$	22.5 5	KN/m ³
$\gamma_{Sat} =$	24	KN/m ³
C =	120	KN/m ²
$\phi =$	45	°
$K_h =$	0.12	Adim.
$K_v =$	0.06	Adim.

En donde:

H = Altura total del talud, m.

γ = Peso unitario del macizo rocoso (condición Natural), kN/m³

γ_{Sat} = Peso unitario Saturado, kN/m³.

C = Cohesión, resistencia al corte cuando la tensión normal es nula.

ϕ = Angulo de Fricción interna del material.

K_h = Coeficiente Sísmico Horizontal.

K_v = coeficiente Sísmico Vertical.

3.3.6.1.2.2. Desarrollo analítico.

A continuación se describe el procedimiento para determinar la superficie crítica de deslizamiento y el mínimo coeficiente de seguridad al tomar en cuenta el peso de la cuña W_T , las fuerzas sísmicas F_h y F_v , conjuntamente con la

resultante U de las presiones intersticiales que actúan sobre la superficie potencial de rotura, los parámetros de Cohesión (C) y el ángulo de fricción interna (ϕ) que gobiernan al corte del plano de discontinuidad.

3.3.6.1.2.2.1. Cálculo del factor de seguridad mínima.

La fuerza sísmica que actúa sobre una superficie potencial de rotura se describe en la siguiente figura.

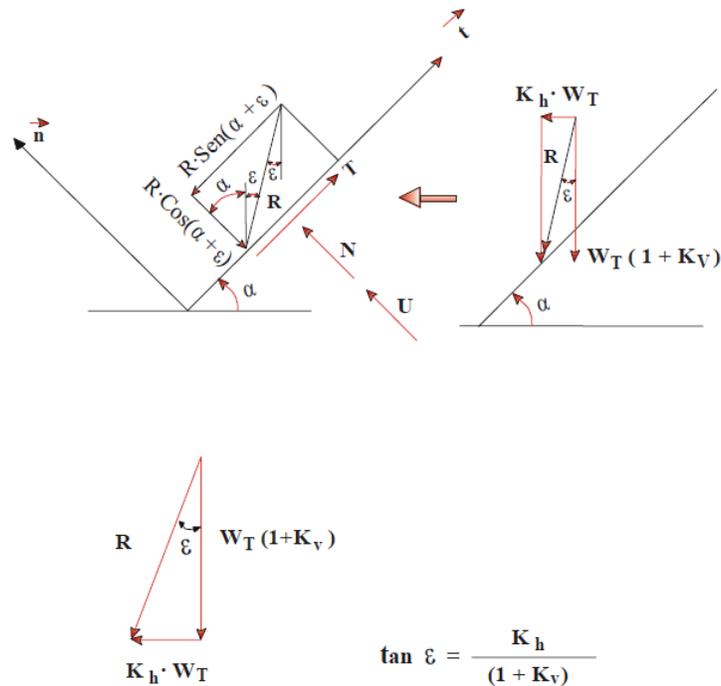


Figura 38. Fuerza sísmica actuando sobre la superficie potencial de rotura.

Primeramente calculamos el factor sísmico con la siguiente ecuación:

$$K = [K_h^2 + (1 + K_v)^2]^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

K_h = Coeficiente Sísmico Horizontal.

K_v = coeficiente Sísmico Vertical.

Por lo tanto,

$$K = 0.95$$

La presión ejercida por el suelo se obtiene con la siguiente formula:

$$\psi = \frac{\gamma H^2}{2}$$

Donde:

H = Altura total del talud, m.

γ = Peso unitario del macizo rocoso (condición Natural), kN/m^3 .

$$\psi = \frac{22.55 * 50^2}{2} = 28187.5 \text{ KN/m}$$

Adicionalmente no se ha considerado una sobrecarga ($q=0$) y la altura del nivel freático, ($H_1 = 0$) por lo tanto se obtiene:

$$\psi_1 = \frac{\gamma_w H_1^2}{2} = \frac{1000 * 0^2}{2} = 0$$

$$k_1 = \frac{\psi_1}{K\psi} = 0$$

Como siguiente paso es necesario obtener el Angulo α , Angulo que forma el plano de falla con la horizontal, mostrado en la figura siguiente:

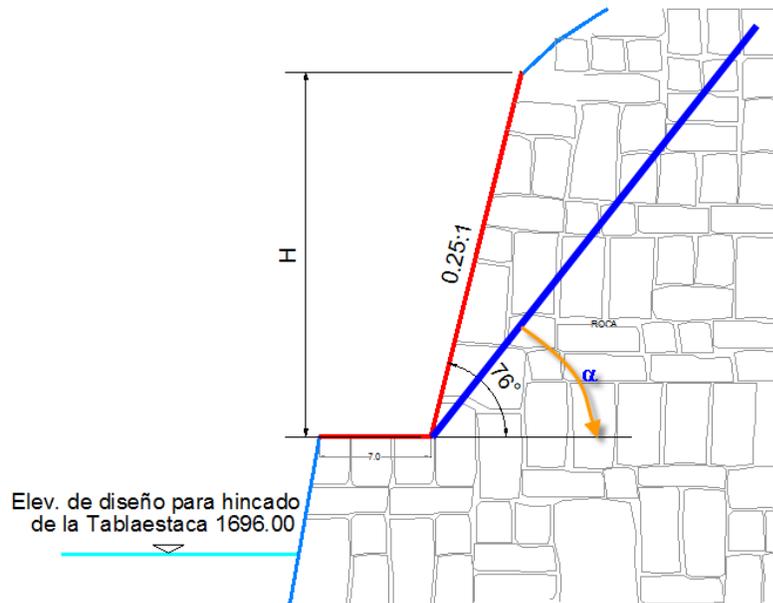


Figura 39. Angulo que forma el plano de falla con la horizontal.

Utilizando la siguiente formula, y mediante un proceso de iteración se aproxima el Angulo α ,

$$\frac{k_2 * \text{sen}(\beta - 2\alpha - \varepsilon)}{\text{sen}^2(\beta - \alpha)} + \tan\phi - k_1 * \tan\phi * \text{sec}^2\alpha * \cos(2\alpha + \varepsilon) = 0$$

Donde:

$$k_2 = \frac{C * H}{\Psi * K} \text{sen}\beta$$

C = Cohesión, resistencia al corte cuando la tensión normal es nula.

K = factor sísmico.

ψ = Presión ejercida por el suelo

β = Inclinación de la cara del talud con la horizontal.

ε = Inclinación que forma la resultante (R) con la vertical.

ϕ = Angulo de Fricción interna del material.

Resolviendo la ecuación anterior se obtiene:

$$\alpha = 54.14^\circ$$

Finalmente el factor de seguridad mínima se obtiene como sigue:

$$FS = \frac{k_2}{\text{sen}(\beta - \alpha) * \text{sen}(\alpha + \varepsilon)} + \frac{\tan\phi}{\tan(\alpha + \varepsilon)} - k_1 * \tan\phi * \frac{\text{sec}\alpha}{\text{sen}(\alpha + \varepsilon)}$$

$$FS = 1.21$$

3.3.6.1.2.2.2.- Calculo de la Fuerza del anclaje considerando el caso activo.

Los datos necesarios para el cálculo de la fuerza de anclaje se obtuvieron en los incisos anteriores y son las que a continuación se enlistan:

$FS =$	1.21
$\alpha_{critico} =$	54.14 °
$\varepsilon =$	7.28 °
$K =$	0.95
$\beta =$	76 °

$\phi =$	45	°
$\psi =$	2818	KN/m
$C =$	120	KN/m ²
$H =$	50	m
$H1 =$	0	m
$\gamma_w =$	9.81	KN/m ³
$\psi_1 =$	0	KN/m

Primeramente es necesario obtener la resultante de las fuerzas actuantes, con la siguiente formula:

$$R = \left\{ \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}\beta \cdot \text{sen}\alpha} \right\} \psi \cdot K$$

$$R = 12650.46 \quad \text{KN/m}$$

La Fuerza total debida al agua actuando sobre el plano de discontinuidad en este caso es nula.

$$U = \left[\frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}\beta \cdot \text{sen}\alpha} \right] \cdot \text{sec}\alpha \cdot \psi_1$$

Pero:

$$\psi_1 = 0, \text{ Por lo tanto, } U = 0 \text{ KN/m}$$

A continuación calculamos la siguiente relación:

$$\lambda_1 = \frac{cH}{\text{sen}\alpha} + [R\cos(\alpha + \epsilon) - U]\tan\phi, \lambda_3 = R\text{sen}(\alpha + \epsilon)$$

$$\lambda_1 = 13457.26$$

$$\lambda_3 = 11108.03$$

Consideramos un (FS) = 1.5, que es el coeficiente de seguridad activo, y ésta se incrementa debido al reparto de tensiones que se generan a través del tirante anclado dentro del macizo rocoso obteniéndose por un lado un aumento a la resistencia al cizallamiento de la roca, y por otro como consecuencia de la sustracción de las fuerzas tangenciales actuantes.

A continuación obtenemos el valor de Δ con la siguiente ecuación:

$$\tan(\alpha - \Delta) = \frac{\tan\phi}{(FS)_a}$$

Donde:

Δ = Angulo de inclinación del anclaje con la horizontal.

a= Angulo que forma el plano de falla con la horizontal.

(FS)_a = Factor de seguridad considerando el anclaje.

ϕ = Angulo de Fricción interna del material.

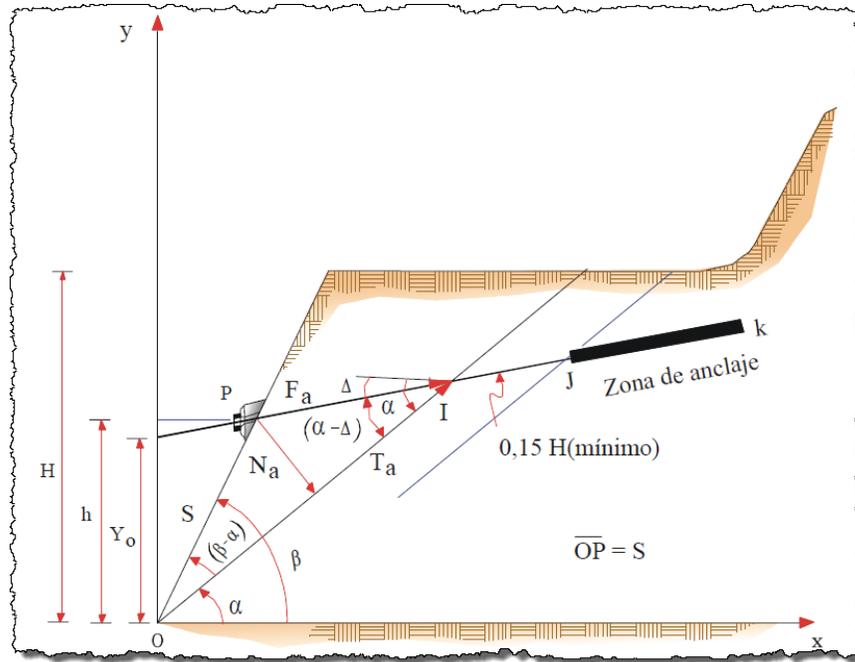


Figura 40. Colocación de anclajes para la estabilidad de taludes

Sustituyendo los valores e igualando los valores de los dos lados obtenemos el valor de Δ .

$$\frac{\tan(45)}{1.5} = 0.667$$

Para $\Delta = 20^\circ$ igualamos el resultado anterior.

$$\tan(54.14 - 20) = 0.667$$

Finalmente obtenemos la fuerza activa de la siguiente forma:

$$F_a = \frac{\lambda_3 \left[(FS)_a - \lambda_1 / \lambda_3 \right]}{(FS)_a \cos(\alpha - \Delta) + \text{sen}(\alpha - \Delta) \tan \phi}$$

$$F_a = \frac{11108.03 \left[1.5 - \frac{13457.26}{11108.03} \right]}{1.5 * \cos(54.15 - 20) + \text{sen}(54.15 - 20) \tan(45)} = 1777.75$$

$$F_a = 1777.75 \text{ KN/m}$$

Con la ecuación del cálculo del factor de seguridad considerando la fuerza activa generado por el ancla obtenemos un $(FS)_a = 1.5$, esto quiere decir que el anclaje ejerce dos acciones beneficiosas para garantizar la estabilidad de la masa rocosa potencialmente deslizante.

Primeramente su componente tangencial T_a paralela al plano de discontinuidad se resta a las fuerzas que tienden a provocarlo, y por otra parte, la componente normal a dicho plano $N_a = Fa * \text{sen}(\alpha - \Delta)$ aumenta la resistencia al corte de la discontinuidad.

$$(FS)_a = \frac{\frac{CH}{\text{sen}\alpha} + [R \cos(\alpha + \varepsilon) - U + F_a \text{sen}(\alpha - \Delta)] \tan \phi}{R \text{sen}(\alpha + \varepsilon) - F_a \cos(\alpha - \Delta)}$$

$$(FS)_a$$

$$= \frac{\frac{120 * 50}{\text{sen}(54.14)} + [12650.46 * \cos(54.14 + 7.28) - 0 + 1777.75 * \text{sen}(54.14 - 20)] \tan(45)}{12650.46 * \text{sen}(54.14 + 7.28) - 1777.75 * \cos(54.14 - 20)}$$

$$(FS)_a = 1.5$$

3.3.6.1.2.2.3.- Determinación de la separación de los anclajes requerida para garantizar la estabilidad.

El área de acción de cada tirante anclado, así como el número requerido para estabilizar la masa rocosa, se determina partiendo del hecho que se conocen las características del anclaje tales como diámetro, tipo de acero, carga admisible o tracción admisible T_a . Igualmente el límite elástico del acero T_g ($T_a = 0.6T_g$) que corresponde al 0.1 % de deformación, y la tensión de bloqueo T_b , ($T_a = T_b -$ pérdidas por relajación del acero, deformación del suelo o roca, etc...).

Bajo estas condiciones, el número de anclajes N en función de la longitud total del talud L_t , F_a y T_a , se obtiene mediante la siguiente igualdad:

$$F_a L_t = N T_a$$

Para F_a en KN/m, L_t en m y T_a en KN.

$$N = \left(\frac{F_a L_t}{T_a} \right)$$

Al mismo tiempo, es posible escribir en función del área del talud a estabilizar, la expresión:

$$(S_c S_f) N = L_t \left(\frac{H}{\text{sen} \beta} \right)$$

Siendo S_c la separación en metros de los anclajes entre una misma hilera (separación lateral entre columnas) y S_f la distancia en metros entre filas.

Eliminando N en la ecuación anterior y considerando $S = S_c = S_f$, resulta:

$$S = \left(\frac{H T_a}{\text{sen}\beta F_a} \right)^{1/2}$$

Sustituyendo los valores obtenidos en los incisos anteriores se tiene lo siguiente:

H =	50	m
$\beta =$	76	°
$\beta_{\text{Rad}} =$	1.33	
$F_a =$	1778	KN/m
$T_a =$	410	KN
Tipo	$\phi 32$ DY	
St =	$\frac{85}{05} \cdot 10^2$	kgf/mm ²

$$S = \left(\frac{50}{\text{sen}76} * \frac{410}{1778} \right)^{1/2}$$

$$S = 3.4 \text{ m}$$

Del resultado anterior, deben colocarse sobre una cuadrícula de **3.4 m x 3.4 m**, con una carga admisible de **$T_a = 410 \text{ KN}$** .

3.3.6.1.2.2.4. Determinación de la Longitud de Anclaje.

La longitud de anclaje inyectado se determina conociendo la longitud de intersección entre el anclaje y la superficie potencial de deslizamiento de la masa del suelo o roca, que corresponde al tramo **PI** de la figura siguiente.

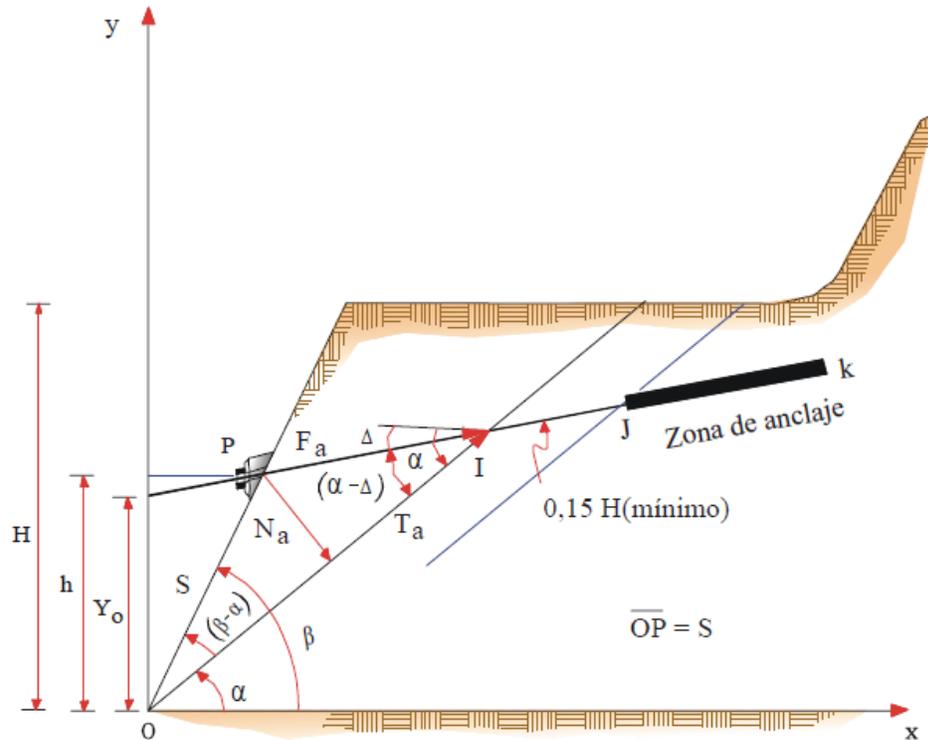


Figura 41. Superficie potencial de deslizamiento.

Adicionalmente debe considerarse la longitud mínima **IJ** que garantice que la zona de anclaje se encuentre localizada en la roca estable, es decir toda su longitud debe quedar por detrás de la zona potencial de rotura. Esta condición es de gran importancia, sobre todo en los anclajes inferiores.

De acuerdo al Canadian Foundation engineering Manual, esta longitud medida a lo largo de la perforación es de un 15 % de profundidad de la excavación o altura del talud (H).

En base a lo previamente indicado la longitud $L_L = (PI + IJ)$ corresponde a la zona libre, y es la parte en que la armadura se encuentra independizada del terreno que lo rodea, de forma que pueda deformarse con plena libertad al ponerse en tensión.

Por otro lado la longitud libre del anclaje es la distancia entre la cabeza del anclaje y el inicio del tramo inyectado.

Finalmente la zona de anclaje $JK = L_S$, es la parte solidaria a la masa de suelo o de roca, encargada de transferir los esfuerzos del terreno, y corresponde a la longitud del miembro inyectado del anclaje.

De acuerdo a la mencionada figura se observa:

$$\frac{PI}{\text{sen}(\beta - \alpha)} = \frac{OP}{\text{sen}(\alpha - \Delta)}$$

$$OP * \text{sen}\beta = h$$

Es decir:

$$PI = \frac{h}{\text{sen}\beta} \left[\frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}(\alpha - \Delta)} \right]$$

Quedando por tanto:

$$L = (L_L + L_S) = \left[\frac{h}{\text{sen}\beta} \frac{\text{sen}(\beta - \alpha)}{\text{sen}(\alpha - \Delta)} + 0.15H \right] + L_S$$

Siendo h, la cota de anclaje en metros, medida a partir del pie del talud.

Como se sabe la longitud de la zona de anclaje viene definida por la adherencia cemento – acero y cemento – roca, escogiéndose para fines de diseño la de mayor longitud.

Si se considera la condición crítica el contacto de cemento – roca, la cual corresponde el caso más general. La longitud del bulbo o del anclaje L_S viene expresada a través de la ecuación:

$$L_S = \left[\frac{\Gamma_q F}{\pi \phi_p \tau_u / \Gamma_r} \right]$$

Donde:

Γ_q = Factor de mayoración de la carga aplicada.

F = fuerza de tracción en el anclaje.

ϕ_p = Diámetro de perforación.

σ_c = Resistencia a la compresión de la roca.

τ_u = Resistencia al corte en la interface cemento-roca.

Γ_r = Factor de seguridad.

Finalmente se presentan los datos de entrada para el cálculo de la longitud de anclaje:

$\Gamma_q =$	1.6	
$F =$	410	KN
$\phi_p =$	0.07	
	5	m
$\sigma_c =$	24.5	Mpa
$\tau_u =$	2.45	Mpa
$\Gamma_r =$	1.4	
$S =$	3.4	
$\beta =$	76	°
$\alpha =$	54	°
	-	
$\Delta =$	10.0	°
$H =$	50	m

Sustituyendo los datos en la formula, se obtiene la longitud de anclaje.

$$L_S = \left[\frac{1.6 * 410}{\pi * 0.075 * \left(\frac{2.45}{1.4} \right) * 10^3} \right] = 1.6$$

Utilizando la primera hilera de anclajes se observa a través de la figura antes mencionada que la separación $OP = S = 3.4$, con respecto al pie del talud, siendo la ordenada analizada igual a $h = S * \text{sen}(\beta) = 3.4 * \text{sen}76^\circ = 3.3$.

Por lo tanto, la longitud total de la mencionada hilera se determina como sigue:

$$L = \left[\frac{3.3}{\text{sen}(76^\circ)} * \frac{\text{sen}(76 - 54.14)}{\text{sen}(54.14 - 10)} + 0.15 * 50 \right] + 1.6$$

$$L = 10.93$$

3.3.6.2. Ataguía a base de tablaestaca para la sobreelevación de la obra de toma.

En este apartado se abordarán los análisis minuciosos realizados, con objeto de justificar la geometría de la ataguía y la elección de las tablaestacas a fin de poder contrarrestar las presiones hidrostáticas generadas por el embalse.

Lo anterior deberá garantizar la impermeabilidad de la zona de trabajo para la sobreelevación de obra de toma, además de resistir las fuerzas actuantes provenientes del embalse de la presa. Es por ello que se recomienda dividir el sistema de retención en tres diferentes zonas, las cuales se caracterizan por las presiones y la longitud libre de tablaestacado, teniendo la **Zona A, Zona B y Zona C**, en donde se realizará un análisis para cada una de las anteriores zonas para determinar de manera precisa la sección de tablaestaca que se ajuste a las necesidades del elemento.

3.3.6.2.1 Sección de tablaestaca en la Zona A.

Para esta zona se propone utilizar una tablaestaca **ESC-CRZ26-1400**, sin necesidad de utilizar una sección de tablaestaca tubular, en donde dicha elección fue tomada debido a que en ésta zona, las presiones sobre la estructura son despreciables y el enfoque del empleo de la misma únicamente pretende cortar el flujo del agua a la parte interna de la ataguía.

A continuación se muestra la sección de tablaestaca a utilizar en la **Zona**

A.

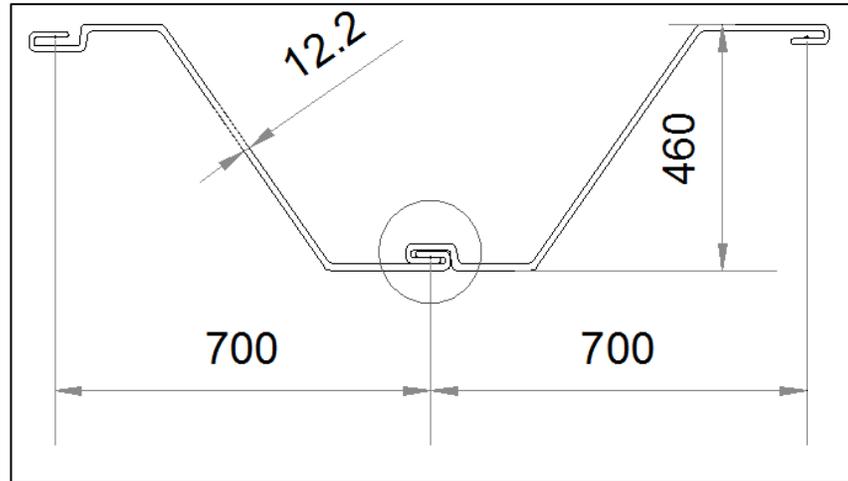


Figura 42. Sección tipo de la tablaestaca propuesta ESC-CRZ26-1400 en la Zona A.

Se propone hincar la tablaestaca a una profundidad de $H/3$, con la finalidad de asegurar la estabilidad del elemento.

3.3.6.2.2. Sección de tablaestaca Zona B y Zona C.

Respecto al previo análisis de la sección de la tablaestaca, se determinó que para la **Zona B** y la **Zona C** no existe una tablaestaca que por sí misma resista los momentos actuantes, por lo que se adoptará un sistema de retención de doble pared de tablaestacas cumpliendo con las siguientes características:

- El sistema de retención será de alta resistencia a las presiones, mediante una pared combinada la cual constará de una tablaestaca tubular y una de tablaestaca tipo CRZ.

- Relleno granular entre la doble pared, con la finalidad de hacer un sistema de gravedad y que por su propio peso, sea capaz proporcionar la estabilidad requerida por el elemento.
- La doble pared constará de un sistema Tie back usados como puntales, con el objeto de confinar a la estructura y el comportamiento de cada una de los elementos que conforman el sistema de retención no sea aislado, es decir que el sistema funcione como un solo elemento estructural.

Respecto a los puntos antes citados éstos deben de cumplir con el estado de límite de falla a volteo, dicho estado será cubierto cuando el análisis garantice un Factor de Seguridad mayor a 1.5.

A continuación se presenta el análisis de las estructuras ubicadas en la **Zona B** y la **Zona C**.

3.3.6.2.3. Análisis Zona B.

En este apartado se realizará un análisis de las fuerzas actuantes, así como de las fuerzas resistentes que intervienen en esta zona. Para el caso de las fuerzas actuantes únicamente interviene la carga hidrostática producto del embalse de la presa, de donde se desprende lo siguiente:

Cuadro.22. Cálculo de la presión de la carga hidrostática (zona B).

FUERZAS ACTUANTES				
PRESIÓN 1				
Tirante de agua	L_1	-	16.00	m
Peso específico 1	γ_1	-	1.00	Ton/m ³
Presión 1	P_1	$P_1 = L_1 \times \gamma_1$	16.00	Ton/m ²

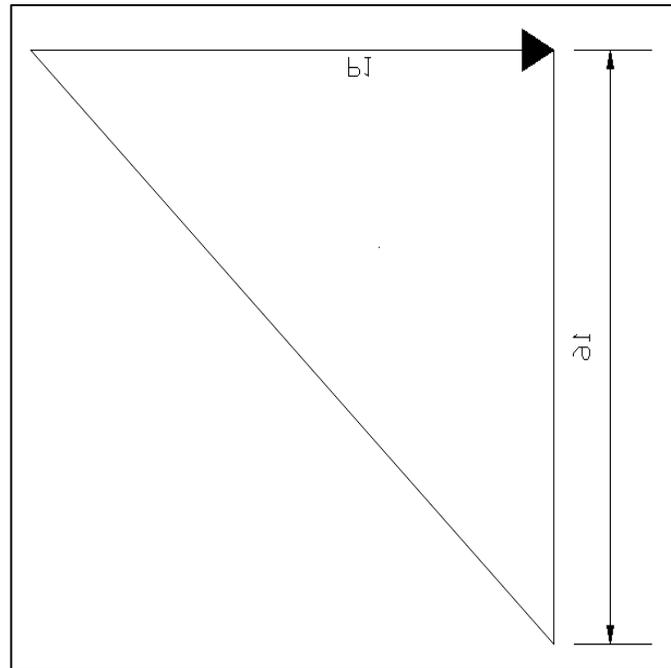


Figura 43. Diagrama de la presión 1.

Siguiendo la definición de momento, la cual cita que es una fuerza ejercida con respecto a un brazo de palanca, se desprende el siguiente cálculo:

Cuadro.23. Cálculo del momento actuante (Zona B).

CALCULO DE RESULTANTES Y MOMENTO A VOLTEO				
Resultante 1	R_1	-	128.00	Ton/m
Brazo de palanca 1	Y_1	-	5.33	m
Momento activo 1	M_1	$M_1 = R_1 \times Y_1$	682.24	Ton-m
Momento total actuante			682.24	Ton-m

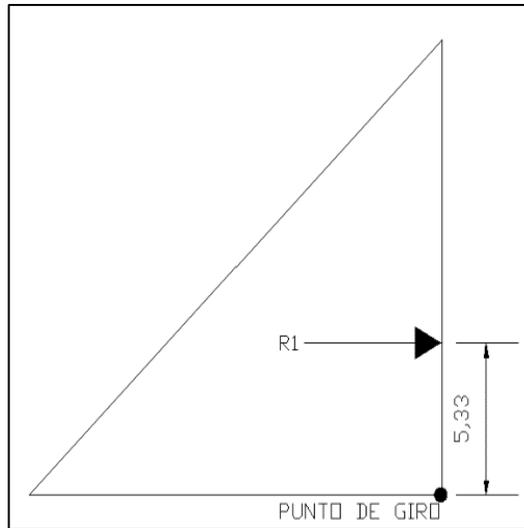


Figura 44. Diagrama Momento actuante.

Conocidas las fuerzas que actúan sobre el plano axial de la tablaestaca, es necesario conocer las fuerzas que contrarrestaran a las mismas, en donde dichas fuerzas corresponden a elementos estructurales los cuales aportan a la estabilidad del elemento, mismos que presentan los siguientes datos de diseño:

Cuadro.24. Datos de diseño del sistema de retención propuesto (Zona B).

DATOS DE DISEÑO				
Peso de la pila 1304 x 20	W_p	-	0.66731	Ton/m
Peso de la tablaestaca 19 x 1400	W_{t1}	-	0.16224	Ton/m
Peso de la tablaestaca 26 x 1400	W_{t2}	-	0.21464	Ton/m
Peso específico del relleno	γ	-	1.8	Ton/m ³
DIMENSIONES DEL SISTEMA				
Longitud de la tablaestaca agua	L_1	-	16.00	m
Longitud de la tablaestaca seco	L_2	-	16.00	m
Longitud del relleno	L_3	-	16.00	m
Ancho del relleno	L_4	-	10.00	m

Respecto a los datos de diseño mostrados en el cuadro anterior, se da paso al cálculo del peso total de la estructura, esto con la finalidad de conocer si la masa propuesta para el sistema de retención, es capaz de soportar los

empujes actuantes sobre el mismo, de donde se desprenden los siguientes resultados:

Cuadro.25. Cálculo del peso del sistema de retención propuesto (Zona B).

PESO DEL SISTEMA				
Peso total de la pila 1304 x 24 agua	W_{tp1}	$W_{tp1} = W_p \times L_1$	16.67	Ton
Peso de la tablaestaca 19 x 1400	W_{tt1}	$W_{tt1} = W_{t1} \times L_1$	2.60	Ton
Peso total de la pila 1304 x 24 seco	W_{tp2}	$W_{tp2} = W_p \times L_2$	10.68	Ton
Peso de la tablaestaca 26 x 1400	W_{tt2}	$W_{tt2} = W_{t2} \times L_2$	3.43	Ton
Peso del relleno	W_R	$W_R = \gamma \times L_3 \times L_4$	288	Ton
Peso total del sistema	W_T	$W_T = W_{tp1} + W_{tt1} + W_{tp2} + W_{tt2} + W_R$	321.37	Ton

Conocido el peso del sistema de retención, se prosigue al cálculo de momento resistente de la estructura, el cual como se citó en párrafos anteriores debe ser mayor 1.5 veces con respecto al momento actuante, producto de la carga hidrostática. A continuación se muestra los resultados arrojados:

Cuadro.26. Determinación del momento resistente propio del sistema de retención (Zona B).

CÁLCULO DE PUNTOS DE APLICACIÓN				
Brazo de palanca 1	Y_1	-	10.00	m
Brazo de palanca 2	Y_2	-	10.00	m
Brazo de palanca 3	Y_3	-	0.00	m
Brazo de palanca 4	Y_4	-	0.00	m
Brazo de palanca 5	Y_5	-	5.00	m
CÁLCULO DE MOMENTO RESISTENTE				
Momento 1	M_1	$M_1 = W_{tp1} \times Y_1$	166.67	Ton-m
Momento 2	M_2	$M_2 = W_{tt1} \times Y_2$	25.96	Ton-m
Momento 3	M_3	$M_3 = W_{tp2} \times Y_3$	0.00	Ton-m
Momento 4	M_4	$M_4 = W_{tt2} \times Y_4$	0.00	Ton-m
Momento 5	M_5	$M_5 = W_R \times Y_5$	1440.00	Ton-m
Momento resistente total	M_R	$M_T = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$	1632.63	Ton-m
Condición $M_R > M_V$			ESTRUCTURA ESTABLE	
Factor de seguridad	F.S	$F.S = \frac{M_R}{M_V}$	2.39	-

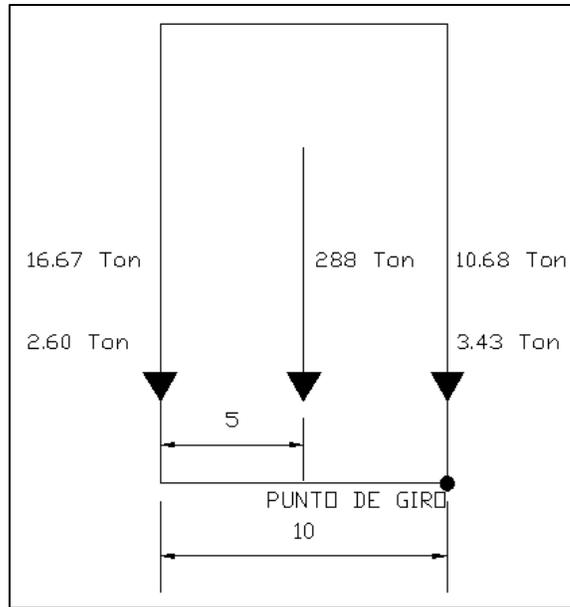


Figura 45. Diagrama Momento resistente.

Relativo a los resultados arrojados, se determina que el sistema de doble pared combinada mediante una tablaestaca de sección tubular y una de tablaestaca tipo CRZ, satisface las necesidades de la estructura, ya que cumple con el factor de seguridad propio del estado límite de falla por volteo, por lo cual se acepta dicha propuesta. A continuación se muestra la sección tipo que se utilizará en la **Zona B**.

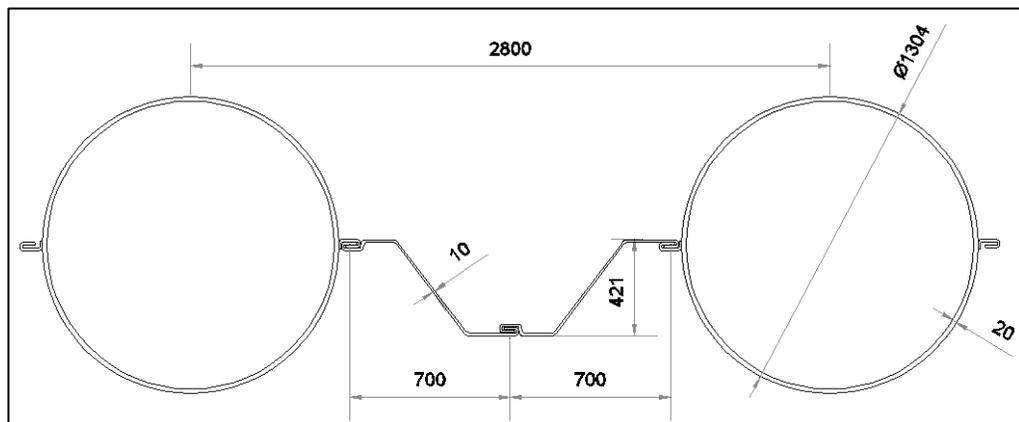


Figura 46. Sección tipo de la tablaestaca a utilizar en la pared exterior, del sistema combinado de doble muro.

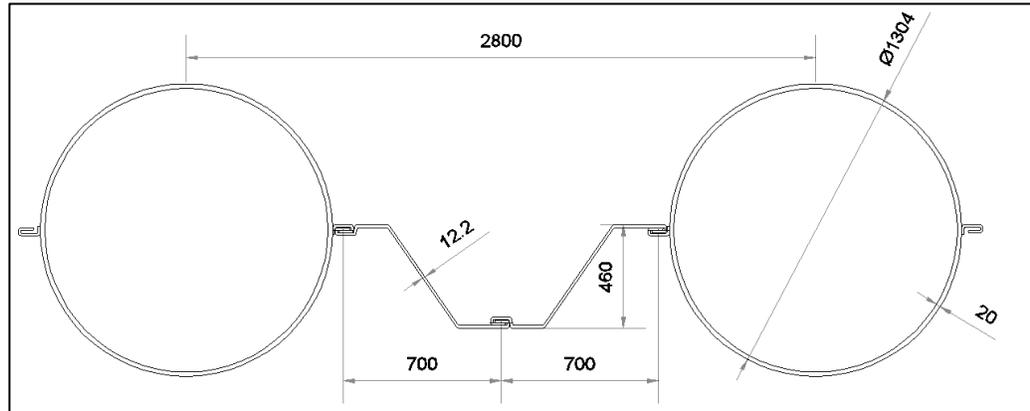


Figura 47. Sección tipo de la tablaestaca a utilizar en la pared interior, del sistema combinado de doble muro.

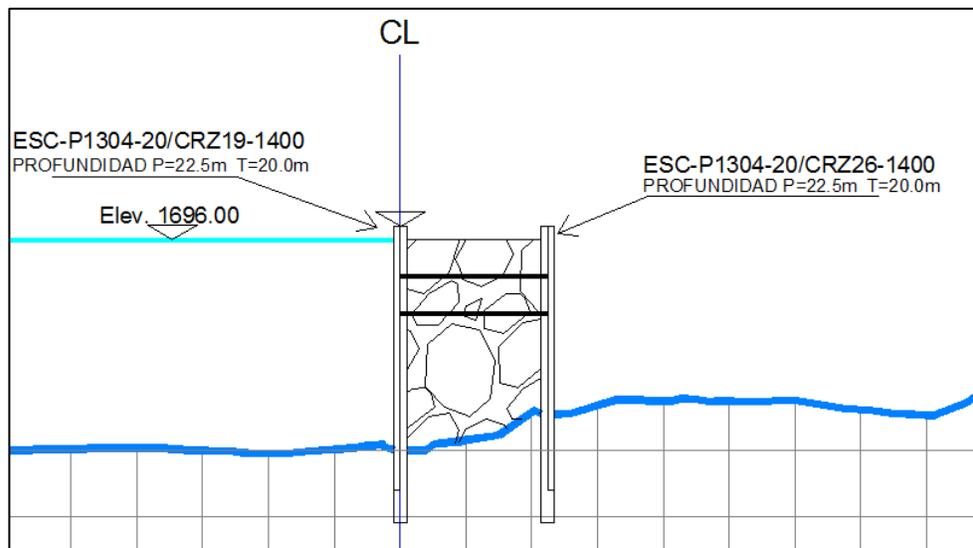


Figura 48. Sección tipo sistema combinado de doble muro.

Considerando H como la longitud libre del tablaestacado, se determina hincar la tablaestaca $H/3$ en el lado interior y un 10% de H en el lado exterior del sistema combinado de doble pared, esto con el fin de proporcionar al sistema de retención una pantalla para evitar filtraciones, en la zona donde se pretenden realizar los trabajos referentes a la sobreelevación de la obra de

toma. Relativo a las pilas debido a que estas serán las encargadas de aportar rigidez a la estructura se determina hincar las mismas a una profundidad de H/2 en la riolita, esto con la finalidad de garantizar la estabilidad de la estructura.

3.3.6.2.4. Análisis Zona C.

Siguiendo el mismo procedimiento de análisis de la zona B, con respecto a las fuerzas actuantes y las fuerzas resistentes, se desprenden los siguientes resultados:

Cuadro.27. Cálculo del momento actuante sobre el sistema de retención propuesto (Zona C).

FUERZAS ACTUANTES				
PRESIÓN 1				
Tirante de agua	L_1	-	21.00	m
Peso específico 1	γ_1	-	1.00	Ton/m3
Presión 1	P_1	$P_1 = L_1 \times \gamma_1$	21.00	Ton/m2
CALCULO DE RESULTANTES Y MOMENTO A VOLTEO				
Resultante 1	R_1	-	220.5	Ton/m
Brazo de palanca 1	Y_1	-	7	m
Momento activo 1	M_1	$M_1 = R_1 \times Y_1$	1543.5	Ton-m
Momento total actuante			1543.5	Ton-m

Cuadro.28. Determinación del momento resistente propio del sistema de retención (Zona C).

DATOS DE DISEÑO				
Peso de la pila 1304 x 24	W_p	-	0.7907	Ton/m
Peso de la tablaestaca 19 x 1400	W_{t1}	-	0.16224	Ton/m
Peso de la tablaestaca 26 x 1400	W_{t2}	-	0.21464	Ton/m
Peso específico del relleno	γ	-	1.8	Ton/m ³
DIMENSIONES DEL SISTEMA				
Longitud de la tablaestaca agua	L_1	-	21.00	m
Longitud de la tablaestaca seco	L_2	-	21.00	m
Longitud del relleno	L_3	-	21.00	m
Ancho del relleno	L_4	-	10.00	m
PESO DEL SISTEMA				
Peso total de la pila 1304 x 24 agua	W_{tp1}	$W_{tp1} = W_p \times L_1$	21.79	Ton
Peso de la tablaestaca 19 x 1400	W_{tt1}	$W_{tt1} = W_{t1} \times L_1$	3.41	Ton
Peso total de la pila 1304 x 24 seco	W_{tp2}	$W_{tp2} = W_p \times L_2$	16.60	Ton
Peso de la tablaestaca 26 x 1400	W_{tt2}	$W_{tt2} = W_{t2} \times L_2$	4.51	Ton
Peso del relleno	W_R	$W_R = \gamma \times L_3 \times L_4$	378	Ton
Peso total del sistema	W_T	$W_T = W_{tp1} + W_{tt1} + W_{tp2} + W_{tt2} + W_R$	424.31	Ton
CÁLCULO DE PUNTOS DE APLICACIÓN				
Brazo de palanca 1	Y_1	-	10.00	m
Brazo de palanca 2	Y_2	-	10.00	m
Brazo de palanca 3	Y_3	-	0.00	m
Brazo de palanca 4	Y_4	-	0.00	m
Brazo de palanca 5	Y_5	-	5.00	m
CÁLCULO DE MOMENTO RESISTENTE				
Momento 1	M_1	$M_1 = W_{tp1} \times Y_1$	217.91	Ton-m
Momento 2	M_2	$M_2 = W_{tt1} \times Y_2$	34.07	Ton-m
Momento 3	M_3	$M_3 = W_{tp2} \times Y_3$	0.00	Ton-m
Momento 4	M_4	$M_4 = W_{tt2} \times Y_4$	0.00	Ton-m
Momento 5	M_5	$M_5 = W_R \times Y_5$	1890.00	Ton-m
Momento resistente total	M_R	$M_T = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5$	2141.98	Ton-m
Condición MR > MV			ESTRUCTURA ESTABLE	
Factor de seguridad	F.S		1.39	-

Analizando los resultados obtenidos, se determina que el sistema propuesto no satisface las necesidades de la estructura, ya que no cumple con el factor de seguridad establecido en las normas para el estado límite de falla por volteo.

Debido a lo anterior se propone colocar un respaldon a base de enrocamiento en la parte interna de la ataguía a fin de que pueda aportar a la estabilidad del sistema, de esta forma el sistema de retención propuesto cumpla

satisfactoriamente con las funciones y condiciones de seguridad establecidas. Para ello se continuará con el mismo análisis de los apartados anteriores, solo incluyendo el peso propio del respaldon, dando como resultado lo siguiente:

Cuadro.29. Datos de diseño del sistema de retención propuesto (Zona C).

DATOS DE DISEÑO				
Peso de la pila 1304 x 24	W_p	-	0.7907	Ton/m
Peso de la tablaestaca 19 x 1400	W_{t1}	-	0.16224	Ton/m
Peso de la tablaestaca 26 x 1400	W_{t2}	-	0.21464	Ton/m
Peso específico del relleno	γ	-	1.8	Ton/m ³
Peso específico de la berma	γ	-	1.8	Ton/m ³
DIMENSIONES DEL SISTEMA				
Longitud de la tablaestaca agua	L_1	-	21.00	m
Longitud de la tablaestaca seco	L_2	-	21.00	m
Longitud del relleno	L_3	-	21.00	m
Ancho del relleno	L_4	-	10.00	m
Área de la berma	A_1	-	38.50	m ²

Con la inclusión del respaldón de material base de roca se calculará el nuevo peso del sistema de retención propuesto, dando como resultado lo siguiente:

Cuadro.30. Cálculo del peso de sistema de retención propuesto (Zona C).

PESO DEL SISTEMA				
Peso total de la pila 1304 x 24 agua	W_{tp1}	$W_{tp1} = W_p \times L_1$	21.79	Ton
Peso de la tablaestaca 19 x 1400	W_{tt1}	$W_{tt1} = W_{t1} \times L_1$	3.41	Ton
Peso total de la pila 1304 x 24 seco	W_{tp2}	$W_{tp2} = W_p \times L_2$	16.60	Ton
Peso de la tablaestaca 26 x 1400	W_{tt2}	$W_{tt2} = W_{t2} \times L_2$	4.51	Ton
Peso del relleno	W_R	$W_R = \gamma \times L_3 \times L_4$	378	Ton
Peso de la berma	W_B	$W_B = A_1 \times \gamma$	69.3	Ton
Peso total del sistema	W_T	$W_T = W_{tp1} + W_{tt1} + W_{tp2} + W_{tt2} + W_R + W_B$	493.61	Ton

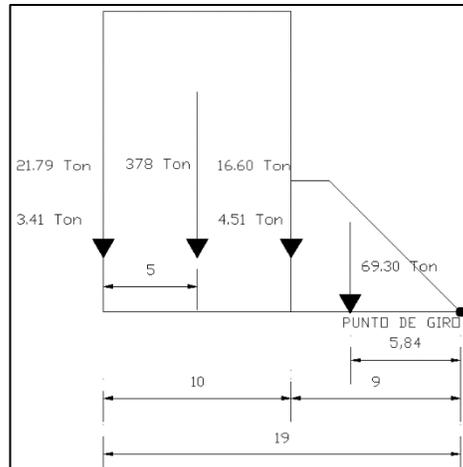


Figura 49. Diagrama del momento resistente Zona C.

Por último es necesario calcular el momento resistente del sistema de retención propuesto, de esta forma conocer si la nueva geometría de la estructura por su propio peso es capaz de soportar el momento actuante antes calculado, a continuación se presentan los siguientes resultados:

Cuadro.31. Determinación del momento resistente propio del sistema de retención (Zona C).

CÁLCULO DE PUNTOS DE APLICACIÓN				
Brazo de palanca 1	Y_1	-	19.00	m
Brazo de palanca 2	Y_2	-	19.00	m
Brazo de palanca 3	Y_3	-	9.00	m
Brazo de palanca 4	Y_4	-	9.00	m
Brazo de palanca 5	Y_5	-	14.00	m
Brazo de palanca 6	Y_6	-	5.84	m
CÁLCULO DE MOMENTO RESISTENTE				
Momento 1	M_1	$M_1 = W_{tp1} \times Y_1$	414.02	Ton-m
Momento 2	M_2	$M_2 = W_{tt1} \times Y_2$	64.73	Ton-m
Momento 3	M_3	$M_3 = W_{tp2} \times Y_3$	149.44	Ton-m
Momento 4	M_4	$M_4 = W_{tt2} \times Y_4$	40.57	Ton-m
Momento 5	M_5	$M_5 = W_R \times Y_5$	5292.00	Ton-m
Momento 6	M_6	$M_6 = W_B \times Y_6$	404.71	
Momento resistente total	M_R	$M_T = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6$	6365.48	Ton-m
Condición $MR > MV$			ESTRUCTURA ESTABLE	
Factor de seguridad	F.S		4.12	-

Analizando los resultados obtenidos se determina que la estructura de retención propuesta, satisface las necesidades del sistema, por lo cual se acepta dicho elemento estructural.

A continuación se presenta la sección tipo del sistema de retención.

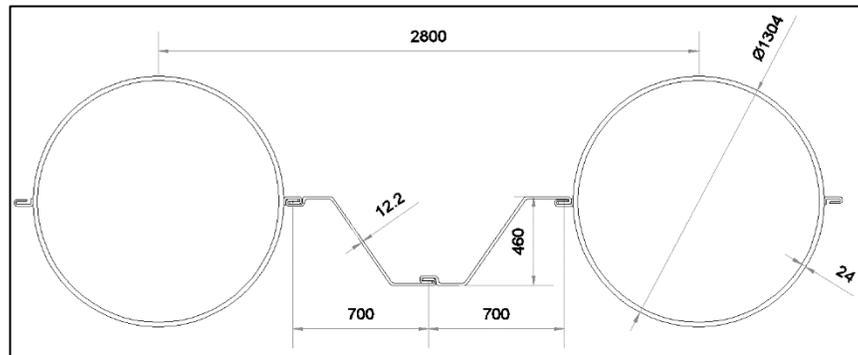


Figura 50. Sección tipo de la tablaestaca a utilizar en la pared exterior, del sistema combinado de doble muro.

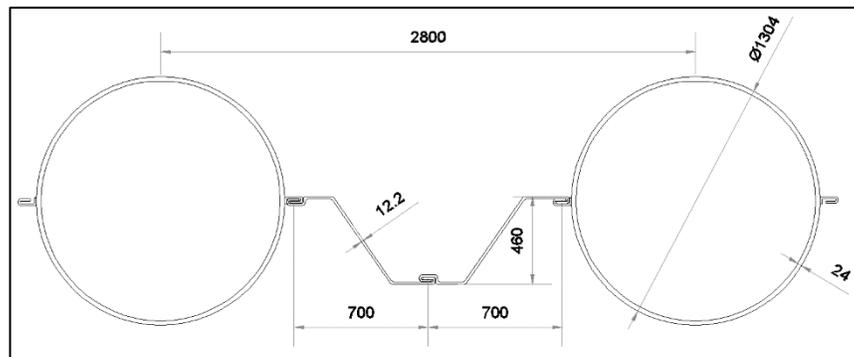


Figura 51. Sección tipo de la tablaestaca a utilizar en la pared interior, del sistema combinado de doble muro.

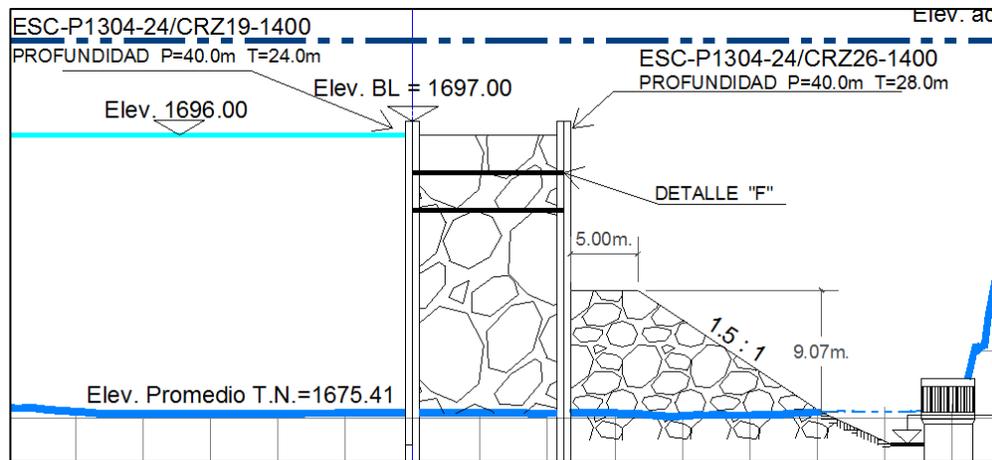


Figura 52. Sección tipo de berma a utilizar en la pared interior, del sistema combinado de doble muro..

Se determina hincar la tablaestaca $H/3$ en el lado interior y un 10% de H en el lado exterior del sistema combinado de doble pared, esto con el fin de proporcionar al sistema de retención, una pantalla para evitar filtraciones en la zona donde se pretenden realizar los trabajos referentes a la sobre elevación de la obra de toma. Relativo a las pilas debido a que en esta zona se presentan las presiones más considerables de todo el eje del tablaestacado, se determina hincar un 10% de H en la Riolita, esto con la finalidad de garantizar la estabilidad de la estructura.

4.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN.

Para poder determinar hasta que altura sería necesaria sobrelevar la obra de toma, fue necesario realizar el estudio hidrológico el cual como principal propósito de este, es determinar la avenida probable máxima y/o tormenta de diseño, que se presenta en determinado sitio de interés; siendo su unidad básica de estudio la cuenca, y por ello su caracterización es un primer paso para la determinación de tal parámetro.

De acuerdo a los datos históricos recabados respecto a los niveles del embalse de la presa el Tintero, la dependencia sugirió considerar la cota 1696 m.s.n.m. para el diseño de la ataguía. De acuerdo a lo anterior los cálculos obtenidos se realizaron siguiendo las recomendaciones de la dependencia.

Como primera opción se analizó colocar una sola pared de tablaestaca combinada, y los cálculos hidráulicos y estructurales arrojaron que no existía una sección de tablaestaca que pudiera soportar el empuje generado por el embalse. Es así como se optó por proyectar dos muros combinados de tablaestaca, con una separación de 10 metros entre ellas. La finalidad de colocar dos muros es para considerar rellenar el espacio generado entre ellas de tal forma que funcionara como un muro gravedad.

En las especificaciones técnicas de construcción se está considerando utilizar roca proveniente de un banco de préstamo con un diámetro promedio de 25 centímetros. En la parte interna de la ataguía se colocará un respaldo

utilizando roca proveniente de un banco de préstamo con un talud de 1.5:1 a fin de que ésta contrarreste el empuje hidrostático del embalse.

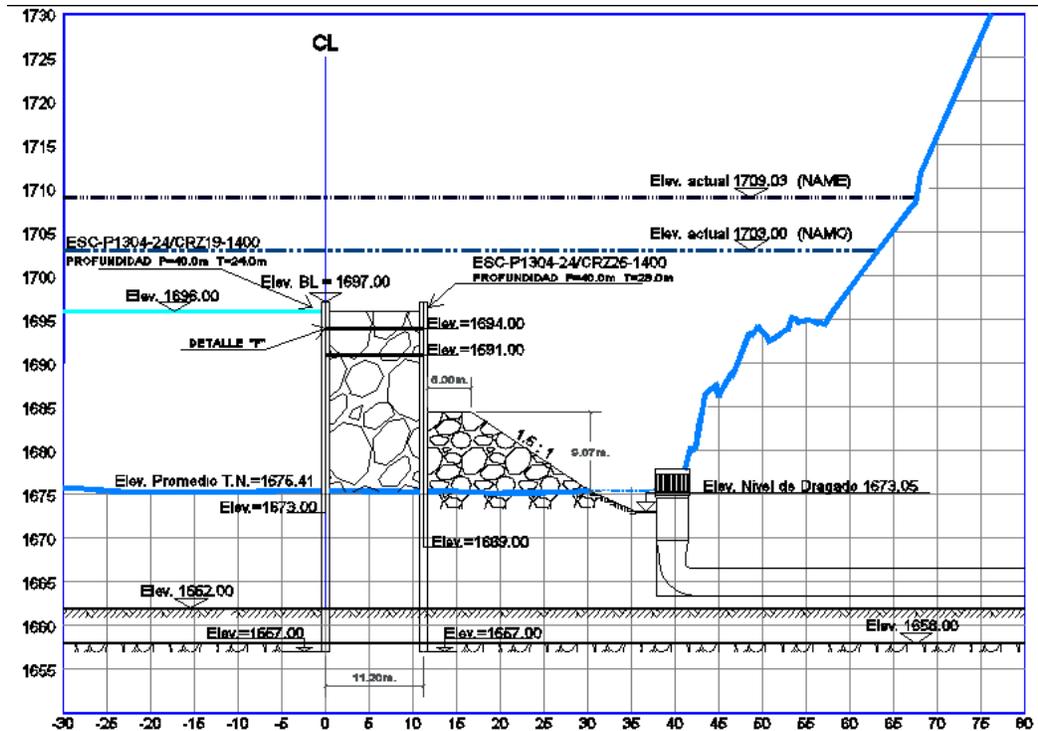


Figura 53. Construcción de la ataguía a base de Tablaestacacas con doble pared combinada y un respaldón a base de roca proveniente de banco.

Para que los dos muros de tablaestacas funcionen como un solo cuerpo es necesario colocar un sistema de tensores o puntales de tal forma que estos mantengan la estructura firme impidiendo el colapso por el empuje hidrostático del embalse.

En la zona más crítica, la longitud de la tablaestaca de sección tubular será de 40 metros para los dos muros y respecto a la sección CRZ, para la parte interna de la ataguía la sección será de 28 metros de longitud y en la

parte externa la longitud será de 24 metros (para más detalle revisar el plano “PLANTA Y PERFIL DEL EJE DE LA TABLAESTACA”).

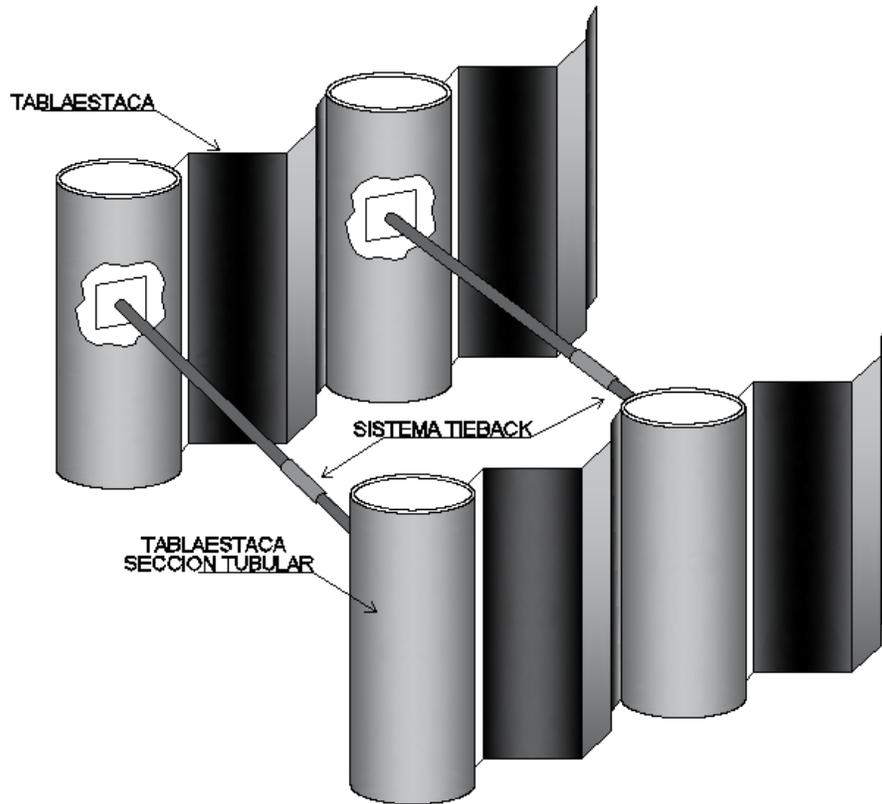


Figura 54. Esquema de la instalación de tensores e hincado de los dos muros de tablaestaca combinada.

En las dos esquinas de la atagüa se propone colocar una fila de tablaestaca de sección CRZ con el objetivo de poder atornillarla a los tensores usando unas vigas tipo C como soporte para que pueda evitar el pandeo de la sección de la tablaestaca tipo CRZ. Los esquemas siguientes muestran con más claridad el funcionamiento de los puntales, las vigas y la tablaestaca.

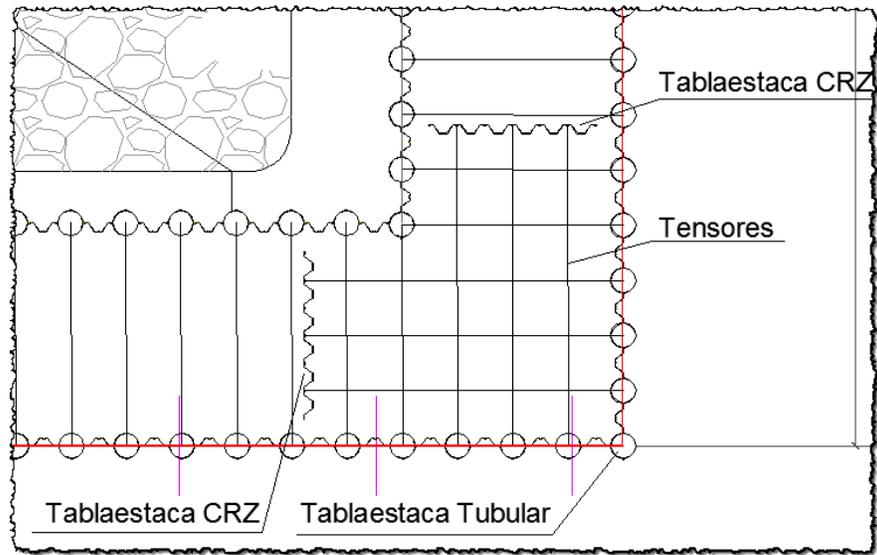


Figura 55. Esquema de la instalación de tensores en la esquina de la atagüía.

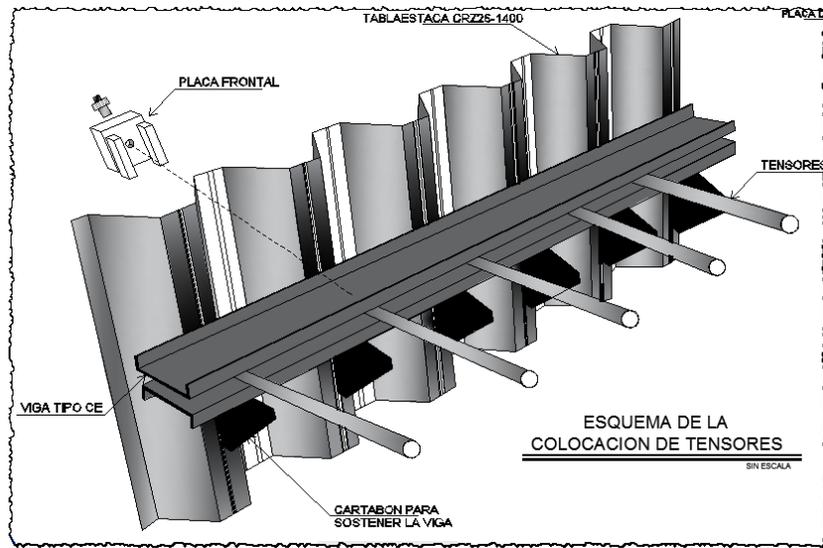


Figura 56. Colocación de viga tipo CE para evitar el pandeo de la tablaestaca CRZ.

Es importante señalar que la tablaestaca de sección tubular se hincará hasta la profundidad en donde se localiza el suelo firme, es decir a la profundidad de 1657 metros sobre el nivel del mar, y con respecto a la tablaestaca de sección CRZ solamente se colocará como relleno para formar

una pared continua. (Para más detalle revisar el plano “PLANTA Y PERFIL DEL EJE DE LA TABLAESTACA”).

La longitud total de trabajo de la tablaestaca combinada será de 2.8 metros considerando usar dos tablaestacas de sección tubular y dos tablaestacas de sección CRZ.

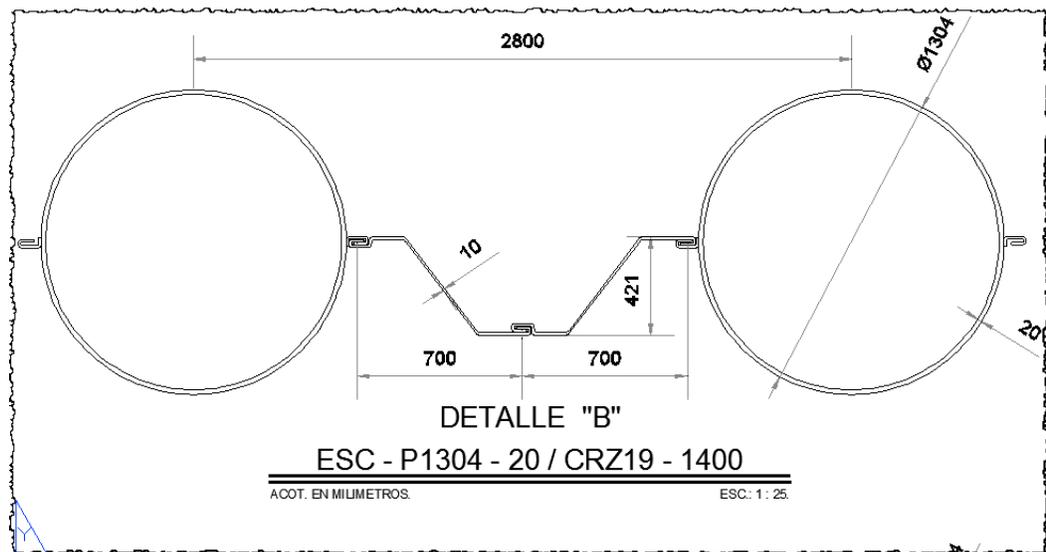


Figura 57. Longitud total de trabajo de la tablaestaca combinada.

Cabe señalar que la elección de los espesores seleccionados se basó en los cálculos realizados y que se requieren para mantener la estructura firme a la acción del empuje hidrostático del embalse, además de que estas dimensiones son las que existen en el mercado.

Una vez instalado la ataguía, se realizará el achique en la parte interna de la ataguía de tal forma que en los trabajos de retiro de la rejilla existente, demolición de la estructura para el traslape del armado, encofrado y colado de la estructura, se puedan realizar en un ambiente seco.

Respecto a la rejilla, se propone considerar colocar considerando las mismas dimensiones de la rejilla que se retirará.

Se realizó el cálculo de la estabilidad del armado que existe y los resultados arrojaron que dicha estructura se encuentra sobrada y que no tendría problemas de estabilidad al aumentar la elevación. Por esta razón se consideró la misma separación de armado para sobreelevar dicha estructura (Para más detalle, ver los planos estructurales de la obra de toma).

Al finalizar los trabajos de sobreelevación de la obra de toma, se inundará la parte interna de la ataguía de tal forma que se anule el empuje generado por el embalse. Y como actividad final, se retirará los elementos de tablaestacas usados como ataguía y la contratista la almacenara en el sitio donde la Conagua considere conveniente.

Como punto final se presenta el presupuesto total de la obra y en esta se considera la construcción del camino de acceso, el habilitado de la plataforma en donde se colocará el equipo de hincado, el hincado de la tablaestaca, la colocación del relleno entre las dos paredes de la ataguía, el retiro de agua en la parte interna de la ataguía, la sobreelevación de la obra de toma y el retiro de los elementos que funcionaron como ataguía al sitio en donde lo indique la dependencia.

Los precios unitarios de cada concepto, se ha obtenido mediante el estudio de mercado realizado, y éstos fueron proporcionadas por las empresas

especialistas en la ejecución de obras similares. El precio unitario del suministro de la tablaestaca se analizó considerándolo dejarlo hasta en el sitio de la obra.

Cuadro.32. Catálogo de conceptos, cantidades de trabajo, precios unitarios propuestos e importes parciales y el total de obra

ESPECIFICACIÓN	CONCEPTO DE OBRA	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN PESOS
	DESCRIPCIÓN				
1	PRESAS Y DIQUES				
1.1	Terracerías				
1.1.2	EXCAVACIONES				
1.1.2.2	En roca fija que formen parte de las obras por ejecutarse o que alojen dichas obras o parte de las mismas.				
1.1.2.2.1	Excavación de macizo rocoso en la margen izquierda de la boquilla de la presa para la construcción del camino de acceso a la obra de toma.	2,346.50	M3	\$420.50	\$986,703.25
1.3	DEMOLICIONES				
1.3.2	Demolición mecánica de muro en obra de toma, de concreto reforzado de hasta 50 cm de espesor, utilizando martillo acoplado a equipo de excavación.; incluye : corte de varillas, y remoción de estructura de rejilla existente	14.92	M3	\$688.58	\$10,273.61
1.3.3	Demolición mecánica de muro de concreto en obra de toma de hasta 50 cm de espesor, utilizando martillo acoplado a equipo de excavación, para empalme de acero.	2.83	M3	\$688.58	\$1,948.68
1.5	SUMINISTRO COLOCACION Y COMPACTACION DE MATERIALES MATERIALES				
1.5.2	Suministro, colocación y compactación de grava-arena proveniente del banco de préstamo para superficie de rodamiento de camino de acceso a base de grava-arena de un tamaño que pasa por la malla de 38.1mm (1 ½") compactada al 100% o mayor de la compacidad relativa.	756.00	M3	\$156.42	\$118,255.49
1.5.5	Suministro y colocación de roca proveniente del banco de préstamo para construcción del terraplen para construcción de camino de acceso a la toma	13,397.84	M3	\$150.48	\$2,016,106.96

Cuadro.33. Catálogo de conceptos, cantidades de trabajo, precios unitarios propuestos e importes parciales y el total de obra

1.5.6	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE ROCA PROVENIENTE DEL BANCO DE PRESTAMO PARA EL ENROCAMIENTO ENTRE LAS DOS PAREDES DE LAS TABLAESTACAS Y EL ENROCAMIENTO DE RESPALDO DE LA TABLAESTACA INTERNA.				
1.5.6.1	Entre las paredes de las tablaestacas	41,270.00	M3	\$190.48	\$7,861,109.60
1.5.6.2	En respaldo de la tablaestaca interna	24,450.00	M3	\$190.48	\$4,657,236.00
1.6	ACARREOS Y SOBRE ACARREOS				
1.6.1	Acarreos				
1.6.1.1	Acarreo en el primer kilómetro de los materiales correspondientes a las excavaciones ejecutadas en el concepto 1.1.2.2.1, incluye la carga y descarga	82,238.09	M3	\$150.00	\$12,335,713.50
1.7	INSPECCION SUBACUATICA				
1.7.1	Inspección subacuática para la localización de la obra de toma, así como el levantamiento a detalle del área de interés.	1.00	LOTE	\$748,800.00	\$748,800.00
1.8	FABRICACION Y COLOCACION DE CONCRETO CONVENCIONAL, EXCLUYENDO EL SUMINISTRO DE AGREGADOS CLASIFICADOS Y CEMENTO				
1.8.3	OBRA DE TOMA				
1.8.3.1	Fabricación y colocación de concreto convencional e de f´c = 250 Kg/cm2. A emplearse en el muro de conducción	24.43	M3	\$434.16	\$10,606.50
1.8.3.2	Fabricación y colocación de concreto convencional e de f´c = 250 Kg/cm2. A emplearse en el pilas.	0.19	M3	\$434.16	\$82.49
1.8.3.3	Fabricación y colocación de concreto convencional e de f´c = 250 Kg/cm2. A emplearse en vigas.	0.35	M3	\$434.16	\$151.96
1.8.3.4	Fabricación y colocación de concreto convencional e de f´c = 250 Kg/cm2. A emplearse en losa tapa.	3.14	M3	\$434.16	\$1,363.26

Cuadro.34. Catálogo de conceptos, cantidades de trabajo, precios unitarios propuestos e importes parciales y el total de obra

1.9	HABILITADO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO.				
1.9.6	OBRA DE TOMA				
1.9.6.1	Habilitado y colocación de acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2. varilla del #4(1/2") @ 15 cm, a emplearse en muro de conduccion.	1.06	TON	\$18,257.61	\$19,389.58
1.9.6.2	Habilitado y colocación de acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2. varilla del #5(5/8") @ 15 cm, a emplearse en muro de conduccion.	1.88	TON	\$22,048.25	\$41,340.46
1.9.6.3	Habilitado y colocación de acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2. varilla del #3(3/8"), para fabricación de estribos a emplearse en pilas.	0.010	TON	\$16,272.88	\$162.73
1.9.6.4	Habilitado y colocación de acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2. varilla del #6(3/4"), a emplearse en pilas.	0.034	TON	\$15,647.07	\$532.00
1.9.6.5	Habilitado y colocación de acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2. varilla del #3(3/8"), para la fabricación de estribos a emplearse en vigas.	0.016	TON	\$16,272.88	\$260.37
1.9.6.6	Habilitado y colocación de acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2. varilla del #4(1/2"), a emplearse en vigas	0.008	TON	\$18,257.61	\$146.06
1.9.6.7	Habilitado y colocación de acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2. varilla del #5(5/8"), a emplearse en losa tapa	0.25	TON	\$22,048.25	\$5,512.06
1.9.6.8	Habilitado y colocación de acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2. varilla del #6(3/4"), a emplearse en losa tapa	0.19	TON	\$15,647.07	\$2,972.94
1.10	SUMINISTRO DE MATERIALES.				
1.10.1	Suministro de agregados para los conceptos 1.8.3.1,1.8.3.2,1.8.3.3, 1.8.3.4	28.11	M3	\$419.98	\$11,805.53
1.10.2	Suministro de cemento para los conceptos 1.8.3.1,1.8.3.2,1.8.3.3, 1.8.3.4	3.00	TON	\$648.75	\$1,946.25
1.10.3	Suministro de acero de refuerzo para los conceptos 1.9.6.1, 1.9.6.2, 1.9.6.3, 1.9.6.4, 1.9.6.5, 1.9.6.6, 1.9.6.7, 1.9.6.8	3.45	TON	\$271.44	\$935.10

Cuadro.35. Catálogo de conceptos, cantidades de trabajo, precios unitarios propuestos e importes parciales y el total de obra

1.11	Cimbra para estructuras con cimbraplay de pino de 16 mm y madera de pino de 3ra clase, acabado aparente, medida por superficie de contacto incluye materiales, mano de obra en habilitado, cimbrado y descimbrado, maniobras locales y todo lo necesario para su correcta ejecución.				
1.11.3	OBRA DE TOMA				
1.11.3.1	En muros de conducción	74.79	M2	\$360.57	\$26,966.75
1.11.3.2	En pilas	24.40	M2	\$288.06	\$7,028.64
1.11.3.3	En vigas	21.84	M2	\$288.06	\$6,291.21
1.11.3.4	En Losa Tapas	12.57	M2	\$288.06	\$3,620.90
1.13	ACARREO DE AGREGADOS PARA CONCRETO CONVENCIONAL.				
1.13.1	Acarreo de arena y de grava proveniente del banco de préstamo	28.11	M3	\$150.00	\$4,216.50
1.14	SOBRE ACARREO DE AGREGADOS PARA CONCRETO CONVENCIONAL.				
1.14.1	Sobre acarreo de arena y de grava proveniente del banco de préstamo	309.21	M3-KM	\$7.50	\$2,319.08

Cuadro.36. Catálogo de conceptos, cantidades de trabajo, precios unitarios propuestos e importes parciales y el total de obra

1.15	SUMINISTRO DE ACERO ESTRUCTURAL TUBERIAS Y PIEZAS ESPECIALES EN ATAGUIA PARA AISLAR OBRA DE TOMA.				
1.15.1	TABLAESTACA				
1.15.1.1	SUMINISTRO DE TABLAESTACA SECCION TUBULAR SSAW GRADO Q345B DIAMETRO 1304mm, ESPESOR DE 20mm, LARGO DE 22.5 mts. (16 pzs; 633.307 kg/mto).	227.99	TON	\$27,306.35	\$6,225,600.90
1.15.1.2	SUMINISTRO DE TABLAESTACA SECCION TUBULAR SSAW GRADO Q345B DIAMETRO 1304mm, ESPESOR DE 24mm, LARGO DE 40.0 mts. (78 pzs; 757.601 kg/mto).	2,363.72	TON	\$27,306.35	\$64,544,417.27
1.15.1.3	SUMINISTRO DE TABLAESTACA ESC-S-CRZ26-1400 GRADO Q345B LARGO 10.0 mts ROLADA EN FRIO (16 pzs; 107.32 kg/mto).	17.17	TON	\$23,874.40	\$409,971.20
1.15.1.4	SUMINISTRO DE TABLAESTACA ESC-S-CRZ26-1400 GRADO Q345B LARGO 20.0 mts ROLADA EN FRIO (16 pzs; 107.32 kg/mto).	34.34	TON	\$23,874.40	\$819,918.52
1.15.1.5	SUMINISTRO DE TABLAESTACA ESC-S-CRZ19-1400 GRADO Q345B LARGO 20.0 mts ROLADA EN FRIO (16 pzs; 81.12 kg/mto).	25.96	TON	\$23,874.40	\$619,779.42
1.15.1.6	SUMINISTRO DE TABLAESTACA ESC-S-CRZ19-1400 GRADO Q345B LARGO 24.0 mts ROLADA EN FRIO (92 pzs; 81.12 kg/mto).	179.11	TON	\$23,874.40	\$4,276,215.41
1.15.1.7	SUMINISTRO DE TABLAESTACA ESC-S-CRZ26-1400 GRADO Q345B LARGO 28.0 mts ROLADA EN FRIO (60 pzs; 107.32 kg/mto)	180.30	TON	\$23,874.40	\$4,304,506.57
1.15.1.8	SUMINISTRO DE TABLAESTACA ESC-S-CRZ26-1400 GRADO Q345B LARGO 28.0 mts ROLADA EN FRIO (24 pzs; 107.32 kg/mto)	72.12	TON	\$23,874.40	\$1,721,797.85
1.15.1.9	SUMINISTRO DE CANDADO ESC-CR PARA TABLAESTACA DE SECCION TUBULAR GRADO Q345B.	5,008.00	M	\$576.57	\$2,887,446.33
1.15.1.10	SOLDADURA DE CANDADO ESC-CR PARA TABLAESTACA DE SECCION TUBULAR.	5,008.00	M	\$305.14	\$1,528,164.53

Cuadro.37. Catálogo de conceptos, cantidades de trabajo, precios unitarios propuestos e importes parciales y el total de obra

1.16	TENSORES				
1.16.1	SUMINISTRO DE TENSORES M56 X 5.5 GR.700 ROSCA TIPO ROLL LARGO DE 11.5 m	41.00	LOTE	\$9,241.18	\$378,888.52
1.16.2	SUMINISTRO DE TENSORES M85 X 6.0 GR.700 ROSCA TIPO ROLL LARGO DE 11.5 m	41.00	LOTE	\$17,464.87	\$716,059.66
1.16.3	SUMINISTRO DE TENSORES M56 X 5.5 GR.700 ROSCA TIPO ROLL LARGO DE 16.5 m	12.00	LOTE	\$11,954.21	\$143,450.53
1.16.4	SUMINISTRO DE TENSORES M85 X 6.0 GR.700 ROSCA TIPO ROLL LARGO DE 16.5 m	12.00	LOTE	\$23,654.01	\$283,848.11
1.16.5	SUMINISTRO DE VIGA TIPO CE DE 15X40 (9M X 16 PZAS)	8.49	TON	\$12,728.04	\$107,997.42
1.17	ANCLAJE				
1.17.1	Suministro y colocación de ancla de tensión con 4 torones de 0.5" por 16 m. de longitud, alojada en un barreno de 4" (100 mm).	2,880.00	ML	\$2,315.00	\$6,667,200.00
1.17.2	Suministro, fabricación e inyección de lechada de cemento-agua con una relación de 2:1 en peso de cemento	34,560.00	Lto	\$9.00	\$311,040.00
1.17.3	Suministro y colocación de dado de repartición de concreto de $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, de 70 x 70 x 30 cm.	180.00	PZA	\$1,540.50	\$277,290.00

Cuadro.38. Catálogo de conceptos, cantidades de trabajo, precios unitarios propuestos e importes parciales y el total de obra

1.18	ACERO ESTRUCTURAL Y PIEZAS ESPECIALES.				
1.18.1	OBRA DE TOMA				
1.18.1.1	REJILLA				
1.18.1.1.1	Suministro, colocación y habilitado de acero estructural en rejillas (Solera de 5" x 5/8" para Barrotes), con barrenos de 13/16" para fijar varilla de fierro redondo liso de 3/4" de diametro.	1,182.00	kg	\$16.74	\$19,786.68
1.18.1.1.2	Suministro, colocación y habilitado de acero estructural en rejillas (Solera de 5" x 5/8" para sujecion), con barrenos de 11/16"	285.00	kg	\$16.74	\$4,770.90
1.18.1.1.3	Suministro, colocación y habilitado de acero estructural en rejillas (Angulo de 5" x 5"x5/8" para apoyos, para anclaje y sujecion de rejilla	595.00	kg	\$244.45	\$145,448.49
1.18.1.1.4	Suministro, colocación y habilitado Varilla de fe. Redondo liso de 3/4" (No 3) de longitud 1.04 m con 5 cm de cuerda en ambos extremos, como pernos separadores	38.00	kg	\$12.26	\$465.80
1.18.1.1.5	Anclas de fijacion de fierro de 5/8" (No 5) con 5 cm de cuerda para sujecion de angulo de apoyo en concreto, con cuerda de 7 cm en uno de sus extremos	56.00	kg	\$16.62	\$930.64
1.18.1.1.6	Suministro, colocación y habilitado Tubo de fe. negro de 1" calibre 14 como tubo separador	139.00	m	\$16.90	\$2,349.38
1.18.1.1.7	Suministro, colocación y habilitado Tuercas galvanizadas estandar de 3/4" de diametro para pernos separadores	32.00	pza	\$12.37	\$395.71
1.18.1.1.8	Suministro, colocación y habilitado Tuercas galvanizadas estandar de 5/8" de diametro en anclas para fijar angulo de apoyo	64.00	pza	\$11.48	\$734.40
1.19	HABILITADO Y COLOCACION DE TABLAESTACAS				
1.19.1	Hincado, habilitado y colocación de tablaestaca de sección circular y sección CRZ,	1,243.83	TON	\$72,000.00	\$89,555,472.00
1.19.2	Instalación de tensores	42,760.85	kg	\$48.00	\$2,052,520.80
1.19.3	Instalación de viga tipo CE	8,485.00	kg	\$48.00	\$407,280.00

Cuadro.39. Catálogo de conceptos, cantidades de trabajo, precios unitarios propuestos e importes parciales y el total de obra

	1.20	EXTRACCIÓN DE TABLAESTACAS Y ENROCAMIENTO COLOCADO				
90	1.20.1	Extracción de tablaestacas, incluye seccionamiento y traslado al almacén o sitio indicado por la CONAGUA, para su posterior reutilización.	1,243.83	TON	\$39,000.00	\$48,509,214.00
	1.21	DESINSTALCION DE TENSORES				
91	1.21.1	Desinstalación de tensores de los conceptos 1.16.1, 1.16.2, 1.16.3 y 1.16.4.	42,760.85	KG	\$24.00	\$1,026,260.40
	1.21.2	Desinstalación de viga tipo CE del concepto 1.16.5	8,485.00	KG	\$24.00	\$203,640.00
	1.22	EXTRACCIÓN DE ENROCAMIENTO				
92	1.22.1	Extracción de enrocamiento incluye carga, traslado y descarga al banco de desperdicios indicado por la CONAGUA.	65,720.00	M3	\$90.00	\$5,914,800.00
	1.21	MAQUINARIA Y EQUIPO				
	1.21.1	Equipo de bombeo para desagüe en general.				
93	1.21.1.1	Bomba de 152 mm (6") de diámetro.	2,040.00	He	\$202.02	\$412,119.43
94	1.21.1.2	Bomba de 204 mm (8") de diámetro.	1,020.00	He	\$237.34	\$242,089.88
95	1.21.1.3	Traslado de equipo				
	1.22	Instalación y suministro de partes fijas.				
95	1.22.1	Letreros de señalamiento	3.00	Pza.	\$1,150.00	\$3,450.00
PRESUPUESTO DE OBRA SUBTOTAL						\$273,609,118.22
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO (16%)						\$43,777,458.92
PRESUPUESTO DE OBRA TOTAL 2015						\$317,386,577.14

5.- CONCLUSIONES.

De acuerdo al análisis realizado respecto al cálculo de la estabilidad del sistema de doble pared combinada se desprenden los siguientes comentarios:

1. La variación de las longitudes de empotramiento de la tablaestaca de sección tubular en las diferentes zonas (zona B y C), se debe al empuje hidrostático generado por la carga de agua que se tendrá en la parte exterior de la ataguía, y de acuerdo a las elevaciones de los estratos obtenidos mediante los planos proporcionados por la dependencia, los cuales indican que actualmente se encuentra un espesor de aproximadamente 12 metros de azolve, seguido de 4 metros de espesor del terreno de roca fracturada y bajo éste, se localiza la riolita y en la cual será necesario hincar la tablaestaca de sección tubular, con el fin de que la ataguía pueda soportar las presiones generadas por el embalse.
2. Debido a la dificultad de llevar a cabo el hincado de la tablaestaca de sección CRZ hasta la profundidad donde se encuentra el estrato propio de la roca (riolita), se determina hincar dicho elemento únicamente en el estrato del azolve a la profundidad establecida en los apartados anteriores.
3. En el caso de la zona C, es la zona donde se presenta mayor empuje hidrostático debido a la topografía del fondo del embalse. Se necesitará una longitud de sección de tablaestaca tubular de 40 metros de longitud hincándose en la riolita en un promedio de 2 metros. El relleno entre las

dos paredes será hasta el nivel del espejo de agua, es decir hasta la elevación 1696 m.s.n.m, y en cuanto al espaldón de roca se colocará con un talud de 1.5:1 con un ancho de corona de 5 metros a la elevación de 1684.5 m.s.n.m. que en conjunto con las dos paredes combinadas contrarrestaran los empujes generados por el agua.

Con respecto a la construcción del camino de acceso y de acuerdo a los datos obtenidos para la selección del tipo de anclaje y las características técnicas que deben reunir para cumplir un factor de seguridad permisible y asegurar la estabilidad del talud de corte, se desprende los siguientes comentarios:

- Se necesita colocar una cuadrícula de 3.4 metros por 3.4 metros sobre el talud de corte los anclajes requeridas para garantizar la estabilidad del talud.
- Cabe señalar que en la determinación de la separación entre anclajes se consideró una barra de $\phi 32$ DY con un $T_a = 41$ Ton f.
- La longitud de anclaje calculada fue $L_s = 1.6$ metros.
- La longitud total de la barra calculada, $L = 11$ metros.

La elección final del tipo de anclaje a utilizar y a consideración del fabricante de anclajes, se determinó que es necesario aumentar la longitud de anclaje de tal forma que pueda asegurar la estabilidad de talud durante los trabajos que se realizaran en la presa el tintero.

De acuerdo a los cálculos realizados y por recomendaciones del fabricante se propuso ampliar la longitud del bulbo a 5 metros y la perforación de 100 milímetros. Respecto a la ancla, será constituido mediante 4 torones de 13 milímetros, (4T13).

Se anexa las características del anclaje elegido y el presupuesto total de la instalación de los anclajes.

6.- RECOMENDACIONES.

Antes de realizar la construcción de la ataguía, será necesario que primeramente se realice el camino de acceso, ya que será el medio para poder acarrear el material necesario para la construcción de dicha estructura.

En el proyecto ejecutivo no se consideró la proyección del camino en la parte aguas abajo de la presa hasta la corona de la cortina, esto debido a que el proyectista desconoce la magnitud de la maquinaria que la constructora utilizara para ejecutar la obra. Por esta razón la contratista propondrá a la dependencia el trazo del camino y si decide que no construir un camino debido a que introducirá sus equipos por vía marítima, es decir, por el vaso de la presa, será bajo su propio riesgo, ya que los conceptos de los trabajos se pagarán una vez instalados los elementos concernientes al cuerpo de la ataguía.

Es muy importante que la contratista considere con anticipación una inspección subacuática, empleando buzos para esta actividad, con esta actividad se pretende que la contratista pueda obtener la ubicación exacta de la obra de toma, además se delimitará el área en donde se hincarán las tablaestacas y se obtendrá con exactitud la topografía del fondo de la presa.

Para llevar un control del relleno de roca entre las dos paredes de la ataguía, es importante de la contratista considere realizar levantamientos batimétricos por lo menos cada 15 días, y de esta forma podrá llevar el control en la colocación de enrocamiento.

Otro de los puntos importantes es considerar realizar un estudio de mecánica de suelos, este con el objetivo de conocer las características del material presentes en el fondo de la boquilla, esto definirá la longitud exacta de empotre de la tablaestaca.

7.- BIBLIOGRAFÍA.

Anderson, V. H. 2001. Underwater Construction Using Cofferdam. Edit. Best Pub Co, 328 p.

Gerwick Jr, C. B. 2007. Construction Of Marine And Offshore Structures. Third Edition. Edit. CRC Press, 840 p.

Gaythwaite, J. W. Design of Marine Facilities for the Berthing, Mooring, and Repair of Vessels. Amer Society of Civil Engineers, 531 p.

Murthy, V. N. S. 2007. Advanced Foundation Engineering Series. Edit. Cbs Publishers and Distributors, 593-607 pages.

Bowles, J. E. 1998. Foundation Analisis and Design. Fourth Edition. Edit McGraw-Hill Book Company Limited, England, 1023 p.

Bittner-shen consulting engineers, Inc. Cofferdam on steeply sloping rock. Tulloch Hydroelectric Dam – Jamestown, CA. 12 p.

New york State Department of transportation. 2007. Geotechnical Design Procedure: Geotechnical Engineering Bureau. 55 p.

Ucar, N. R. 2002. Manual de Anclajes en Obras de Tierra. Tesis de Doctorado. Universidad de Los Andes. Facultad de Ingeniería Mérida Venezuela. 214 paginas.

U. S. Department of Transportation. 1984. Steel Sheet Piling, Design Manual.
135 p.

Publication #C620261. 1962. Tremie Concrete, Some useful facts about the
preferred technique for placing concrete under wáter. The Aberdeen
Group. 2 p.

M. Ufuk Ergun. Deep Excavations, Department of Civil Engineering, Middle East
Technical University, Ankara. Turke, 34 p.

Nemati, C. M. 2005. Temporary Structures: Cofferdams. Tokio Institute of
technology, Department of Civil engineering. 15 p.

Braja, M. D. Principios de Ingeniería en Cimentaciones. Cuarta Edición.
International Thomson Editores. 880 p.

Comisión Nacional del Agua, subdirección General Técnica, Gerencia de
Ingeniería Básica y Normas Técnicas. "Manual De Geotécnica en
Construcción Especializada". 450 paginas.

Murillo, T. Ortuño L. y Uriel y Asociados. "Anclajes al Terreno". 36 p.

Secretaria de Comunicaciones y Transporte. Especificaciones Técnicas de
construcción, Anclajes en macizo Rocoso. 10 paginas.

U.S. Army Corps of Engineers. 1980. Engineer and Design, Rock
Reinforcement. Engineer Manual 1110-1-2907. 202 p.

ESC Pile Company. Sheet Piling Solutions. Cold Rolled/ Formed Sheet Piles Product Catalogue 2012. 48 p.

ESC Pile Company. The Esc Group, Case Study Information, “ A Selection of Case Studies from projects completed by the ESC Group”. 116 p.

Comisión Nacional Del Agua. Registro de Régimen de Almacenamiento del año 1991 al año 2011.

Comisión Nacional del Agua. Estadísticas Agrícolas 2010 – 2011.

Plano Distrito de Riego Buenaventura, Chih. “Presa el Tintero” Obra de Toma – Tubería. Secretaria de Recursos Hidráulicos, Irrigación y Control de Ríos. México D. F. 1950. Plano No. 602-C-228.

Plano Distrito de Riego Buenaventura, Chih. “Presa el Tintero” Obra de Toma – Instalaciones de válvulas y Tubería. Secretaria de Recursos Hidráulicos, Irrigación y Control de Ríos. México D. F. 1949. No. 602-C-232.

Plano Distrito de Riego Buenaventura, Chih. “Presa el Tintero” Toma – Casa de válvulas – Plano No. 1. Secretaria de Recursos Hidráulicos, Irrigación y Control de Ríos. México D. F. 1949. No. 602-C-233.

Plano Distrito de Riego Buenaventura, Chih. “Presa el Tintero” Toma – Casa de válvulas – Plano No. 2. Secretaria de Recursos Hidráulicos, Irrigación y Control de Ríos. México D. F. 1949. No. 602-C-234.

Plano Distrito de Riego Buenaventura, Chih. “Presa el Tintero”, Sección Máxima de la Cortina. Secretaria de Recursos Hidráulicos, Dirección General de Ingeniería. México D. F. 1945. No. 602-C-189.

Plano Distrito de Riego Buenaventura, Chih. “Presa el Tintero”, Obra de Toma – Cierre Provisional. Secretaria de Recursos Hidráulicos, Dirección General de Ingeniería. México D. F. 1949. No. 602-C-226.

Plano Distrito de Riego Buenaventura, Chih. “Presa el Tintero”, Toma – Transición de Salida. Secretaria de Recursos Hidráulicos, Dirección General de Ingeniería. México D. F. 1945. No. 602-C-204.

Plano Distrito de Riego Buenaventura, Chih. “Presa el Tintero”, Obra de Toma – Plano General. Secretaria de Recursos Hidráulicos, Dirección General de Ingeniería. México D. F. 1945. No. 602-C-190.

Plano Distrito de Riego Buenaventura, Chih. “Presa el Tintero”, Obra de Toma – Rejilla 1. Secretaria de Recursos Hidráulicos, Dirección General de Ingeniería. México D. F. 1945. No. 602-C-197.

Plano Distrito de Riego Buenaventura, Chih. “Presa el Tintero”, Obra de Toma – Rejilla 2. Secretaria de Recursos Hidráulicos, Dirección General de Ingeniería. México D. F. 1945. No. 602-C-198.

APÉNDICE.