



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Facultad de Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil

**CONTROL DE ASENTAMIENTOS EN DIQUES SOBRE SUELOS BLANDOS
CONSTRUIDOS EN EL PROYECTO “CONTROL DE INUNDACIONES DEL RIO
CAÑAR”**

Director:

Ing. Rolando Armas Novoa, MSc

TESIS PREVIA A LA OBTENCIÓN

DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Tutor:

Ing. Jorge Victor León Rodríguez, MSc

Autores:

Fabián Patricio Ganzhi Fajardo

Cristian Fernando Pinos Ruiz

Cuenca – Ecuador

Junio - 2014

RESUMEN

CONTROL DE ASENTAMIENTOS EN DIQUES SOBRE SUELOS BLANDOS CONSTRUIDOS EN EL PROYECTO “CONTROL DE INUNDACIONES DEL RIO CAÑAR”

El presente trabajo tiene como objetivo realizar un control de los asentamientos que se producen en los diques construidos en el proyecto “Control de inundaciones del Río Cañar”, para lo cual calcularemos los asentamientos inmediatos y asentamientos por consolidación primaria y secundaria que ocurrirán en los estratos de suelo sobre el cual se encuentran asentados los diques y estos valores calculados se compararán tanto con resultados de mediciones topográficas hechas en campo como con los valores expuestos en el diseño del proyecto. Se describen brevemente los procesos necesarios que se deben seguir para realizar los cálculos de los asentamientos mencionados así como los procedimientos de construcción de los diques en base a las especificaciones técnicas. Además se expone un tema poco tratado como es la subsidencia o el asentamiento propio del cuerpo del dique. Previo al cálculo de los asentamientos, se recopila los datos de los ensayos realizados que intervienen en dichos cálculos para fijar las características geotécnicas-mecánicas a cada estrato, con esta información se procede a realizar los cálculos de los asentamientos con la ayuda de una hoja electrónica de Excel. Las mediciones topográficas se realizaron durante cinco meses mediante dos equipos: “gps diferencial” y “nivel topográfico”. Finalmente se exponen las conclusiones y recomendaciones sobre los resultados obtenidos de asentamientos calculados, medidos y expuesto en el diseño, y una proyección de tiempo en la que los diques tendrán el asentamiento total.

PALABRAS CLAVE: DIQUES, ASENTAMIENTOS, CONSOLIDACION, SUBSIDENCIA.

ABSTRACT

CONTROL OF SETTLEMENTS ON LEVEES OVER SOFT SOILS BUILT IN “CONTROL DE INUNDACIONES DEL RIO CAÑAR” PROJECT.

This study aims to make a control of settlements that occur in the levees built in the "Control de inundaciones del Río Cañar" project, for which we calculate immediate settlements, primary and secondary settlements consolidation that will occur in the soil stratum on which the levees are settled and those calculated values are compared with results both made in surveying the field as with the project design values. We briefly described the processes needed to be followed to calculate the mentioned settlements as well as the procedures for constructing levees based in the technical specifications. Also discussed a topic rarely mentioned as subsidence or own settlement of the levee body. Before the settlements calculations, trial data that are involved in those calculations are collected to establish the mechanical-geotechnical characteristics of each stratum, with this information proceeds to calculate the settlements with the help of a sheet Excel software. Topographic measurements were performed for five months by two surveying instruments: "Differential GPS" and "topographic level." Finally we exposed the conclusions and recommendations on the results of calculations, measurements and design values, and a projection of time on the levees will have the total settlements.

KEY WORDS: LEVEE, SETTLEMENTS, CONSOLIDATION, SUBSIDENCE.



INDICE

PORTADA	1
RESUMEN	2
ABSTRACT	3
INDICE	4
INDICE DE FIGURAS	7
INDICE DE TABLAS	9
AGRADECIMIENTO	14
DEDICATORIA	15
LISTA DE SIMBOLOS	17
1 INTRODUCCION	19
1.1 Antecedentes	20
1.2 Justificación	21
1.3 Objetivos	22
1.3.1 Objetivo General.....	22
1.3.2 Objetivos Específicos.....	22
2 MARCO TEORICO	23
2.1 Presas	23
2.1.1 Generalidades.....	23
2.1.2 Clasificación de las presas [1].....	23
2.2 Diques de tierra	26
2.2.1 Generalidades.....	26
2.2.2 Elementos principales del dique.....	26
2.2.3 Tipos de Diques [3].....	28
2.2.4 Ventajas y desventajas.....	29
2.3 Esfuerzos en la masa del suelo	30
2.3.1 Generalidades.....	30
2.3.2 Teoría de Boussinesq.....	30
2.4 Cálculo de Asentamientos	35
2.4.1 Introducción.....	35
2.4.2 Asentamiento Inmediato (Asentamientos elásticos).....	36
2.4.3 Asentamiento por consolidación primaria.....	43



2.4.4	Asentamientos por consolidación Secundaria	48
2.5	Subsidencia	51
2.6	Medidas para controlar los asentamientos	53
3	METODOLOGIA.....	55
3.1	Área de estudio.....	55
3.1.1	Proyecto control de inundaciones de los Ríos Bulubulu-Cañar-Naranjal. Sistema Hídrico Cañar.....	55
3.1.2	Marco Geológico Regional.....	56
3.1.3	Litología.....	58
3.1.4	Agua Subterránea	58
3.2	Investigación geotécnica	59
3.2.1	Ensayos de laboratorio.....	61
3.3	Características de diseño de los diques.....	66
3.3.1	Procedimiento constructivo.....	67
3.4	Organización de la Información disponible para el estudio	72
3.4.1	Diques para el Río Cañar, Tramo Puente Zhucay-Derivadora Cañar	73
3.4.2	Características de la arcilla utilizada en la conformación del dique.....	73
3.5	Medición de los asentamientos.....	73
4	ANÁLISIS DE RESULTADOS OBTENIDOS	75
4.1	Implementación de la información para calcular el asentamiento	75
4.1.1	Geometría del Dique	75
4.1.2	Zonificación del área de estudio	76
4.1.3	Cargas transmitidas por el dique	77
4.1.4	Perfil estratigráfico del lugar de estudio.....	78
4.2	Análisis de Asentamientos calculados	82
4.2.1	Asentamientos Inmediatos.....	82
4.2.2	Asentamientos Por consolidación Primaria.....	86
4.2.3	Asentamientos por consolidación Secundaria.....	95
4.2.4	Análisis de subsidencia	96
4.2.5	Asentamientos Totales	97
4.3	Análisis de asentamientos medidos	97
4.4	Comparación entre los asentamientos calculados versus los asentamientos medidos	101
5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	105



5.1	Conclusiones.....	105
5.2	Recomendaciones.....	106
	BIBLIOGRAFIA.....	107
	ANEXOS.....	109

INDICE DE FIGURAS

<i>Figura 2-1. Elementos de dique homogéneo.</i>	27
<i>Figura 2-2. Partes principales de un dique heterogéneo.</i>	28
<i>Figura 2-3. Esquema de sustento de la Teoría de Boussinesq.</i>	31
<i>Figura 2-4. Esfuerzo Vertical debido a Cargas de Diques.</i>	33
<i>Figura 2-5. Factores de Influencia para cargas de dique (Osterberg. 1957).</i>	34
<i>Figura 2-6. Valores de α, αr y α_{prom}.</i>	41
<i>Figura 2-7. Asentamiento de cimentaciones flexibles y rígidas.</i>	41
<i>Figura 2-8. Variación de $F1$ con H/B (según Steinbrenner, 1934).</i>	42
<i>Figura 2-9. Variación de $F2$ con H/B (según Steinbrenner, 1934).</i>	43
<i>Figura 2-10. Curva de compresibilidad.</i>	46
<i>Figura 2-11. Variación de e con $\log t$ bajo un incremento dado de carga, y definición del índice de compresión secundario.</i>	49
<i>Figura 2-12. Determinación del índice de compresión secundaria $C\alpha$.</i>	50
<i>Figura 4-1. Sección Típica del dique entre las abscisas 30+760 y 32+700.</i>	76
<i>Figura 4-2. Sección Típica del dique entre las abscisas 32+700 y 34+200.</i>	76
<i>Figura 4-3. Sección Típica del dique entre las abscisas 34+200 y 35+240.</i>	77
<i>Figura 4-4. Sección Típica del dique entre las abscisas 35+240 y 37+260.</i>	77
<i>Figura 4-5. Zona de estudio y ubicación de las perforaciones.</i>	79
<i>Figura 4-6. Perfil estratigráfico de la perforación CA-6.</i>	79
<i>Figura 4-7. Perfil estratigráfico de la perforación CA-5.</i>	80
<i>Figura 4-8. Perfil estratigráfico de la perforación CA-4.</i>	81
<i>Figura 4-9. Perfil estratigráfico de la perforación CA-3.</i>	81
<i>Figura 4-10. Transformación de carga trapezoidal a rectangular.</i>	83
<i>Figura 4-11. Distribución de esfuerzos σ_o, u y σ'_o.</i>	89
<i>Figura 4-12. Distribución total en el punto P.</i>	90
<i>Figura 4-13. Distribución de presiones, Zona 1.</i>	92
<i>Figura 4-14. Distribución de presiones, Zona 2.</i>	93
<i>Figura 4-15. Distribución de presiones, Zona 3.</i>	94
<i>Figura 4-16. Distribución de presiones, Zona 4.</i>	95



Figura 4-17. Área de estudio. 98

Figura 4-18. Cronograma de registro de mediciones topográficas. 99

Figura 4-19. Área de estudio zonificada..... 100

Figura 4-20. Pronostico del tiempo para los asentamientos, Zona 1. 102

Figura 4-21. Pronostico del tiempo para los asentamientos, Zona 2. 103

Figura 4-22. Pronostico del tiempo para los asentamientos, Zona 3. 103

Figura 4-23. Pronostico del tiempo para los asentamientos, Zona 4. 104



INDICE DE TABLAS

Tabla 2-1. Parámetros elásticos de varios suelos.....	39
Tabla 2-2. Correlación para el índice de compresión, Cc. [10].....	48
Tabla 2-3. Valores aproximados de $C\alpha'$.....	50
Tabla 2-4. Coeficientes $C\alpha'/Cc$.	51
Tabla 4-1. Ensayos para clasificación de Arcilla.....	75
Tabla 4-2. Cargas del dique sobre los estratos soportantes.....	78
Tabla 4-3. Propiedades de los materiales de la Zona 1.....	84
Tabla 4-4. Asentamiento inmediato en la Zona 1.....	84
Tabla 4-5. Propiedades de los materiales de la Zona 2.....	84
Tabla 4-6. Asentamiento inmediato en la Zona 2.....	85
Tabla 4-7 Propiedades de los materiales de la Zona 3.....	85
Tabla 4-8. Asentamiento inmediato en la Zona 3.....	85
Tabla 4-9. Propiedades de los materiales de la Zona 4.....	86
Tabla 4-10. Asentamiento inmediato en la Zona 4.....	86
Tabla 4-11. Gravedad específica para varios suelos Djoenaidi (1985).	87
Tabla 4-12. Datos de la Zona 1.	91
Tabla 4-13. Distribución de presiones y asentamiento total primario, Zona 1... 91	
Tabla 4-14. Datos de la Zona 2.	92
Tabla 4-15. Distribución de presiones y asentamiento total primario, Zona 2... 93	
Tabla 4-16. Propiedades de los estratos de la Zona 3.	93
Tabla 4-17. Distribución de presiones y asentamiento total primario, Zona 3... 94	
Tabla 4-18. Propiedades de los estratos de la Zona 4.	95
Tabla 4-19. Distribución de presiones y asentamiento total primario, Zona 4... 95	
Tabla 4-20. Asentamientos totales en cada zona de estudio.	97
Tabla 4-21. Asentamientos máximos y mínimos medidos.	99
Tabla 4-22. Asentamientos medidos por zonas.....	100
Tabla 4-23. Tabla comparativa entre los asentamientos totales calculados y el asentamiento promedio medido.	101



UNIVERSIDAD DE CUENCA
Fundada en 1867

Yo, **Fabián Patricio Ganzhi Fajardo**, autor de la tesis "CONTROL DE ASENTAMIENTOS EN DIQUES SOBRE SUELOS BLANDOS CONSTRUIDOS EN EL PROYECTO CONTROL DE INUNDACIONES DEL RIO CAÑAR", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, Junio de 2014

Fabián Patricio Ganzhi Fajardo

C.I: 0302139894



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, ***Cristian Fernando Pinos Ruiz***, autor de la tesis "CONTROL DE ASENTAMIENTOS EN DIQUES SOBRE SUELOS BLANDOS CONSTRUIDOS EN EL PROYECTO CONTROL DE INUNDACIONES DEL RIO CAÑAR", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, Junio de 2014

Cristian Fernando Pinos Ruiz

C.I: 0302305115



UNIVERSIDAD DE CUENCA
Fundada en 1867

Yo, ***Fabián Patricio Ganzhi Fajardo***, autor de la tesis "CONTROL DE ASENTAMIENTOS EN DIQUES SOBRE SUELOS BLANDOS CONSTRUIDOS EN EL PROYECTO CONTROL DE INUNDACIONES DEL RIO CAÑAR", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, Junio de 2014

Fabián Patricio Ganzhi Fajardo

C.I: 0302139894



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, ***Cristian Fernando Pinos Ruiz***, autor de la tesis “CONTROL DE ASENTAMIENTOS EN DIQUES SOBRE SUELOS BLANDOS CONSTRUIDOS EN EL PROYECTO CONTROL DE INUNDACIONES DEL RIO CAÑAR”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, Junio de 2014

Cristian Fernando Pinos Ruiz

C.I.: 0302305115



AGRADECIMIENTO

A nuestro director de tesis Ing. MSc Rolando Armas Novoa, quien con su sabiduría y dedicación nos ha guiado para que este proyecto se haga realidad.

A nuestro amigo, compañero y jefe de trabajo Ing. MSc Jorge León, quien nos brindó sus conocimientos y las facilidades necesarias para la culminación de este proyecto.

A la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Cuenca, quien nos ha dado la oportunidad de formarnos y debutar en unos de los megaproyectos de nuestro país, adquiriendo gran experiencia en el campo laboral.

A todos los amigos y compañeros de trabajo del Consorcio Cañar, y a todas esas personas que de una u otra manera estuvieron involucrados para la culminación de esta meta.



DEDICATORIA

El presente trabajo va dedicado de manera muy especial a mis queridos padres Manuel y Dolores, quienes con su sacrificio y dedicación me supieron brindar lo más preciado que uno puede esperar, su amor y entrega incondicional.

A mis hermanos Marco, Rubén y Luis, quienes me supieron entender y apoyar en los buenos y malos momentos, gracias por estar a mi lado. No ha existido confianza más grande que la nuestra, con cariño para ustedes.

A toda mi familia, por estar siempre ahí, en los buenos y malos momentos y por brindarme ese apoyo incondicional y hacerme entender que con sacrificio y humildad todo es posible.

A mi novia Verónica, persona muy especial que me supo entender y tener paciencia para apoyarme aun en los peores momentos.

A Cristian, un gran amigo y ser humano que ha estado presente durante la carrera universitaria y ahora culminando con esta meta.

Fabián



Sin duda alguna este gran paso en mi vida se lo dedico a Dios y a mis padres Jaime (+) y Ligia, y en especial a mi madre, quien con su gran esfuerzo y sacrificio ha luchado siempre por verme salir adelante, por lograr que mis metas se cumplan, por ser mi gran apoyo en los momentos difíciles, gracias mami.

A mis hermanos Beto, Javier y Erika que dando todo de ellos me han apoyado, por la confianza brindada, por ser mi fuerza en los momentos difíciles que nos ha tocado vivir y por los consejos que han permitido que esta meta se cumpla.

A Tiberio, persona que desde que ha llegado a la familia ha sido ejemplo y apoyo incondicional, que con sus conocimientos ha sido guía para culminar esta gran carrera de Ingeniería.

A toda mi familia que de una u otra manera contribuyeron con su granito de arena para lograr que este sueño se haga realidad.

A Fabián, amigo con el cual, desde la carrera universitaria, hemos luchado por conseguir culminar con éxito este trabajo y más aún esta gran profesión.

A mi querida novia Mónica, quien ha sido mi motivación y mi inspiración para salir adelante siempre, por estar conmigo apoyándome y dejándome que nunca resbale a lo largo de toda mi carrera universitaria.

A mis compañeros de la universidad, por todos esos buenos y malos momentos que hemos pasado.

Cristian

LISTA DE SIMBOLOS

En la siguiente lista se resumen las principales simbologías utilizadas en el presente documento.

N.A.N.	Nivel de aguas normales.
N.A.M.	Nivel de aguas máximo.
$\Delta\sigma_x$	Variación del esfuerzo en la masa de suelo en el eje X.
$\Delta\sigma_y$	Variación del esfuerzo en la masa de suelo en el eje Y.
$\Delta\sigma_z$	Variación del esfuerzo en la masa de suelo en el eje Z.
ν_s	Coefficiente de Poisson.
q_0	Presión ejercida por el dique.
σ_{zp}	Esfuerzo vertical debido a la carga del dique.
I	factor de influencia.
S	Asentamiento total.
S_e	Asentamiento inmediato.
S_c	Asentamiento por consolidación primaria.
S_s	Asentamiento por consolidación secundaria.
G_u	Módulo cortante no drenado
E_s	Módulo de elasticidad.
B	Ancho de la base del dique.
e_0	Índice de poros inicial.
e_1	Índice de poros al final de la consolidación primaria.
H	Espesor del estrato.
H1	Altura del dique.
μ	Presión de poros.
σ_0	Esfuerzo total del estrato.
σ'_0	Esfuerzo efectivo del estrato
$\Delta\sigma_{zp}$	Incremento de la presión vertical en el estrato.
G_s	Gravedad específica.
Y	Peso específico del suelo
LL	Límite líquido



LP	Límite plástico.
IP	Índice plástico.
w	humedad del suelo
Y_d	Peso específico seco.
Y_{sat}	Peso específico saturado.
γ_d	Peso específico del agua.
Cc	Índice de compresión.
C'_α	Índice de compresión secundaria.
e_p	Relación de vacíos al final de la consolidación secundaria.
t_1	Tiempo inicial del monitoreo
t_2	Tiempo final del periodo de monitoreo.

1 INTRODUCCION

El megaproyecto “Control de Inundaciones de los ríos Bulubulu, Cañar y Naranjal” consiste en la implementación de una serie de obras ingenieriles para controlar las inundaciones periódicas y estabilizar los cauces, debido a las precipitaciones pluviales extremas y a la fisiología particular de la zona, lo que permiten a su vez el mejor aprovechamiento del recurso hídrico y la generación de mayores beneficios.

La zona del proyecto pertenece a la cuenca baja del río Guayas. Este proyecto involucra un área de influencia directa de aproximadamente 1000 Km² beneficiando a una población de 61055 habitantes y con un costo total de \$ 407'232.813,78, de los cuales la mayor inversión es la del sistema hídrico Cañar, con un costo de \$ 233'000.427,59.

En adelante nos referimos concretamente al sistema hídrico Cañar como “Control de inundaciones del río Cañar”. Los estudios establecieron, como medida de protección principal, la construcción de diques de arcilla en los márgenes de los ríos del proyecto y un canal by-pass para desviar las crecidas del río Cañar directamente hacia el estero Soledad Grande. Además de los diques y el by-pass, se proyectaron construir estructuras complementarias como puentes, vías, una estación de bombeo y una estructura de derivación para el by-pass.

La construcción de los diques sobre las márgenes de los ríos tiene como objetivo encausar los mismos y así evitar desbordamientos protegiendo de inundaciones a zonas aledañas, impidiendo pérdidas económicas, e inclusive pérdidas humanas. Siendo los diques una de las obras más importantes dentro del proyecto, amerita el tratado especial de los mismos; es por esto que el presente trabajo realiza el estudio de los asentamientos de estas estructuras en una determinada zona.

Los asentamientos generalmente se presentan de dos formas; la primera por los asentamientos de los estratos sobre los cuales se construyen los diques y la segunda es el asentamiento del propio dique, denominado subsidencia. El análisis planteado consiste en calcular los asentamientos de los estratos, los mismos que se

realizan en tres etapas; asentamientos inmediatos, asentamientos por consolidación primaria y asentamientos por consolidación secundaria, mientras que para la subsidencia se propone varias fórmulas para estimar dicho asentamiento. Además del cálculo teórico se realiza el control topográfico, para medir el asentamiento real que se produce en los diques de la zona específica del estudio.

Finalmente este trabajo de tesis, a través de la comparación de los asentamientos calculados en la fase estudio, los asentamientos calculados en este trabajo y los asentamientos reales, desea dar un aporte al proyecto, sugiriendo si se debe respetar la altura adicional dejada para los asentamientos en la fase de estudios o si se debe incrementarla, para cumplir con las cotas de diseño.

1.1 Antecedentes

En los últimos años la cuenca baja del río Guayas es una de las regiones que más ha sufrido grandes inundaciones periódicas, debido a las precipitaciones pluviales extremas durante el invierno. Estas precipitaciones han generado el desbordamiento de los ríos Bulubulu, Cañar y Naranjal, produciendo así daños sociales y económicos de gran magnitud en extensas zonas agrícolas y camaroneras. Según datos obtenidos por una consultoría, se establece que las pérdidas por inundaciones en estas áreas representan un 25% de los ingresos generados en el año. En el año 2008, año donde se ha producido una de las mayores inundaciones de los últimos 10 años, las pérdidas económicas fueron de 86.134.223.62 dólares.

Desde el año 1996 el Gobierno Nacional, a través de la Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), ha construido obras de protección en algunos sectores de la cuenca del río Guayas y en el año 2008, fundamentado en sus Planes y Políticas de Desarrollo así como en el estado de emergencia que generaron las inundaciones de la estación invernal de ese año, asigna recursos para la realización de varios estudios, considerando el Proyecto de “Control de Inundaciones de los ríos Bulubulu, Cañar y Naranjal”. Este proyecto involucra un área de influencia directa de

aproximadamente 1000 Km², beneficiando a una población de 61055 habitantes y con un costo total de \$ 407'232.813,78, de los cuales la mayor inversión es la del sistema hídrico Cañar, con un costo de \$ 233'000.427,59. Debido a estos parámetros la SENAGUA lo considera como un megaproyecto. [15]

Los estudios establecieron, como medida de protección principal, la construcción de diques de arcilla en los márgenes de los ríos del proyecto y un by-pass para desviar las crecidas del río Cañar directamente hacia el estero Soledad Grande. Además de los diques y el by-pass, se proyectaron construir estructuras complementarias como puentes, vías, una estación de bombeo y una estructura de derivación para el by-pass.

En el año 2012 la SENAGUA, en virtud de los convenios bilaterales entre los Gobiernos de Ecuador y China, contrata a la empresa “China International Water & Electrical Corp. (CWE) para la construcción del proyecto y al Consorcio Cañar, consorcio firmado en convenio interinstitucional entre las empresas UCUENCA EP, ACSAM CONSULTORES y CONSULTORIA TECNICA Cia. Ltda., para fiscalizar el proyecto “Control de Inundaciones del Río Cañar”. En la actualidad el proyecto se encuentra en construcción con diferentes frentes de trabajo.

1.2 Justificación

Considerando que los diques son la infraestructura más importante en el proyecto de control de inundaciones, estos deben cumplir con los parámetros establecidos en los diseños; ya que deben ser operables y brindar la seguridad requerida para las comunidades que se asientan alrededor del proyecto.

Un correcto control de los asentamientos permitirá determinar las posibles fallas de los diques y su posterior manejo para evitar dichas amenazas; esto permitirá disminuir los peligros ambientales, como posteriores inundaciones, lo que evitará futuras pérdidas humanas, económicas, etc., así como el aprovechamiento de manera eficiente del recurso hídrico alojado en el río Cañar.



Asimismo, los asentamientos más considerables se producirán en los estratos que soportan los diques; sin embargo, un estudio sobre subsidencia enfocado a los diques permitirá predecir su comportamiento y sus asentamientos, lo que servirá de información para la construcción de los nuevos diques en el proyecto.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Realizar el control de asentamientos de los diques construidos sobre el río Cañar a través de los diferentes métodos, para comprobar que el dique no se asiente por debajo de los niveles esperados.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Calcular los asentamientos instantáneos o elásticos, asentamientos por consolidación primaria y secundaria que ocurre en el estrato sobre el cual está asentado el dique.
- Recopilar información sobre el fenómeno de la subsidencia y pronosticar la deformación de éste.
- Comprobar el asentamiento total que se produce en el dique.
- Realizar un cuadro comparativo con los resultados obtenidos para la aplicación de la mejor medida correctora.

2 MARCO TEORICO

2.1 Presas

2.1.1 Generalidades

Las presas son obras ingenieriles que se han construido desde la antigüedad. Se conoce que la presa más antigua es la de Kaffara, construida en Egipto hace aproximadamente 2600 a.c. Estas obras permiten la contención de las aguas, su almacenamiento o su regulación.

Las presas pueden clasificarse de diferente manera, según el objeto que persiga el estudio. La Bureau of Reclamation (USBR) clasifica de acuerdo a tres aspectos muy amplios: función, características hidráulicas y materiales empleados en su construcción.

La diferencia entre los términos diques y presas radica en su funcionalidad. Las presas están construidas, a través de los ríos o canales, con la finalidad de almacenar grandes volúmenes de agua para su posterior uso, mientras que los diques son estructuras que se ubican en los márgenes de los ríos para evitar que el agua se salga del cauce e inunde extensas áreas.

2.1.2 Clasificación de las presas [1]

2.1.2.1 Clasificación según su función

2.1.2.1.1 Presas de embalse

Se construyen para almacenar agua en periodos de abundancia y utilizarla cuando escasee. Estos periodos pueden ser estacionales, anuales o hiperanuales. Las presas de embalse pueden a su vez clasificarse, según el uso que se vaya a dar al agua embalsada; presas de abastecimientos, recreo, pesca y cría de animales, producción de energía eléctrica, regadío, etc.

2.1.2.1.2 Presas de derivación

Se construyen normalmente para crear una carga que permita llevar el agua a través de acequias, canales o cualquier otro tipo de sistema, hasta el lugar de su utilización. Este tipo de presas es propio para sistemas de regadío, trasvases de agua, usos industriales y municipales.

2.1.2.1.3 Presas de retención

Se construyen para regular las crecidas y disminuir el efecto de las avenidas repentinas. Se pueden dividir en dos tipos principales; en el primer tipo el agua se embalsa temporalmente y se desembalsa a través de un desagüe cuya capacidad no debe ser mayor que la del canal aguas abajo; en el segundo tipo, el agua se almacena tanto tiempo como sea posible, mientras que filtra a través de bancos permeables o estratos de grava.

2.1.2.2 Clasificación según sus características hidráulicas

2.1.2.2.1 Presas vertedero

Son las que pueden verter por la corona. Deben de construirse con materiales que el agua no erosione cuando vierte. Los materiales utilizados son: hormigón, mampostería, acero y madera, salvo en el caso de estructuras de muy poca altura.

2.1.2.2.2 Presas no vertedero

Son aquellas que han sido proyectadas para que no viertan por su coronación. Este tipo de presa permite el empleo en su construcción de tierra y escollera.

A menudo se pueden construir presas combinadas.

2.1.2.3 Clasificación según los materiales empleados en su construcción

2.1.2.3.1 Presas de tierra

Son el tipo más común debido principalmente a que en su construcción se utilizan los materiales en estado natural, con un proceso mínimo. Además, los requisitos de cimentación para este tipo de presas son menos rigurosos que en otros. Las presas de tierra requieren de aliviadero independiente.

2.1.2.3.2 Presas de escollera

Se construyen con rocas de todos los tamaños que aseguran la estabilidad y una pantalla impermeable para darle estanqueidad. La pantalla puede ser una capa de material impermeable en el paramento de aguas arriba, una losa de hormigón, una capa de hormigón asfáltico, planchas metálicas o cualquier otro dispositivo; o puede estar constituida por un núcleo fino de suelo impermeable.

2.1.2.3.3 Presas de gravedad de hormigón

Pueden ser de planta recta o curva. La planta curva puede ofrecer ventajas en cuanto a coste y seguridad. También en algunos casos la curvatura puede permitir el emplazamiento de la parte de la presa en terrenos más adecuados para la cimentación.

2.1.2.3.4 Presas de arco de hormigón

Esta es indicada para lugares en los que la relación del ancho entre estribos a la altura, no sea grande y donde los estribos sean de roca capaz de resistir el empuje de los arcos.

2.1.2.3.5 Presas de contrafuertes de hormigón

Pueden ser de pantalla y de arcos múltiples. Requieren un 60 por 100 menos de hormigón que las presas de gravedad, pero el aumento de encofrado y las armaduras sobrepasan en muchos casos el ahorro de hormigón.

2.2 Diques de tierra

2.2.1 Generalidades

Los diques de tierra son terraplenes artificiales construidos para permitir la contención de las aguas, su almacenamiento o su regulación. Este tipo de diques fue la más utilizada en la antigüedad. En los siglos XIX y XX han tenido uso bastante difundido debido al rápido desarrollo de la técnica para trabajos con tierra y roca, y por la gran variedad de esquemas constructivos que permite utilizar prácticamente cualquier suelo que se encuentre en la zona, desde materiales de grano fino hasta suelos rocosos previamente fracturados. Este tipo de diques tienen menos exigencias a la deformabilidad de la fundación que cualquier otro tipo de presas [2].

La naturalidad, que es la gran ventaja de estos diques, tiene el contrapeso de una grave limitación en su cometido hidráulico: el vertido del agua sobre ellos llevaría al arrastre y erosión de los materiales, indefensos por su falta de cohesión. En las presas primitivas, que aún hoy se hacen en pequeñas instalaciones rurales, su destrucción parcial o total es frecuente, pero viene compensada por la gran facilidad y economía de su reparación o reconstrucción. Pero en los grandes diques el planteamiento ha de ser realmente distinto, por su coste y los daños que podrían producirse aguas abajo caso de destruirse. Por ello, los caudales excedentes se vierten por un órgano aparte (aliviadero) [4].

2.2.2 Elementos principales del dique

Los diques tienen elementos de acuerdo al tipo, generalmente se presentan dos tipos de diques.

Los diques homogéneos, como se observa en la Figura 2-1, tienen las siguientes partes:

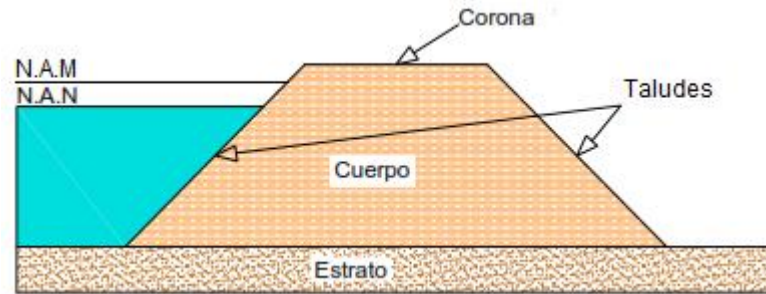


Figura 2-1. Elementos de dique homogéneo.

Corona.- es la parte más alta del dique, una vez terminado. Se utiliza como vía de mantenimiento e inspección y facilita la construcción con los equipos disponibles.

N.A.N.- es el nivel de aguas en épocas normales.

N.A.M.- es el nivel máximo de agua que ocurre en condiciones extremas. Este parámetro está definido por los hidrólogos de acuerdo a las condiciones necesarias. El nivel del agua no debe exceder este límite, ya que esto provocaría posibles fallas en las estructura.

Taludes.- el talud del lado de aguas abajo, es decir la parte seca, cuya pendiente depende del material utilizado en su construcción, se protege de la erosión con capa vegetal, mientras que el talud del lado de aguas arriba, debido a que este lado está sometido a la acción del agua, se le asigna una pendiente más suave para evitar deslizamientos y se protege con enrocados.

Cuerpo.- está constituido por un solo tipo de material, pudiendo ser de arcilla, arcilla arenosa, limo o arena.

Estrato.- es el nivel del terreno sobre el cual está asentado el dique.

Los diques heterogéneos, a su vez están constituidos por los elementos que se observan en la Figura 2-2.

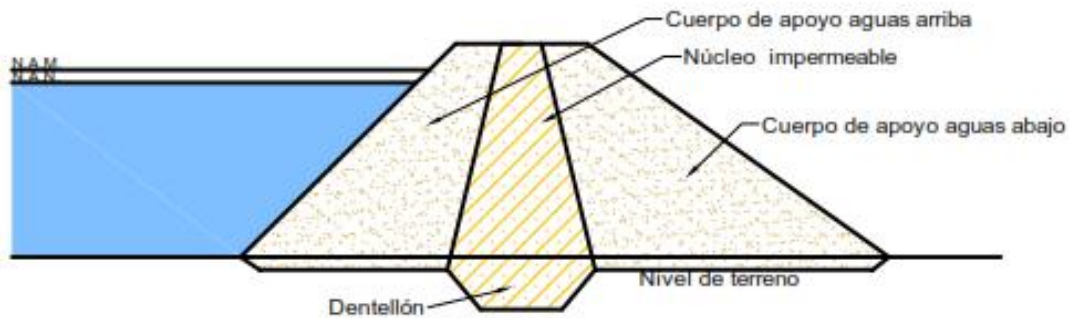


Figura 2-2. Partes principales de un dique heterogéneo.

A más de los elementos que constituyen los diques homogéneos, los diques heterogéneos tienen los siguientes elementos principales:

Núcleo impermeable.- puede ser grueso o delgado, su tamaño depende del material y de la cimentación, y generalmente se construye de arcilla.

Dentellón.- generalmente esta parte se construye cuando las condiciones del suelo son bajas. Además permite que el flujo del agua se aleje de la cimentación de la presa.

Cuerpos de apoyos.- sirven para dar estabilidad al dique. Se construyen con materiales permeables.

2.2.3 Tipos de Diques [3]

Al igual que la clasificación general de las presas, las presas de tierra se clasifican dependiendo de algunos factores, tales como: su composición, su estructura y la forma de construcción:

2.2.3.1 Por la composición del cuerpo de la presa

- a) Homogéneas.

- b) Heterogéneas (zonificadas).
- c) Con pantallas de materiales no sueltos.
- d) Con pantallas de suelos
- e) Con núcleos de materiales finos.
- f) Con diafragmas, muros, tablestacas, etc.

2.2.3.2 *Por su estructura impermeabilizante en la cimentación*

- a) Con delantal.
- b) Con dentellón.
- c) Con cortina de inyección de lechada de cemento.
- d) Diafragma o muro.

2.2.3.3 *Por su forma de construcción*

- a) De compactación mecánica.
- b) Sin compactación mecánica.

2.2.4 Ventajas y desventajas

Las ventajas de este tipo de diques son varias, entre ellas tenemos:

El diseño es flexible, muchas posibilidades de aprovechar los materiales y las condiciones.

Bien diseñada se puede ajustar con seguridad a un apreciable grado de asentamiento – deformación.

La construcción es mecanizada y continua.

Para su construcción se utiliza materiales de la zona en estado natural y con los procesos mínimos. Además, los requisitos de cimentación para esta tipo de presas son menos rigurosos que en otros [1].

La principal desventaja de un dique de tierra consiste en que puede sufrir danos graves e incluso ser destruido por la erosión producida en el caso de un vertido por coronación si no se prevé suficiente capacidad para el aliviadero [1].

Son vulnerables a la filtración y erosión interna. Además se debe garantizar el realce para las crecidas, caso contrario puede ser destruida por el vertido.

2.3 Esfuerzos en la masa del suelo

2.3.1 Generalidades

Este tema es de gran importancia, debido a que es necesario conocer la forma en que las estructuras transmiten las cargas a los suelos.

Para encontrar los esfuerzos que se producen en los suelos, se utiliza la teoría de Boussinesq.

2.3.2 Teoría de Boussinesq

Fue desarrollada en 1883, con el propósito de calcular los esfuerzos en la superficie de una masa sólida, provocada por una carga puntual. Para que esta teoría sea válida, se supone que la masa sólida es isotrópica, homogénea y elástica.

Los esfuerzos en las tres dimensiones, de acuerdo a la teoría de Boussinesq, provocados por una carga puntual vertical, se observan en la Figura 2-3.

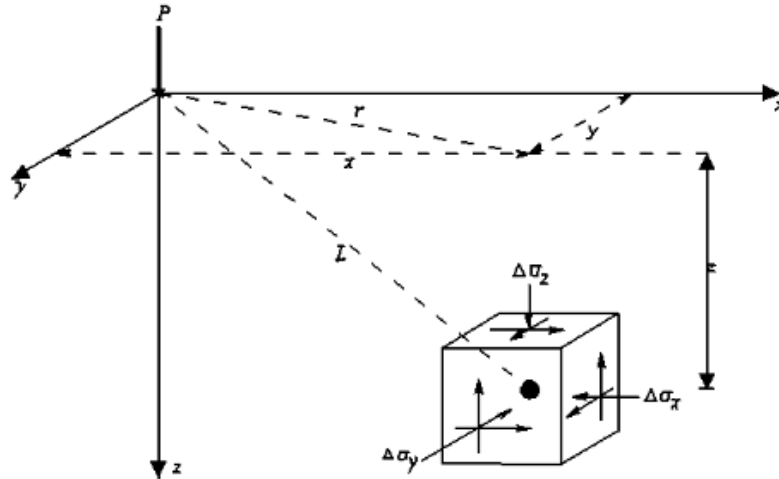


Figura 2-3. Esquema de sustento de la Teoría de Boussinesq.

Donde, los esfuerzos en las tres direcciones, x, y, z, en el elemento diferencial son;

$$\Delta\sigma_x = \frac{P}{2\pi} \left\{ \frac{3x^2z}{L^5} - (1 - 2\mu) \left[\frac{x^2 - y^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{y^2z}{L^3r^2} \right] \right\}$$

$$\Delta\sigma_y = \frac{P}{2\pi} \left\{ \frac{3y^2z}{L^5} - (1 - 2\mu) \left[\frac{y^2 - x^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{x^2z}{L^3r^2} \right] \right\}$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2} \left\{ \frac{3}{2\pi} * \frac{1}{[(r/z)^2 + 1]^{5/2}} \right\} = \frac{3P}{2\pi z^2 [(r/z)^2 + 1]^{5/2}}$$

En la que:

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

$$L = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} = \sqrt{r^2 + z^2}$$

$\mu =$ Coeficiente de Poisson



La relación de Poisson, es un factor adimensional (valor absoluto) que indica el tipo de material que se está estudiando. Es la relación entre la deformación lateral y la deformación axial.

De acuerdo a esta teoría, se puede clasificar los esfuerzos que se originan en la masa del suelo, dependiendo de la forma en que se aplique la carga.

Para el presente trabajo se concentrará en la parte de los esfuerzos verticales causados por un dique.

2.3.2.1 Incremento de Esfuerzo vertical causado por un dique

En varios casos prácticos, es necesario determinar el incremento de esfuerzos verticales en una masa de suelos debido a carga de diques. Esto se puede calcular a través de los métodos; de superposición como lo indica el libro *Advance Soil Mechanics*, o por el método que se explica en el libro de *Principio de Ingeniería de Cimentaciones*, los dos libros de Braja M. Das.

A continuación se expone el segundo método (Figura 2-4).

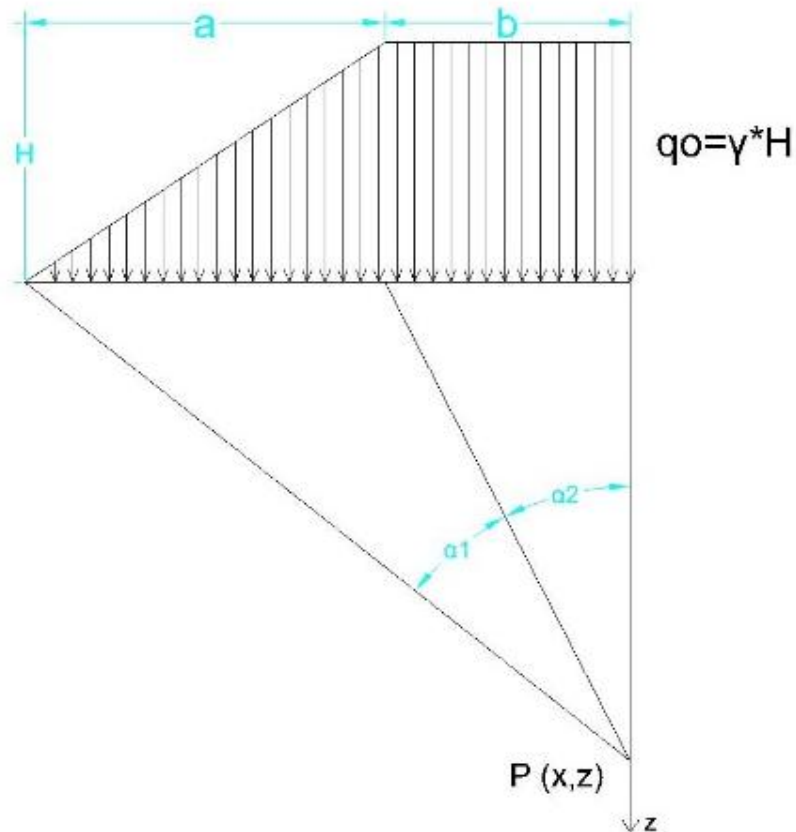


Figura 2-4. Esfuerzo Vertical debido a Cargas de Diques.

$$\sigma_z = \frac{q_0}{\pi} \left[\left(\frac{a+b}{a} \right) * (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{b}{a} * (\alpha_2) \right] \quad \text{Ecuación 2.1}$$

Donde:

$$q_0 = Y * H$$

$$\alpha_{1(\text{radianes})} = \tan^{-1} \left(\frac{a+b}{z} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{b}{z} \right)$$

$$\alpha_{2(\text{radianes})} = \tan^{-1} \left(\frac{b}{z} \right)$$

O a su vez, la ecuación para encontrar el esfuerzo en el punto A puede ser calculada de la siguiente manera:

$$\sigma_z = Iq \quad \text{Ecuación 2.2}$$

Donde I es el factor de influencia,

$$I = \frac{1}{\pi} \left[\left(\frac{a+b}{a} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{b}{a} \alpha_2 \right] = \frac{1}{\pi} f \left(\frac{a}{z}, \frac{b}{z} \right) \quad \text{Ecuación 2.3}$$

Los valores del factor de influencia para varios a/z y b/z esta dadas en la Figura 2-5.

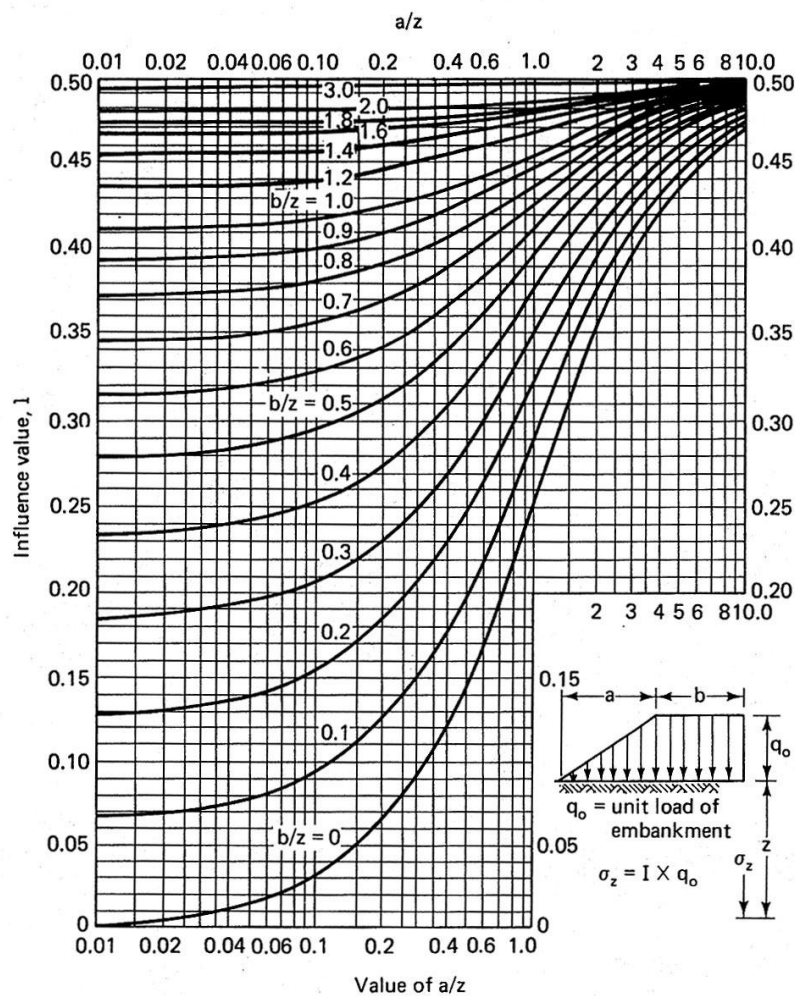


Figura 2-5. Factores de Influencia para cargas de dique (Osterberg, 1957).

2.4 Cálculo de Asentamientos

2.4.1 Introducción

Los suelos, ante el cambio en las condiciones de esfuerzos aplicados sobre ellos, experimentan deformaciones. Estas deformaciones son causadas por: deformación de las partículas del suelo, reacomodo de sus partículas, expulsión de agua o de aire de los espacios vacíos.

Se ha considerado, generalmente, que los suelos no tienen resistencia a la tensión (tracción), por lo que los estudios se han centrado en las características de deformación bajo compresión. Es por ello que los métodos existentes, someten a las muestras de suelos, a esfuerzos de compresión.

Las deformaciones pueden presentarse de dos maneras; la primera, es el cambio en volumen que experimenta el suelo, manteniendo su forma, mientras que el segundo caso, el suelo cambia de forma pero mantiene constante su volumen. Sin embargo, en los procesos reales se presentan simultáneamente.

De acuerdo a los estudios realizados por muchos autores, el asentamiento que se produce en el suelo bajo la aplicación de cargas, se divide en tres categorías:

1. *Asentamiento Inmediato*, provocado por la deformación elástica del suelo seco y de suelos húmedos y saturados sin ningún cambio en el contenido de agua. Los cálculos de los asentamientos inmediatos se basan, generalmente, en ecuaciones derivadas de la Teoría de la Elasticidad. Este tipo de asentamientos predominan en suelos granulares.
2. *Asentamiento por consolidación primaria*, es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos. Este tipo de asentamientos pueden ser predominantes en limos y arcillas inorgánicas saturadas.
3. *Asentamiento por consolidación secundaria*, se observa en suelos saturados cohesivos y es resultado del ajuste plástico de la estructura del suelo. Éste sigue al asentamiento por consolidación primaria bajo un esfuerzo efectivo

constante. Este tipo de asentamientos predominan en suelos altamente orgánicos y turbas.

En general, el asentamiento total de una fundación, S , puede ser expresado como:

$$S = S_e + S_c + S_s \quad \text{Ecuación 2.4}$$

Donde:

S_e = asentamiento inmediato

S_c = asentamiento por consolidación primaria

S_s = asentamiento por consolidación secundaria

2.4.2 Asentamiento Inmediato (Asentamientos elásticos)

Los asentamientos inmediatos se calculan mediante de la Teoría de la Elasticidad, a través de la cual se estima los asentamientos iniciales que ocurre en el suelo luego de aplicar las cargas. Para aplicar dicha teoría, se debe hacer algunas hipótesis sobre los suelos:

- a) el suelo es un medio continuo
- b) el suelo es un material homogéneo
- c) el suelo es un material isotrópico, la compresibilidad medida en el suelo es la misma en cualquier dirección, y
- d) la relación esfuerzo-deformación del suelo es lineal.

En la práctica, resulta más de interés las deformaciones verticales, es decir, los asentamientos en la superficie del suelo provocados al aplicar las cargas.

Las soluciones para los asentamientos basadas en la Teoría de la Elasticidad utilizan el módulo de elasticidad (E) y el módulo de Poisson (ν), sin embargo, una masa de suelo no tiene valores únicos de E y de ν , y la dificultad para determinar los valores

apropiados de estos parámetros limita la aplicación práctica de estas soluciones (Berry & Reid, 1997). Sin embargo, en depósitos de arcilla saturada, los asentamientos que se presentan inmediatamente durante la construcción se producen sin ningún drenaje del agua intersticial del suelo; lo cual hace que sea razonable la hipótesis de un módulo de elasticidad no drenado constante, ya que no hay cambio de volumen en la masa de suelo con una relación de Poisson $\nu = 0.5$ (para fines prácticos se considera $\nu = 0.45$) (Berry & Reid, 1997).

El módulo de elasticidad no drenado se puede obtener a partir de ensayos triaxiales, sin embargo el resultado puede ser altamente erróneo debido a la alteración y manipulación del material en el proceso de obtención y manipulación en el laboratorio. Por lo que, los autores recomiendan obtener el módulo de elasticidad no drenado a partir del ensayo de corte no drenado, debido que, aparentemente, en este proceso el material es menos alterado.

2.4.2.1 Parámetros elásticos

2.4.2.1.1 Módulo de elasticidad

El hecho de que los suelos no sean homogéneos ni isotrópicos, ocasiona que estos se aparten de la hipótesis que por lo general son atribuidas al medio elástico. Sin embargo, el hecho más importante radica en que los suelos no son elásticos y menos aun linealmente elásticos como tendría que ser para poder aplicar las soluciones obtenidas con la teoría de la elasticidad. En suelos, el módulo de elasticidad aumenta con la profundidad y varía con la presión de confinamiento (Juárez & Rico, 2012).

El módulo de elasticidad no es un parámetro constante de los suelos, sino más bien, una magnitud que describe el comportamiento de los suelos para una combinación particular de esfuerzos (Lambe, 1996).



El módulo de elasticidad no drenado se calcula a partir de módulo de deformación tangencial, que es independiente de las condiciones de drenaje, con la siguiente formula:

$$2 * G_u = \frac{E_u}{(1 + \nu)} = \frac{E'}{1 + \nu'}$$

O sea;

$$E_u = \frac{1.5 * E'}{(1 + \nu')}$$

Donde:

G_u = Módulo cortante no drenado

E_u = Módulo de elasticidad no drenado

ν = Coeficiente de Poisson no drenado

E' = Módulo de elasticidad drenado

ν' = Coeficiente de Poisson drenado

Aunque también existe una fórmula empírica para el cálculo de del módulo de elasticidad, basadas en el ensayo de compresión simple, que se expresa de la siguiente forma:

$$E_u = 500 cu$$

Donde:

$cu = qu/2$ que se obtiene a partir del ensayo de compresión simple

2.4.2.1.2 Coeficiente de Poisson

Es la relación entre la deformación lateral y la deformación axial, donde las deformaciones se producen por una aplicación de cargas.

$$v = \left| \frac{\text{deformacion lateral}}{\text{deformacion axial}} \right|$$

2.4.2.1.3 Resumen de parámetros elásticos

En el caso de no existir resultados de laboratorio, tanto de E como de v, se deberán hacer ciertas suposiciones realistas para sus valores. En la Tabla 2-1 se observa el rango aproximado de los parámetros elásticos para varios suelos.

Tipo de suelo	Módulo de Elasticidad, E_s (MN/ m ²)	Coefficiente de Poisson, ν_s
Arena limosa	10 - 25	0.20 – 0.40
Arena suelta	15 – 30	0.20 – 0.40
Arena de compacidad media	35 – 55	0.25 – 0.40
Arena densa	10 - 20	0.030 – 0.45
Arena y grava	70 - 170	0.15 – 0.45
Arcilla blanda	4 - 20	0.20 – 0.50
Arcilla media	20 – 40	0.20 – 0.50
Arcilla dura	40 – 100	0.20 – 0.50

Tabla 2-1. Parámetros elásticos de varios suelos.

2.4.2.2 Fórmulas para calcular el Asentamiento inmediato

Braja M. Das, en su libro Principios de Ingeniería de Cimentaciones, expone relaciones útiles para el cálculo de asentamientos inmediatos.

Teóricamente, si la profundidad de la cimentación $D_f=0$, $H= \infty$ y la cimentación es perfectamente flexible, de acuerdo con Harr (1966), el asentamiento en la mitad de la cimentación se expresa como (Figura 2-7):

$$S_e = \frac{B \cdot q_0}{E_s} (1 - \nu_s^2) * \alpha \quad \text{Ecuación 2.5}$$

Mientras que para el asentamiento en la esquina de la cimentación flexible es:

$$S_e = \frac{B \cdot q_0}{E_s} (1 - \nu_s^2) * \frac{\alpha}{2} \quad \text{Ecuación 2.6}$$

También se puede calcular el asentamiento promedio para una cimentación flexible mediante la siguiente formula:

$$S_e = \frac{B \cdot q_0}{E_s} (1 - \nu_s^2) * \alpha_{prom} \quad \text{Ecuación 2.7}$$

Sin embargo, si la cimentación es rígida como se muestra en la Figura 2-7, el asentamiento tanto en el centro como en la esquina de la cimentación se expresan mediante las siguientes ecuaciones:

Asentamiento en el centro de una cimentación rígida:

$$S_e = \frac{B \cdot q_0}{E_s} (1 - \nu_s^2) * \alpha_r \quad \text{Ecuación 2.8}$$

Asentamiento en la esquina de una cimentación rígida:

$$S_e = \frac{B \cdot q_0}{E_s} (1 - \nu_s^2) * \frac{\alpha_r}{2} \quad \text{Ecuación 2.9}$$

Donde:

q_0 = esfuerzo aplicado / presión sobre el subsuelo (KPa)

E_s = módulo de elasticidad del subsuelo

ν_s = coeficiente de Poisson

$$\alpha = \frac{1}{\pi} * \left[\ln \frac{\sqrt{1+m^2}+m}{\sqrt{1+m^2}-m} + m * \ln \frac{\sqrt{1+m^2}+1}{\sqrt{1+m^2}-1} \right]$$

$$m = \frac{L}{B}$$

Los valores de α , α_r y α_{prom} se muestran en la Figura 2-6.

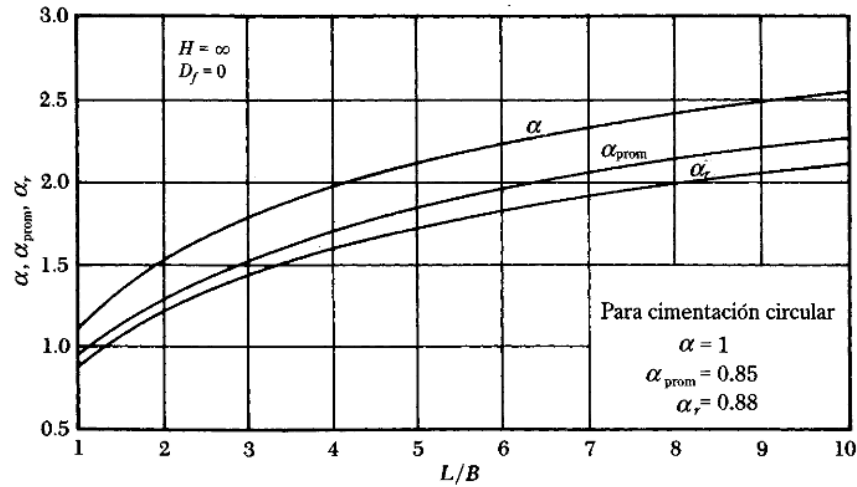


Figura 2-6. Valores de α , α_r y α_{prom} .

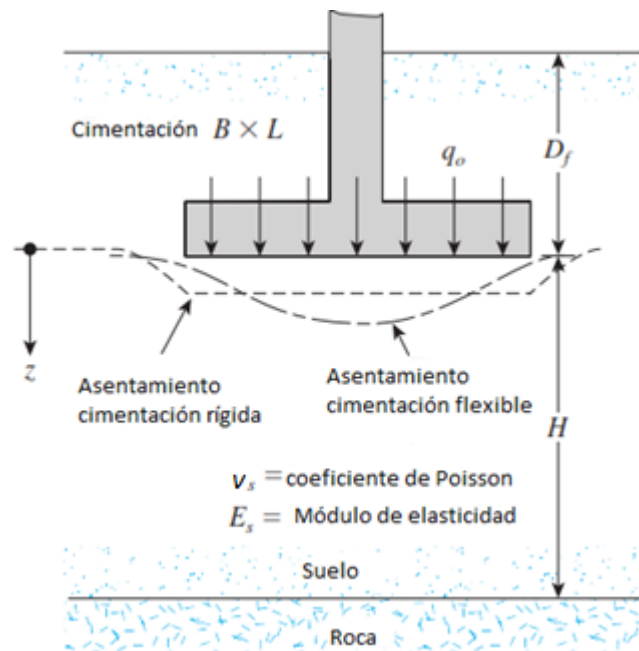


Figura 2-7. Asentamiento de cimentaciones flexibles y rígidas.

Si $D_f = 0$ y $H < \infty$ debido a una capa rígida (incompresible), como se observa en la Figura 2-7, el asentamiento de una cimentación flexible tanto en el centro como en la esquina de una se expresan de la siguiente manera:

$$S_e = \frac{B \cdot q_0}{E_s} * (1 - \nu_s^2) * [(1 - \nu_s^2) * F_1 + (1 - \nu_s - \nu_s^2) * F_2] \quad \text{Ecuación 2.10}$$

$$S_e = \frac{B \cdot q_0}{E_s} * \frac{(1 - \nu_s^2) * [(1 - \nu_s^2) * F_1 + (1 - \nu_s - \nu_s^2) * F_2]}{2} \quad \text{Ecuación 2.11}$$

Las variaciones de F_1 y F_2 con H/B se dan en las Figuras 2-8 y 2-9, respectivamente (Steinbrenner, 1934).

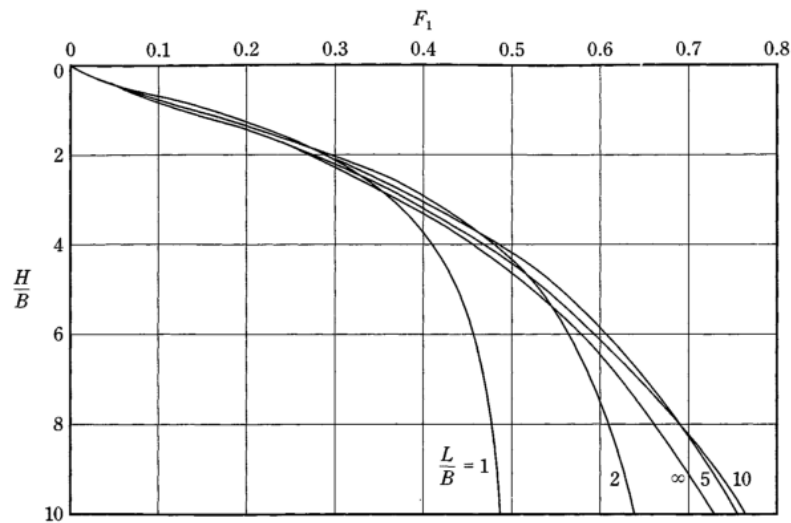


Figura 2-8. Variación de F_1 con H/B (según Steinbrenner, 1934).

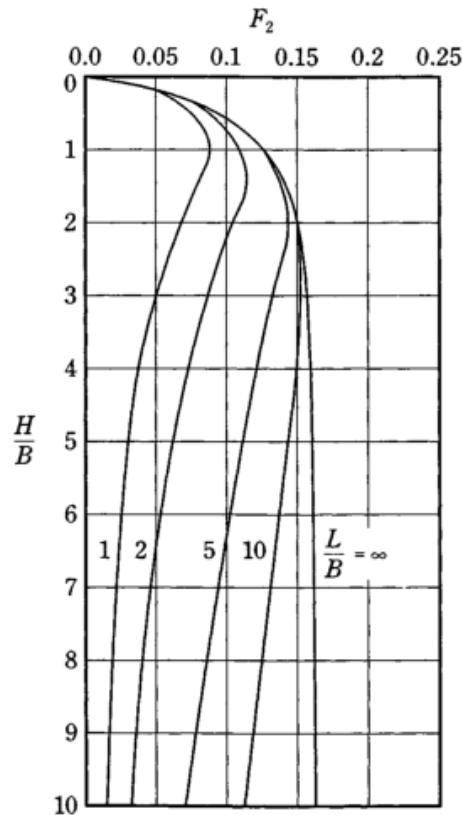


Figura 2-9. Variación de F_2 con H/B (según Steinbrenner, 1934).

2.4.3 Asentamiento por consolidación primaria

El cálculo del proceso de consolidación para diques (terraplenes) sobre suelos blandos se basa en el hecho de que la presión del agua de los poros aumenta debido a la carga aplicada y el gradiente de presión resultante da lugar a un flujo de agua fuera del suelo. Este flujo de agua se asume, normalmente, que tendrá lugar sólo en la dirección vertical. Cuando las capas de drenaje se insertan en el perfil del suelo, el flujo de agua se supone que es vertical entre estas capas [8].

En los casos en que el área cargada es pequeña en relación con el espesor de las capas compresibles, la influencia del flujo de agua horizontal no se puede despreciar. Este es, particularmente, el caso de zapatas circulares y cuadradas. En el caso de los diques (terraplenes), el flujo horizontal de agua, aparte del flujo en las capas de drenaje, normalmente se puede despreciar. Sin embargo, siempre hay una cierta

influencia del flujo de agua horizontal en la tasa de los asentamientos en las partes exteriores del dique (terraplén).[8] .

La colocación de un terraplén sobre la superficie del terreno genera un aumento de las presiones efectivas en las capas subyacentes de suelo en el tiempo. Si éste es de carácter compresible, la sobrepresión impuesta ocasiona una disminución del volumen con expulsión de agua de los poros. El cuantificar la magnitud de los asentamientos superficiales debido a este efecto supone, por una parte, calcular correctamente la sobrepresión impuesta por el peso del terraplén a diferentes profundidades y, por otra, aplicar la teoría y ensayos de suelo que sean más representativos. Debe tenerse presente que para el caso de los terraplenes, durante el proceso de consolidación del suelo de fundación, se producen en el interior del terraplén efectos de arco y reacomodo de las partículas de suelo que distorsionan el valor teórico del asentamiento superficial y, por lo tanto, los valores calculados deben considerarse sólo como indicadores del orden de magnitud[9] .

Los parámetros necesarios para evaluar la cantidad de asentamientos debajo de un dique incluye un conocimiento de:

El perfil del suelo incluyendo el tipo de suelo, capas, nivel freático y el peso unitario;

El índice de compresión para consolidación primaria y resultados de asentamientos de sitios con condiciones de suelos similares;

La geometría del talud de relleno propuesto, incluido el peso unitario de los materiales de relleno.

2.4.3.1 Método para estimar el asentamiento por consolidación [9]

Para determinar los asentamientos debido a la consolidación existen varios métodos. La más conocida y utilizada es la de Terzaghi que se basa en el ensayo edométrico. Skempton presenta una teoría basada en Terzaghi, pero tomando en cuenta las deformaciones horizontales y los asentamientos elásticos o instantáneos.

Housel presenta una teoría para el cálculo de asentamiento basándose en pruebas de carga en terreno, con placas de diferentes diámetros y tiempos de carga variables. Kerisel propone utilizar un ensayo triaxial especial y no el edométrico para el cálculo de los asentamientos. En el caso del cálculo de asientos para terraplenes no tiene mayor ventaja un afinamiento excesivo, ya que intervienen otros factores difíciles de cuantificar (formación de arco y reacomodo de las partículas sólidas del suelo del terraplén). Por esta razón se recomienda el uso de la teoría de Terzaghi, en su forma más simple, basándose en el ensayo edométrico. Así, la magnitud del asentamiento de un estrato de espesor H está dada por:

$$S_c = \Delta H = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} * H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} * H \quad \text{Ecuación 2.12}$$

Donde:

e_0 Índice de poros correspondiente a la presión natural σ_0 o a la presión de preconsolidación σ_c .

e_1 : Índice de poros del suelo correspondiente a la presión final ($\sigma_0 + \Delta\sigma$).

$\Delta\sigma$: Incremento de presión vertical debido al peso del dique.

El ensayo edométrico es el que nos da el índice poros inicial y final, necesarios para el cálculo de asentamientos. Dichos índices se observan en la curva de compresibilidad en la Figura 2-10.

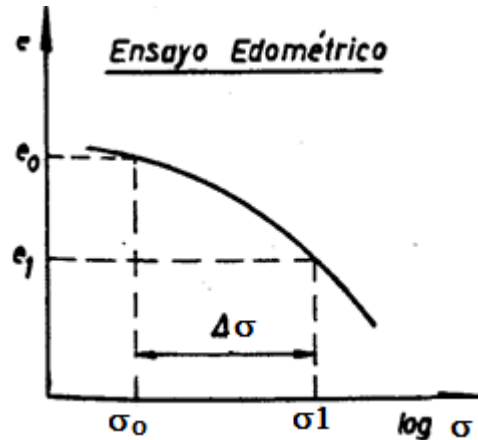


Figura 2-10. Curva de compresibilidad.

2.4.3.2 Método alternativo para estimar asentamiento por consolidación

En la mayor parte de los problemas relacionados con la determinación de asentamientos de terraplenes por consolidación del suelo de fundación, interesa conocer sólo el orden de magnitud de ellos. El método que se presenta tiene este objetivo y los resultados que da pueden considerarse, en general, conservadores. La ventaja más importante es que prescinde del ensayo edométrico. Sin embargo, sólo debe considerarse como una primera aproximación.

La magnitud ΔH , del asentamiento por consolidación primaria de una capa compresible de espesor H puede estimarse, despreciando la contribución de la rama preconsolidada, en:

$$S_c = \Delta H = \frac{C_c * H}{1 + e_0} * \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma_{zp}}{\sigma'_0} \right) \quad \text{Ecuación 2.13}$$

Mientras que la ecuación para el cálculo de asentamientos en varias capas es:

$$S_c = \Delta H = \sum \left[\frac{C_{c,i} * H_i}{1 + e_0} * \log \left(\frac{\sigma'_{0,i} + \Delta \sigma_{zp,i}}{\sigma'_{0,i}} \right) \right] \quad \text{Ecuación 2.14}$$



Donde:

$C_{c,i}$ = índice de compresión en la capa "i"

H_i = espesor de la capa "i"

e_0 = índice de poros inicial

$\sigma'_{0,i}$ = presión de sobrecarga efectiva promedio inicial para el subestrato "i"

$\Delta\sigma_{zp,i}$ = incremento de la presión vertical para el subestrato "i"

2.4.3.3 Índice de Compresión

En ausencia de datos sobre consolidación de laboratorio, generalmente se utiliza la Ecuación 9 para el cálculo de este índice.

Skempton (1944) sugirió la siguiente ecuación empírica para calcular este índice, relacionada con arcillas inalteradas:

$$C_c = 0.009(LL - 10) \quad \text{Ecuación 2.15}$$

Donde LL es el límite líquido.

Otras correlaciones para índice de compresión también son válidas, estas han sido ensayadas con pruebas de laboratorio. Algunas de estas se observan en la Tabla 2-2.

Equation	Reference	Region of applicability
$C_c = 0.007(LL - 7)$	Skempton (1944)	Remolded clays
$C_c = 0.01w_N$		Chicago clays
$C_c = 1.15(e_o - 0.27)$	Nishida (1956)	All clays
$C_c = 0.30(e_o - 0.27)$	Hough (1957)	Inorganic cohesive soil: silt, silty clay, clay
$C_c = 0.0115w_N$		Organic soils, peats, organic silt, and clay
$C_c = 0.0046(LL - 9)$		Brazilian clays
$C_c = 0.75(e_o - 0.5)$		Soils with low plasticity
$C_c = 0.208e_o + 0.0083$		Chicago clays
$C_c = 0.156e_o + 0.0107$		All clays

*After Rendon-Herrero, 1980. With permission from ASCE.

Note: e_o = in situ void ratio; w_N = in situ water content.

Tabla 2-2. Correlación para el índice de compresión, C_c . [10].

Rendon-Herrero (1983) dan la relación para el índice de compresión en la forma:

$$C_c = 0.141G_s^{1.2} \left(\frac{1+e_o}{G_s} \right)^{2.38} \quad \text{Ecuación 2.16}$$

Nagaraj y Murty (1985) expresaron el índice de compresión como:

$$C_c = 0.2343 \left[\frac{LL (\%)}{100} \right] G_s \quad \text{Ecuación 2.17}$$

2.4.4 Asentamientos por consolidación Secundaria

Una vez que la consolidación primaria ha llegado a su final, es decir, cuando la disipación del exceso de la presión de poro es total, se observa un asentamiento debido al ajuste plástico de la estructura, denominado usualmente flujo plástico. Cuando la variación entre la deformación versus el logaritmo del tiempo es prácticamente lineal, se establece que es la etapa de la consolidación secundaria.

El asentamiento por consolidación secundaria es más importante que por consolidación primaria en suelos orgánicos y en suelos inorgánicos altamente compresibles.

Varios factores afectan a la magnitud de la consolidación secundaria y algunos de ellos no son entendidos aun claramente. La tasa de compresión secundaria respecto a la primaria para un espesor dado del estrato de suelo es dependiente de la razón del incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma'$) respecto al esfuerzo efectivo inicial (σ'_0). Para tasas pequeñas $\frac{\Delta\sigma'}{\sigma'_0}$ la tasa de compresión secundaria respecto a la primaria es mayor (Braja, 2001).

2.4.4.1 Método para estimar el asentamiento por consolidación secundaria

El asentamiento por consolidación secundaria se calcula con la siguiente expresión:

$$S_s = C'_\alpha H \log \frac{t_1}{t_2} \quad \text{Ecuación 2.18}$$

Donde:

$$C'_\alpha = \frac{C_\alpha}{1 + e_p}$$

e_p = relación de vacíos al final de la consolidación primaria (Figura 2-11).

H = espesor de la capa de arcilla.

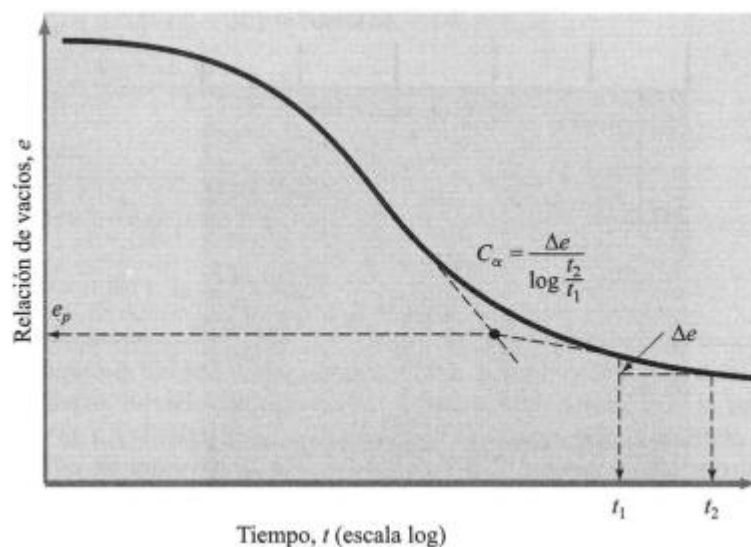


Figura 2-11. Variación de e con $\log t$ bajo un incremento dado de carga, y definición del índice de compresión secundario.

2.4.4.2 Índice de compresión secundaria

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log \frac{t_2}{t_1}} \quad \text{Ecuación 2.19}$$

Donde:

C_{α} = índice de compresión secundaria (Figura 2-12).

t_1 = tiempo inicial del monitoreo

t_2 = tiempo final del periodo de monitoreo.

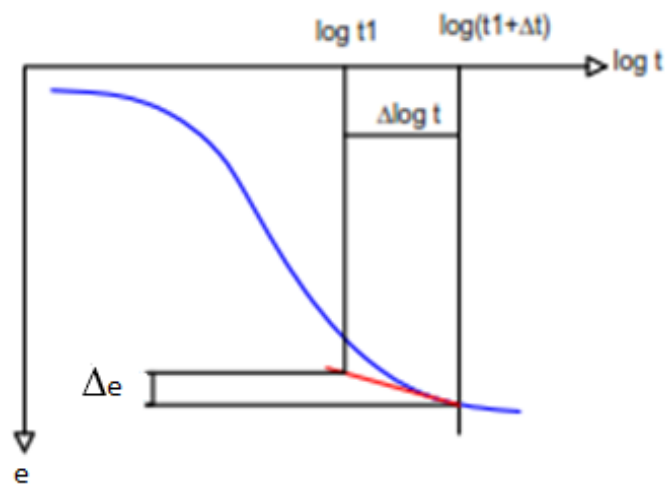


Figura 2-12. Determinación del índice de compresión secundaria C_{α} .

Las magnitudes generales de C'_{α} de observaciones a varios depósitos de suelos naturales se presentan en la Tabla 2-3.

Tipo de suelo	C'_{α}
Arcillas sobre consolidadas	0.001 o menos
Arcillas normalmente consolidadas	0.005 – 0.03
Suelos orgánicos	0.04 o mas

Tabla 2-3. Valores aproximados de C'_{α} .

Mesri y Godlewski (1977) compilaron coeficientes de C'_α/C_c para un numero arcillas naturales (Tabla 2-4).

Tipo de suelo	C'_α/C_c
Limos y arcillas inorgánicas	$\approx 0.04 \pm 0.01$
Limos y arcillas orgánicas	$\approx 0.05 \pm 0.01$
Turbas	$\approx 0.075 \pm 0.01$

Tabla 2-4. Coeficientes C'_α/C_c .

2.5 Subsistencia

La subsidencia terrestre es un fenómeno que implica el asentamiento de la superficie de la Tierra en un área extensa debido a varios factores, que pueden ser naturales o causados por el impacto de una gran variedad de actividades humanas (Corapcioglu, 1984). [14]

La Enciclopedia Británica precisa que la subsidencia es “el hundimiento de la superficie de la Tierra en respuesta a causas geológicas o inducidas por el hombre”. [14]

El Diccionario de la Real Academia Española de la Lengua declara que es “el hundimiento paulatino del suelo, originado por las cavidades subterráneas producidas por las extracciones mineras”. [14]

En las publicaciones internacionales una de las recopilaciones más importantes sobre los descensos de los terraplenes de diversas presas es el trabajo de Clements (1984), que estudia las expresiones del asiento postconstructivo “S” de un terraplén-pedraplén dadas por Sowers en 1965:

$$S = \alpha \frac{H}{100} (\log t_2 - \log t_1) \quad \text{Ecuación 2.20}$$

Donde:

S = asentamiento del terraplén del dique.

H = altura del dique en metros.

t_1, t_2 = tiempo en meses.

$$\alpha = 230 * \left(\frac{C'_{\alpha}}{C_c} \right) * \frac{\Delta s}{H}$$

C'_{α} = índice de compresión secundaria

C_c = coeficiente de compresibilidad

$$\Delta s = S_{10t} - S_t$$

Otra de la propuesta para el cálculo del asentamiento es la de Lawton y Lester:

$$S = \frac{\sqrt{H^3}}{1000} \quad \text{Ecuación 2.21}$$

Asimismo, en 1993 presenta el Prof. Soriano un completo resumen del estado del arte de los terraplenes y pedraplenes en su trabajo para el Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales sueltos. Recuerda la expresión del asiento post-constructivo del terraplén.

$$S_t = S_o + A \log \frac{t}{t_0} \quad \text{Ecuación 2.22}$$

Según la cual el asiento S_t en un instante t viene dado por la ecuación 2-22, siendo S_o el asiento en el tiempo t_0 (posterior a la construcción de la coronación) y A una constante que indica ser el incremento de asiento que se produce al multiplicarse el tiempo por 10. Indica también Soriano que el problema es el fijar con precisión el

instante t_0 . Como el valor de A aumenta al aumentar la altura H del terraplén, recomienda trabajar con el cociente de A y H, cociente que llama Índice de Asiento, $IA = A/H$. Los valores que cita Soriano para este Índice de Asiento varían entre 0.1% y 7%, e indica que normalmente suelen estar por debajo del 1% y comprendidos entre 0.1% y 0.5% de pendiente del tipo de material del terraplén[11].

2.6 Medidas para controlar los asentamientos

Dada la importancia de la construcción de los diques sobre los márgenes de los ríos, los que impedirán futuras inundaciones y por lo tanto pérdidas humanas y económicas, es necesario tomar las medidas necesarias para que estos tengan un buen funcionamiento y brinden seguridad según los parámetros establecidos.

Se describen a continuación las medidas que se deben tener en cuenta tanto en la etapa de construcción como en la etapa de mantenimiento.

- Para diques sobre suelos blandos, si el espesor de la capa de arcilla en la fundación es pequeña se puede remover con maquinaria adecuada, caso contrario si el espesor es de mayor tamaño se debe replantear la estrategia mejorando las propiedades de resistencia del mismo y realizar a la vez un estudio geotécnico para caracterizar el terreno.
- La construcción de diques en laderas con taludes entre 2 horizontal: 1 vertical a 6 horizontal: 1 vertical o más, se debe escalonar la superficie de contacto entre terreno y terraplén, y si hay infiltraciones se deben colocar drenes longitudinales en cada escalón para evitar la desestabilización de la obra.

Durante la construcción de los diques se debe tomar en cuenta lo siguientes:

- No construir terraplenes cuando la temperatura ambiente sea inferior a 2°C a la sombra, ya que esto afectaría el agua contenida en el suelo llegando incluso a congelarla y esto a su vez dificulta la compactación.

- Evitar el paso de vehículos durante la compactación, ya que esto genera concentraciones de huellas de rodadura.
- Para evacuar rápidamente las aguas pluviales (de lluvia), se debe asegurar una pendiente del 6% durante la ejecución del terraplén, en el caso de los diques de encausamiento, la pendiente debe estar hacia el lado de la cara mojada.
- La compactación debe ser uniforme, tanto en los flancos como en el centro del terraplén, ya que esto podría generar grietas laterales y combaduras de la superficie de rodadura.

3 METODOLOGIA

3.1 Área de estudio.

3.1.1 Proyecto control de inundaciones de los Ríos Bulubulu-Cañar-Naranjal. Sistema Hídrico Cañar.

Los ríos que nacen en la región interandina atraviesan zonas donde la actividad antrópica ha eliminado la vegetación natural, factor que facilita la erosión del suelo, reduce el tiempo de concentración de la escorrentía pluvial, genera caudales extremos de variada duración, produce grandes cantidades de sedimento que son transportados por estos ríos hacia la planicie litoral, donde por el cambio de pendiente, pierden su capacidad de arrastre y los depositan formando conos de deyección; los caudales de crecidas (incrementados por el transporte de sedimentos) exceden la capacidad de los cauces naturales, dando lugar a inundaciones. El objetivo principal del proyecto es implementar un sistema integral de medidas de ingeniería para el control de inundaciones y estabilización de cauces en los sistemas hídricos Bulubulu, Cañar y Naranjal, controlando que se produzcan desastres naturales y ayudando al desarrollo social y económico de las regiones involucradas y mejorando la productividad de la actividad agrícola y camaronera.

La región de estudio del proyecto está ubicada en la parte sureste de la cuenca baja del río Guayas, en el Oeste de la Provincia del Cañar y el este de la Provincia del Guayas, aproximadamente entre las coordenadas 635 000 – 700 000 ESTE y 9 710 000 – 9 740 000 NORTE y cubre una extensión territorial alrededor de 1000km². (ver anexo 1, ubicación en mapa) De entre los tres sistemas, el de mayor envergadura es el sistema hídrico Cañar cubriendo un 40.5 % del área total del proyecto.

El sistema Hídrico Cañar contempla la construcción de aproximadamente 85 Km de diques de entre los cuales existen diques homogéneos de materiales de arcilla o de material granular y diques heterogéneos de conformación mixta, es decir, un núcleo de material granular y un revestimiento de arcilla, de la forma como se muestra en la Figura 3-1.

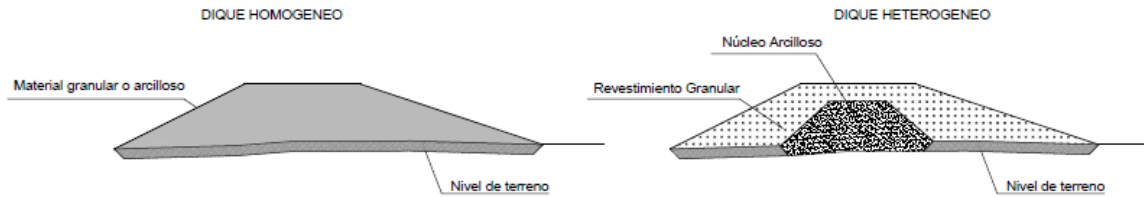


Figura 3-1 Tipos de conformación de diques.

Estos diques se construyen como medida de protección de desbordamiento en las márgenes de los ríos Cañar, Patul y Norcay y para conformar un canal By-Pass que desviaré un caudal de excesos de crecida del Rio Cañar directamente hacia el estero Soledad Grande. Para desviar este caudal excedente se implementará de una estructura denominada derivadora, la cual, mediante compuertas, controlará el flujo de agua. Se construirá además estructuras complementarias como puentes, alcantarillas, y canales.

3.1.2 Marco Geológico Regional.

En el área del proyecto se destacan las cuencas de los ríos Bulubulu, Cañar, Naranjal y Bucay que, desde la cordillera Occidental de Los Andes, descienden hacia el río Guayas. Un aspecto morfológico que cabe resaltar es que las cuencas hidrográficas del proyecto son muy asimétricas con respecto al cauce principal: las áreas de la margen izquierda son mucho más extensas que las áreas de la margen derecha. La explicación geológica para este hecho podría fundamentarse en la conformación de la deflexión de la cordillera de Los Andes hacia el suroeste, y un consecuente mayor desarrollo fluvial de los tributarios de los cauces principales hacia el noroeste.

En lo alto de la cordillera se destacan dos rasgos: la región elevada muy rugosa de los lagos glaciares de El Cajas y, hacia el norte, las plataformas de menor altura y cimas suavizadas. Desde las alturas de El Cajas, las cuales bordean los 4.500

msnm, la escorrentía desciende abruptamente en cauces de pendientes que pueden superar el 15% hacia la planicie costera. Los patrones de drenaje son complejos y reflejan algún control estructural. Es notorio que los ríos que descienden desde El Cajas mantienen dirección predominante hacia el noroeste; pero, los grandes colectores de la llanura costera toman direcciones hacia el oeste y luego hacia el suroeste hasta desembocar en el río Guayas.

En el pie de la cordillera, en altitudes de 50 msnm a unos 300 msnm, se destacan los conos de deyección, suelos de rocas intrusivas y volcánicas, abanicos aluviales. Sus cauces divagantes tienen pendientes entre 12% y 15%, y presencia notoria de bloques decimétricos. Las terrazas aluviales colgadas son notables en los costados de los cauces de los ríos de montaña. Presenta morfología de gargantas y vertientes de alto ángulo, cantos en muy alto grado de meteorización, con evidentes muestras de avanzada meteorización esferoidal, englobados en matriz arcillo-limosa. El nivel freático es somero.

Hacia el oeste las zonas de esparcimiento en abanicos aluviales se muestran entre las cotas aproximadas de 25 msnm a 50 msnm. Las pendientes del terreno oscilan entre 5% y 12%. Los cauces trenzados de anchuras decamétricas y altos coeficientes de sinuosidad todavía divagan entre sus propios sedimentos y muestran islas longitudinales de bloques de orden decimétricos a centimétricos, grava y arena, con lentes delgados de arena limosa. El nivel freático continúa siendo somero.

Las zonas de esparcimiento aguas abajo de los abanicos aluviales marcan la transición hacia la planicie costera propiamente dicha con sus depósitos estuarinos de los manglares en la margen derecha del río Guayas. En esta planicie aluvial se destacan los cauces trenzados pero meandriformes, en terrenos planos a ligeramente ondulados, con pendientes menores que 2%, anchuras decamétricas a escasamente hectométricas y altos coeficientes de sinuosidad. El nivel freático continúa siendo somero en el orden métrico.

En los manglares y salitrales aparecen los depósitos estuarinos que han colmatado las depresiones peneplanizadas en la llanura. Los cauces estuarinos muestran

anchuras muy variables, desde métricas en sus inicios hasta kilométricas en el río Guayas. La concentración de sales y agua intersticiales es muy alta. Los suelos son alcalinos, de alta productividad. El nivel freático es muy somero. [15]

3.1.3 Litología

La secuencia estratigráfica de la zona del proyecto, de acuerdo al plano geológico, está determinada por la presencia de un basamento de rocas metamórficas de bajo grado que afloran en una franja de orientación SW-NE. Estas rocas están sobrepuestas en el lado suroriental por rocas volcánicas cenozoicas de composición intermedia a ácida (grupo Saraguro y las formaciones Cisarán y Quimsacocha) originadas en el margen continental. Los basaltos de la unidad Pallatanga afloran en el noroeste de la franja metamórfica y están sobrepuestas por las turbiditas de la unidad Yunguilla en las vecindades de Tamarindo; sin embargo, hacia el norte de Cochancay, otras turbiditas más jóvenes (grupo Angamarca). Sobre este grupo, hacia el noroeste, aflora la unidad Macuchi consistente en lavas y rocas volcanoclásticas basálticas y andesíticas. [15]

3.1.4 Agua Subterránea

La posición del nivel freático es dependiente de la época del año. Para los meses comprendidos entre marzo y mayo, el nivel freático se encuentra, en la mayoría de la zona del proyecto, a menos de 3 m de profundidad. [15]

3.2 Investigación geotécnica

Para el estudio del asentamiento de los diques es necesario conocer las características geotécnicas, tanto del material de suelo sobre el cual el dique está asentado, como del material con el cual se encuentra conformado el mismo. Por lo tanto, para conocer estas características se requiere realizar muestreos de campo y múltiples ensayos de laboratorio.

Muestreo en campo.

El muestreo no es más que la toma de cierta cantidad de suelo in-situ o banco de préstamo para, en laboratorio, poder realizar los respectivos análisis según lo requerido. Se debe tener mucho cuidado al momento de realizar la muestra, esta debe ser representativa es decir debe reflejar con la mayor precisión posible el estado y las características del entorno de la muestra.

“El muestreo no es un hecho aislado, no consiste sólo en la toma de muestra de un determinado suelo y lugar, sino que es toda una estrategia y metodología, relacionada con la heterogeneidad del medio, con el tipo y cantidad de contaminantes que previsiblemente puede contener, con las técnicas que van a usarse en las determinaciones analíticas y sus límites de detección, con las dimensiones del área a estudiar, con la precisión y grado de certeza con que se quiera evaluar la previsible contaminación, y con otras variables locales”. [16]

Existen dos tipos de muestras: muestras alteradas y muestras inalteradas.

Muestras inalteradas.- Son aquellas en las que no se modifica la estructura del suelo. Este tipo de muestras pueden ser tomadas mediante perforaciones o hinca de tubos por presión, rotación o golpeo, y mediante tallado de muestras en bloque, tal y como se muestra en la Figura 3-2. [16]



Figura 3-2 Toma de muestras inalteradas.

Muestras alteradas.- Son aquellas en las que se destruye la estructura del suelo, es decir, se disgrega las partículas de suelo, un ejemplo se presenta en la Figura 3-3. Estas muestras pueden ser tomadas de la realización de calicatas, pozos, zanjas y de la desintegración de muestras inalteradas. [16]



Figura 3-3 Toma de muestras alteradas.

En el presente estudio se realizaran los dos tipos de muestreos. Muestras inalteradas mediante perforaciones con tubos por rotación y muestras alteradas mediante calicatas.

3.2.1 Ensayos de laboratorio.

Para realizar los ensayos de laboratorio es necesario preparar la muestra, ya sea ésta obtenida por muestreo alterado o muestreo inalterado. Se debe tener cuidado en el manejo de las muestras de suelo y procurar pérdidas de material a fin de que la muestra represente con la mayor precisión posible las características del suelo. La conservación de la humedad natural es imprescindible para algunos ensayos.

Los ensayos considerados para las muestras son:

Granulometría.

La granulometría consiste en un proceso mecánico en el cual se clasifica el suelo de acuerdo a la distribución de las partículas constituyentes según sus tamaños. A partir de esta descripción por tamaños se puede establecer algunas propiedades mecánicas de los suelos.

El proceso para la distribución puede realizarse de dos maneras: generalmente para suelos gruesos se lo realiza mediante cribado con mallas y para suelos finos se utiliza el procedimiento del hidrómetro.

En la actualidad, en trabajos de ingeniería, se utiliza dos sistemas de clasificación de suelos, el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, **SUCS**, y es generalmente utilizada en obras geotécnicas como presas, y el sistema de la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes o por sus siglas en inglés **AASHTO**, (American Association of State Highway and Transportation Officials) la cual es principalmente utilizada en la clasificación de materiales para obras de carreteras. Para nuestro estudio utilizaremos el sistema SUCS.

La clasificación SUCS clasifica al suelo en dos grupos: suelos finos y suelos gruesos.

Los suelos gruesos son aquellos de naturaleza tipo grava y arena y son considerados gruesos si al ser tamizados por la malla N°200 más del 50% es retenido sobre aquella.

Se consideran suelos finos a aquellos, que al ser tamizados, más del 50% atraviesan la malla N°200, y son de tipo limosos y arcillosos. [6]

Plasticidad.

La plasticidad es la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse. [5]

Para medir la plasticidad de las arcillas se utiliza el método desarrollado por el científico Albert Mauritz Atterberg o método conocido como los *Límites de Atterberg*. Este método describe la consistencia de los suelos de grano fino de acuerdo al contenido de agua que estos posean, pudiendo estar en cualquiera de los siguientes estados: sólido, semisólido, plástico y líquido. El contenido de agua, en porcentaje, en el que tiene lugar el cambio del estado sólido a semisólido se define como **límite de contracción**; de igual manera el cambio de estado semisólido a plástico se define como **límite plástico** y el cambio de estado plástico a estado líquido se define como **límite líquido**. [5] Estas transiciones se muestran esquemáticamente en la Figura 3-4.

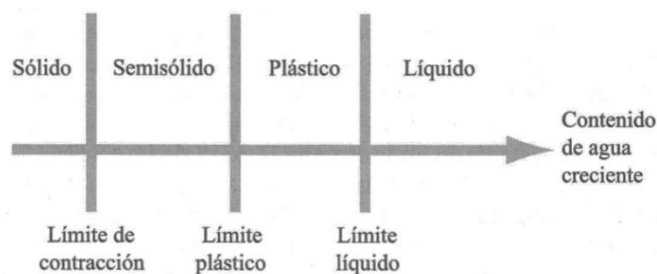


Figura 3-4 Límites de Atterberg.

Los métodos para establecer tanto el límite Líquido, Límite Plástico, Índice de Plasticidad como el Límite de Contracción siguen procedimientos estándar de acuerdo a la norma ASTM D-4318.



Límite líquido (LL).- El límite líquido es obtenido a través del ensayo de Casagrande. El contenido de agua, en porcentaje requerido para cerrar una distancia de 12.7 mm a lo largo del fondo de la ranura a los 25 golpes, se define como el límite líquido. [5]

Límite plástico (LP).- este ensayo consiste en hacer rollitos con una masa de suelo, a mano y sobre una placa de vidrio. El límite plástico es el contenido de agua, expresado en porcentaje, con el cual el rollo de suelo, al alcanzar los 3.2 mm de diámetro se desmorona. [5]

Índice de plasticidad (IP).- es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

$$IP=LL-LP$$

Límite de contracción (LC).- es el contenido de agua, expresado en porcentaje, en donde el cual la variación de volumen de la masa del suelo cesa. [5]

Consolidación.

Las características de consolidación de los suelos pueden investigarse cuantitativamente, realizando una prueba de consolidación unidimensional sobre muestras inalteradas, representativas de suelo.

Para realizar el ensayo de consolidación unidimensional estándar se talla la muestra de forma cilíndrica; esta muestra se coloca dentro de un anillo, generalmente de bronce, el cual se coloca sobre dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra, estas piedras son cilíndricas con un diámetro ligeramente menor al del cilindro. Este anillo se coloca en una cazuela y mediante un marco de carga, ligado a la cazuela, se aplican cargas a la muestra de manera uniforme sobre la piedra porosa.

La carga se va incrementando de modo que cada una de ellas actúe por un período de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero. En cada incremento de carga se toma datos de lecturas del extensómetro y del tiempo transcurrido. Una vez que el extensómetro marque variaciones mínimas en las lecturas se procede con el proceso de descarga retirando secuencialmente las cargas aplicadas.

Cuando el suelo alcanza la máxima deformación la relación de vacíos disminuye; estos valores de la relación de vacíos puede obtenerse a partir de los datos iniciales de la muestra y de los datos del extensómetro. Con estos valores se construye una gráfica en cuyas abscisas se colocan los valores de la presión actuante en escala logarítmica y en las ordenadas los valores de la relación de vacíos, de manera que obtenemos una gráfica semejante a la que se muestra en la Figura 3-5.

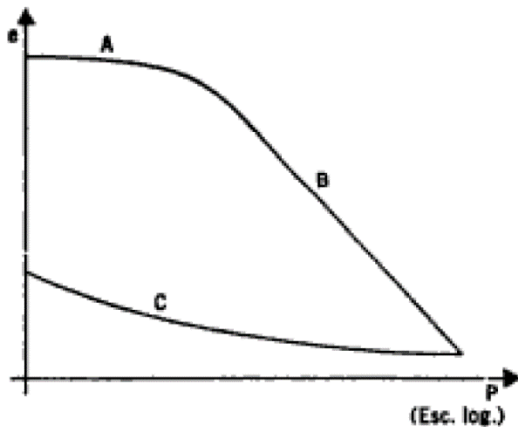


Figura 3-5 Forma típica de la curva de compresibilidad en suelos compresibles.

La curva mostrada en la figura ## se denomina curva de compresibilidad y en ella podemos notar claramente tres tramos diferentes. El tramo A, que comienza en forma casi horizontal se llama tramo de “recompresión”. El tramo B se llama “tramo virgen” y es generalmente un tramo recto en el que se llega al final de la etapa de carga de la prueba, cuando se carga la muestra con la máxima presión que dicha muestra pueda soportar. El tramo C corresponde a la etapa de “descarga” o etapa de recuperación de la muestra, en la cual se va retirando las cargas paulatinamente hasta que la velocidad de deformación se reduzca a cero; en esta etapa el suelo no recupera totalmente su relación de vacíos inicial, por lo que la muestra no regresa a su estado original.[5]

Compactación.

La compactación de los suelos es un proceso de mejoramiento artificial de sus propiedades mecánicas, aumentando su resistencia al aumentar su peso específico y

disminuyendo la capacidad de deformación al reducir su relación de vacíos. Realizar una prueba de compactación en laboratorio tiene dos objetivos: investigar las propiedades mecánicas del suelo sobre el cual se trabaja y es de utilidad para poder controlar el trabajo de campo, de manera que se asegure que el equipo usado trabaje efectivamente de acuerdo a las condiciones previstas en los estudios.

Una prueba de laboratorio usada generalmente para satisfacer los requerimientos de compactación necesarios es la prueba **Proctor de compactación**, (Proctor, 1993). Consiste en compactar la muestra en tres capas, colocándola en un molde de dimensiones y forma especificados, mediante golpes de un pisón de características especificadas, dejándolo caer de una altura prefijada. Con todas éstas características especificadas, Proctor estableció que la energía de compactación es de 6 Kg cm/cm³, calculado con la ecuación 3.1:

$$E_c = \frac{N.n.W.h}{V} \quad \text{Ecuación 3.1}$$

En donde:

E_c = Energía específica.

N = Número de golpes por capa.

n = Número de capas de suelo.

W = Peso del pisón.

h = Altura de caída libre del pisón.

V = Volumen del suelo compactado.

En este proceso el contenido inicial de agua en el suelo es de fundamental importancia. A contenidos de humedad creciente, se obtienen pesos específicos secos más altos, empero al pasar la humedad de cierto vaeclor los pesos específicos disminuyen, lo que hace que la resistencia de compactación también disminuya. Proctor concluyó que para una muestra de suelo, compactada con la misma energía, existe una humedad inicial llamada "humedad óptima" la cual produce un peso específico seco máximo tal y como se puede apreciar en la Figura 3-6. [5]

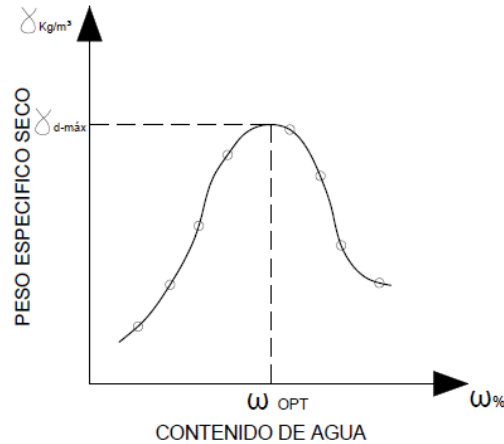


Figura 3-6 Curva de compactación, ensayo Proctor.

Los métodos y equipos usados para la compactación en campo son varios y se han ido desarrollando de acuerdo al avance de la tecnología; entre algunos podemos mencionar, plataformas vibratorias, rodillos lisos, neumáticos y patas de cabra, compactadores manuales.

3.3 Características de diseño de los diques.

De acuerdo a los estudios de diseño, para el establecimiento de la pendiente dada al talud de los diques, se ha tomado en cuenta recomendaciones prácticas del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, tales como las siguientes (U.S. Army Corps of Engineers, 2000):

- a) Por facilidad de construcción, el talud 1V:2H es la inclinación más empinada que se recomienda dar a un dique; además, esta inclinación es la mínima que permitiría la colocación de protecciones con enrocados.
- b) Una inclinación 1V:3H es el talud más empinado que puede tener un dique para facilidad de uso de equipos para mantenimiento.

Para el ancho de la corona de los diques, la cual usualmente se establece en función del caudal de descarga, se dan las siguientes consideraciones; si el caudal a descargarse es menor a **500 m³/s**, se recomiendan coronas de **mínimo 4 m** de ancho y si los caudales de descarga están **entre 500 y 2000 m³/s**, se recomienda disponer de coronas de al **menos 5 m** de ancho. En un principio el diseño tenía el criterio de establecer anchos de coronas tales que se brinde un ancho de calzada de 7,20 m con el fin de permitir la circulación vehicular en los dos sentidos, pero por consideraciones económicas se estableció un ancho de calzada de 4 m.²

Los diques están contruidos con materiales constituidos por suelos arcillosos y para protegerlos de la erosión se usa, entre otros materiales, geotextiles, enrocados de protección, vegetación, coberturas con material de mejoramiento (gravas seleccionadas) y con el material no utilizable proveniente de las excavaciones para la construcción. Los diques son de tipo homogéneo, como el mostrado en la Figura 3-7.

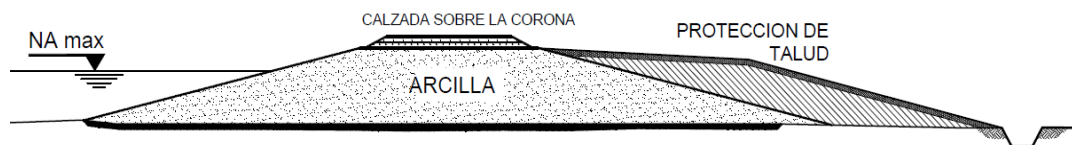


Figura 3-7 Dique de sección homogénea.

3.3.1 Procedimiento constructivo.

Previamente a la construcción de un dique, el terreno sobre el cual éste se asentará debe de haber sido **desmontado, descapotado, desbrozado y escarificado**. Este proceso se lo realiza con el fin de evitar que algún material indeseable, como plantas, raíces, maderas, escombros u otros puedan afectar el correcto funcionamiento del dique y que a futuro pueda provocar pequeños asentamientos diferenciales y por consiguiente daños en la estructura de la capa destinada para la circulación vehicular. El espesor a retirar en este proceso depende del terreno natural, pero es recomendable retirar hasta una profundidad de al menos 50 cm por debajo del



terreno natural, en la Fotografía 1 del anexo 2 se puede apreciar el desbroce correspondiente al tramo de nuestro estudio.

Donde sea el caso, la capa vegetal removida se acumula y desaloja del lugar en forma adecuada. No es recomendable asentar un dique sobre suelos con contenido de materia vegetal (humus, materia orgánica) debido a su alta capacidad de mineralización y oxidación, lo cual puede causar daños futuros a la estructura del dique. El material vegetal extraído es acopiado para ser colocado sobre los taludes del dique como protección ante la erosión. En el caso en que la capa vegetal presente espesores muy grandes, y por razones de economía no se la pueda extraer completamente, ésta debe ser correctamente tratada cumpliendo con condiciones de humedad y compactación.

Todo el material extraído de las excavaciones que no sea reutilizado, será transportado al botadero o sitios adecuados para su disposición final (escombreras) o será utilizado preferentemente como relleno en cualquier otra parte en beneficio de una población.

El material utilizado para terraplenes debe estar libre de troncos, ramas, materia orgánica y de bloques pétreos de dimensiones mayores a 0,2 m y ser de las características de clasificación, resistencia e impermeabilidad indicadas en los planos.

Todo el material transportado desde las zonas de excavación o canteras y que sea reutilizable, se colocarán en los terraplenes formando capas horizontales, cuyos espesores sean de hasta 20 cm como máximo, para luego ser **compactadas** y así alcancen los 15 cm, y, de acuerdo a los resultados de los ensayos de laboratorio y compactaciones experimentales en terraplenes de prueba en los que se determina el número de pasadas del compactador, se pueda alcanzar la humedad y de compactación óptimos.

Para la adecuada reconformación en tierra de los taludes de los diques, y para asegurar que sus espaldones sean bien compactados se deja un sobre-ancho de por

lo menos 80 cm hacia adentro del cauce y una vez terminada todas las capas se proceden a retirar el sobre-ancho perfilando el talud.

La última capa compactada no deberá contener, en ningún caso, rocas o piedras que puedan ser retenidas por el tamiz de 5 cm de abertura.

El control de la colocación de las capas en el campo se centraliza en la verificación del espesor de la capa, la humedad y la compactación, para lo cual se calcula previamente el número de unidades de transporte que sea necesario utilizar para obtener el volumen de la capa, complementada con la nivelación topográfica continua de capa.

La colocación de las capas se hace en sentido longitudinal a los ejes de los diques con el objeto de no crear continuidad entre capas, evitando así, las formación de líneas de paso rápido que pueden causar pérdidas de agua a través del relleno; se coloca las diferentes capas de una misma camada a diferentes niveles con el fin de evitar dicha continuidad, es decir el relleno y compactado se lo va realizando con longitudes no mayores a 100 metros.

Debido a que las características de los materiales en estado natural no son siempre homogéneas, debe procurarse que los materiales más finos sean colocados hacia el centro de la sección y los más gruesos hacia el exterior. Esto se facilita mediante la selección previa en el préstamo (zona de excavación), dirigiendo al equipo de transporte de modo que vacíen el material en el sitio que corresponde.

Una vez que el material ha sido colocado y debidamente humedecido, se comienza el proceso de compactación, el cual consiste en el paso de rodillos sobre la capa de material debidamente colocada el número de veces que se hayan determinado en los terraplenes de prueba. El paso del rodillo debe ser continuo y uniforme a lo largo de la faja, debiendo solapar un mínimo de 50 cm la faja adyacente. Cada vez que se coloque una nueva capa debe escarificarse superficialmente la capa anterior, para lograr una buena unión entre capas. Este proceso de compactación se puede apreciar en la Fotografía 2 en el anexo 2.

El material debe quedar homogéneo, sin concentraciones de finos o de gruesos, sin terrones ni agrietamiento, o excesos de compactación los cuales se manifiestan con la aparición de un laminado en el material fino, o sea pequeñas laminas similares a unas "Mil hojas", fenómeno causado por exceso de energía que destruye la estructura interna de los materiales con alto contenido de finos, comunicándoles una densidad baja y gran permeabilidad.

Para el caso de compactación manual, ésta se efectúa mediante el uso de equipo neumático o a gasolina (vibro-compactadores), en capas debidamente humedecidas de 7 a 10 cm de espesor antes de compactar.

Todo el material del relleno será compactado hasta conseguir porcentajes superiores al 95% de la máxima densidad seca con la humedad óptima, calculada según el ensayo Proctor Standard siguiendo la norma AASHTO T99 o la norma ASTM D-698.

Los materiales que no cumplan los requerimientos de humedad y de densidad, deberán ser reacondicionados hasta que los requisitos se cumplan. El control de estos requerimientos se lo realiza mediante mediciones en campo con densímetro nuclear, de acuerdo a la norma ASTM D2922 y D3017.

Debido a que la corona del dique está diseñada para permitir el tránsito de vehículos, a ésta se la cubre con material de mejoramiento el cual consta de gravas para posteriormente colocar el material de vía como es rasante y subrasante.

La terminación de todos los taludes será de modo que queden razonablemente lisos y uniformes, en concordancia con las líneas y pendientes señaladas en los planos correspondientes. El terminado del dique se lo puede apreciar en las Fotografías del anexo 02, en donde, en la Fotografía 3 se muestra el dique terminado con material arcilloso y en la Fotografía 04 se puede apreciar el dique con material de mejoramiento sobre la corona.

Geotextiles

Una vez terminada la compactación y perfilado de los diques, se procede a la colocación de geotextiles. En el proyecto, fundamentalmente, se utilizan geotextiles para envolver el material filtrante en los filtros chimenea o de pie de talud que se colocarían en diques, así como en la cara interior de los tramos de diques, donde se colocarán enrocados para evitar el arrastre de material fino.

Según la recomendación de la AASHTO, se especifica los siguientes requerimientos constructivos para el uso de geotextiles en obras de control de erosión:

- El geotextil debe colocarse en contacto íntimo con el suelo sin arrugas o dobleces y anclado sobre una superficie suave. El geotextil debe colocarse en tal forma que la colocación de materiales sobre él, no estiren excesivamente la tela que pueda llegar a romperse. El anclaje de los extremos terminales del geotextil debe realizarse en zanjas o andén en la parte superior e inferior del talud.
- El geotextil debe colocarse paralela a la dirección del movimiento del agua, la cual es generalmente paralela al talud en el caso de oleaje y paralela a la corriente en el caso de ríos. El geotextil debe traslaparse mínimo 300 mm por encima del agua y un metro bajo el agua.
- La colocación del enrocado debe empezar desde el pie hacia arriba del talud. Los bloques de roca no deben soltarse de una altura mayor a 300 mm.
- No debe permitirse rodar talud abajo las piedras de masa mayor a 100 kg.

Enrocados.

La piedra ha sido utilizada desde hace mucho tiempo atrás para la protección contra la erosión, debido, principalmente, a que por su peso resisten fuerzas tractivas muy altas y a que su costo puede ser inferior al de los productos de concreto.

Los enrocados, en el presente proyecto, se utilizan para proteger los taludes naturales de los ríos y de los diques que se construyen, para mejorar o ampliar su capacidad hidráulica.

Los enrocados presentan las siguientes ventajas:

- Se adaptan fácilmente a los movimientos del terreno.
- Se reparan de forma sencilla; puede aumentarse su espesor si se requiere.
- Disipa la energía producida por el rompimiento de olas.

Para la construcción de los enrocados se toma en cuenta los siguientes aspectos:

- La pendiente máxima normalmente aceptada para la colocación de enrocados es 2H:1V. Para pendientes mayores, se recomiendan muros.
- Se emplea rocas limpias, sin arcilla ni minerales solubles; con pocas discontinuidades.
- Las rocas poseen una densidad adecuada, superior a 2.2 t/m³. Para que esto ocurra, las rocas no deben ser porosas.
- La absorción de las rocas debe ser del 1%. Las absorciones de más del 2% sugieren problemas de durabilidad de la roca.
- Las rocas a utilizarse deben ser duras y resistentes; deben tener menos del 20% de pérdidas a 500 revoluciones en el ensayo de abrasión. Las pérdidas en el ensayo a la solidez a los sulfatos no deben ser mayores al 5%.
- Se preferirán las rocas con forma de bloque a las elongadas o redondeadas. La forma de las piedras se limita a una relación longitud-espesor de 3:1.
- No es conveniente el uso de piedras pequeñas, debido a la facilidad con la que el agua las puede soltar y transportar. Se deben utilizar materiales con una buena gradación, eliminando los tamaños pequeños.

3.4 Organización de la Información disponible para el estudio

En el estudio del proyecto, el diseño para los diques se encuentra dividido en tramos; un diseño para los diques del By-Pass, otro para el río Norcay, y para los diques del río Cañar se encuentra dividido en tres tramos: Tramo puente Zhucay – Derivadora Cañar, tramo Derivadora Cañar – Río Norcay y tramo Norcay – Descarga Cañar.



Para nuestro estudio de asentamientos de diques involucra el tramo Puente Zhucay – Derivadora Cañar.

3.4.1 Diques para el Río Cañar, Tramo Puente Zhucay-Derivadora Cañar

Del análisis de la información obtenida por medio de las calicatas, perforaciones y geofísica realizadas, se desprende que, en el tramo que va desde la abscisa 30+000 hasta la 37+000 aproximadamente, los suelos son básicamente del tipo GW, GP, SW y SP, son suelos permeables por lo que no serían utilizables para la conformación de diques homogéneos, es decir el material para construir los diques en este tramo se los transportará desde otras canteras.

3.4.2 Características de la arcilla utilizada en la conformación del dique.

La arcilla utilizada en la conformación del dique izquierdo del río Cañar, en las abscisas 30+800 hasta 36+800, fue extraída de la cantera denominada Langostera, ubicada en el cauce del By-Pass, aproximadamente en la abscisa 19+000.

Los ensayos para la clasificación de las arcillas se realizaron en la fase de estudios del proyecto mediante perforaciones.

3.5 Medición de los asentamientos.

Para realizar el control de los asentamientos de los diques en el tramo de estudio se realizó una valoración del equipo a utilizar, pues se disponía de una estación total y un nivel topográfico. Se realizó mediciones con cada uno de estos instrumentos y se comparó los resultados con una tercera medición realizada con GPS diferencial de alta precisión.

Como referencia se tomó un hito fijo (de hormigón) establecido para la construcción el cual se encuentra fuera del dique y que sus coordenadas y altura están correctamente ubicadas mediante GPS Diferencial de gran precisión.

La forma de medición se realizó de la siguiente manera: en el dique terminado se colocan estacas fijas en los costados de la corona del dique, sobre las cuales se



realizará la medición. Estas estacas se encuentran separadas a una distancia aproximada de 100 metros y según donde existan cambios de curvatura o variación en la altura del dique. Se decidió colocar en los costados de la corona debido a que sobre la corona del dique existe circulación de vehículos y estos podrían mover las estacas si se ubicaran en el centro de la corona. También, para proteger a las estacas y a fin de garantizar que no circulen vehículos sobre ellas, se colocará piedras cercanas al punto.

La programación de las mediciones, inicialmente, fue realizarlas una vez por semana y según sea la diferencia de asentamiento producido en el dique, entre cada una de las mediciones se aumentó el periodo, ya sea cada 15, 21 días o una vez cada mes.

4 ANALISIS DE RESULTADOS OBTENIDOS

Una vez recopilada la información necesaria de; los perfiles estratigráficos de los suelos sobre los cuales están construidos los diques, de las características de los materiales que conforman los diques, de los ensayos realizados y de haber sectorizado la zona de estudio, se procede a calcular los asentamientos de los diques y comprobar con las mediciones topográficas en campo.

4.1 Implementación de la información para calcular el asentamiento

4.1.1 Geometría del Dique

La arcilla utilizada en la conformación del dique izquierdo del río Cañar en la zona de estudio, fue extraída de la cantera denominada Langostera, ubicada en el cauce del By-Pass aproximadamente en la abscisa 19+000.

Los ensayos para la clasificación de las arcillas se realizaron en la fase de estudios del proyecto mediante perforaciones. En la Tabla 4-1 se presenta los resultados de la muestra tomada de la cantera de arcilla con la que se rellenaron los diques.

Los diques son homogéneos y están constituidos de material arcilloso, en la Tabla 4.2 se indica que el peso específico de dicha arcilla es de 1.94 Ton/ m³; la sección de los diques tienen las pendientes indicadas; 1V:3H para el lado de la cara húmeda del dique y 1V:2H para el lado seco del dique. La corona tiene un ancho de 5.8 metros.

Muestra	Prof. [m]	Límites de Atterberg			Humedad	Peso Esp.	Granulometría			Clasificación	
		LL [%]	LP [%]	IP [%]	W [%]	γ [kN/m ³]	Nº4 [%]	Nº40 [%]	Nº200 [%]	SUCS	Característica
BPI-1	3.00	38	19	19	20.50	19.03	100	98.4	87.2	CL	Arcilla de plasticidad media de color claro y con poca arena fina

Tabla 4-1. Ensayos para clasificación de Arcilla.

4.1.2 Zonificación del área de estudio

El tramo de estudio tienen una longitud de 6.84 kilómetros, por lo que, para obtener resultados con mayor precisión en el proceso de nivelación topográfica y para facilitar el tipeo de los mismos se ha procedido a sectorizar el tramo, como se indica a continuación.

Zona 1

En esta zona, que está comprendida entre las abscisas 30+760 y 32+700, la altura del dique es de 3.7 metros, como se observa en la Figura 4-1.

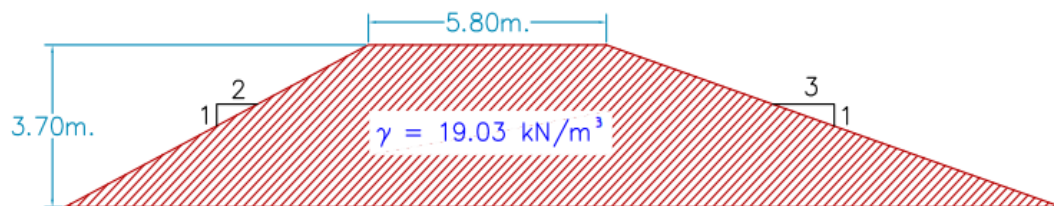


Figura 4-1. Sección Típica del dique entre las abscisas 30+760 y 32+700.

Zona 2

En este tramo, comprendido entre las abscisas 32+700 y 34+200, la altura del dique es de 3.30 metros, como se observa en la Figura 4-2.

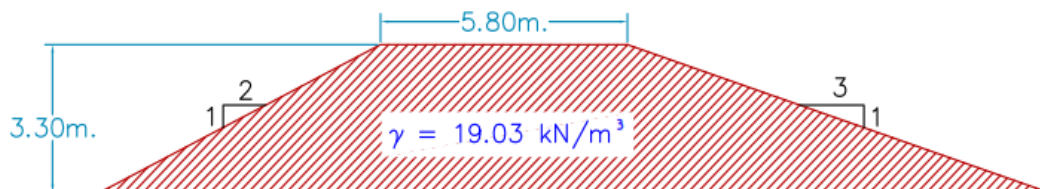


Figura 4-2. Sección Típica del dique entre las abscisas 32+700 y 34+200.

Zona 3

En este tramo, comprendido entre las abscisas 34+200 y 35+240, la altura del dique es de 4.50 metros, como se observa en la Figura 4-3.

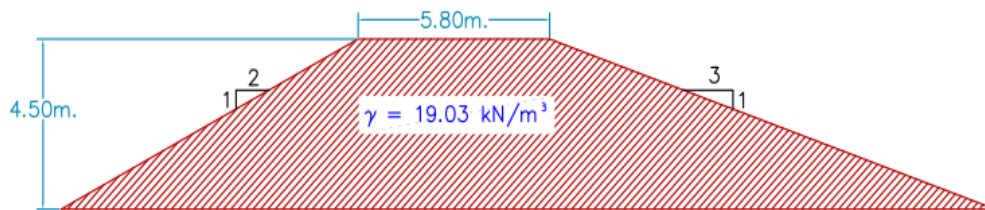


Figura 4-3. Sección Típica del dique entre las abscisas 34+200 y 35+240.

Zona 4

Mientras que para este tramo, comprendido entre las abscisas 35+240 y 37+260, la altura del dique es de 3.35, como se observa en la Figura 4-4.

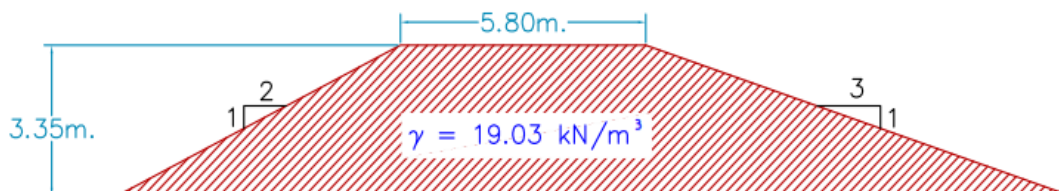


Figura 4-4. Sección Típica del dique entre las abscisas 35+240 y 37+260.

4.1.3 Cargas transmitidas por el dique

La carga transmitida por los diques sobre los estratos de fundación, depende de su altura, por lo que para cada zona de estudio establecida tiene diferentes cargas que se transmiten al suelo portante, dicha carga se presentan en la Tabla 4-2.

Zona	Abscisas	Altura del dique H1 [m]	Peso específico del dique [kN/m ³]	Presión de contacto [kN/m ²]
1	30+760 - 32+700	3.70	19.03	70.41
2	32+700 - 34+200	3.30	19.03	62.80
3	34+200 - 35+240	4.50	19.03	85.64
4	35+240 - 37+260	3.35	19.03	63.75

Tabla 4-2. Cargas del dique sobre los estratos soportantes.

Los diques, en el tramo de estudio, están contruidos de manera homogénea, es por ello que el peso específico citado en la Tabla 4.2 es el mismo para todas las Zonas.

4.1.4 Perfil estratigráfico del lugar de estudio

En los estudios del proyecto se realizó la exploración geotécnica sobre el área de influencia del proyecto para establecer tanto las propiedades de los suelos sobre los que se asentaran las diferentes estructuras como las propiedades de los suelos que servirán como material de construcción de los diques.

Para el tramo del presente trabajo corresponden cuatro perforaciones denominadas CA-3, CA-4, CA-5 y CA-6, con profundidades que están entre 3.5 y 5 metros, debajo de las cuales se considera que los estratos son impermeables. Las perforaciones se ubican aproximadamente 1.5 km., que está de acuerdo con el programa de exploración geotécnica realizado para el proyecto. En general en las perforaciones se evidencia presencia de arcillas arenosas y limosas, arenas y gravas. En la Figura 4-5 se presenta la ubicación de las perforaciones dentro de las zonas de estudio.

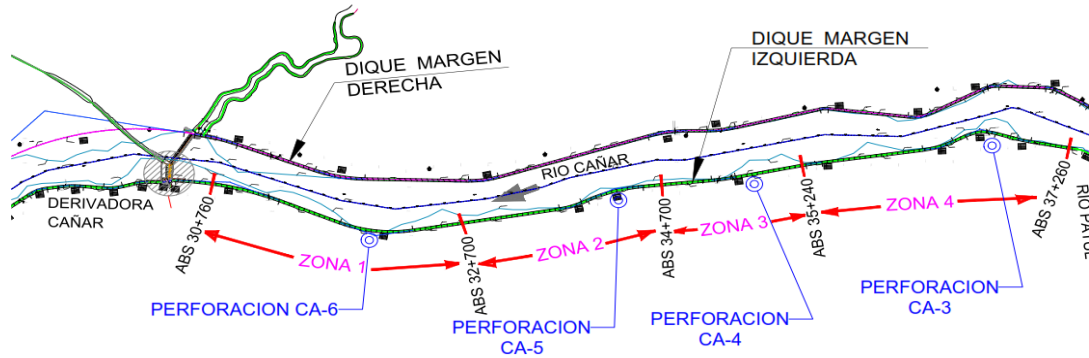


Figura 4-5. Zona de estudio y ubicación de las perforaciones.

A continuación se presentan las estratigrafías que dieron como resultado de las perforaciones realizadas para cada zona de estudio.

ZONA 1

Perforación CA-6.

En la Figura 4-6 se presentan los resultados de la perforación CA-6 y con estos valores se realizarán los cálculos de asentamientos para la Zona 1.

PROF. (m)	DESCRIPCION DEL MATERIAL	ESTRATIGRAFIA	ENSAYOS DE LABORATORIO		
			γ (kN/m ²)	ω (%)	LL/IP
0.00	Arcilla con arena, de baja plasticidad, color café grisáceo, dura (CL)		19.05	30	40/20
2.00	Arcilla color café altamente plástica, de consistencia rígida (CH)		19.42	20	75/20
4.00	Arcilla con arena, de baja plasticidad, color café grisáceo, dura (CL)		17.56	40	41/18
4.50	Arena gravosa, compactación media (SM)			9	NP/NP
5.00	FIN DE LA PERFORACION				

Figura 4-6. Perfil estratigráfico de la perforación CA-6.

ZONA 2

Perforación CA-5.

En la Figura 4-7 se presentan los resultados de la perforación CA-5 y con estos valores se realizarán los cálculos de asentamientos para la Zona 2.




PROF. (m)	DESCRIPCION DEL MATERIAL	ESTRATIGRAFIA	ENSAYOS DE LABORATORIO		
			γ (kN/m ²)	ω (%)	LL/IP
0.00	Arcilla café, de alta plasticidad y consistencia muy dura (CH)		19.13	29	53/27
2.50					
4.00	Arcilla color café altamente plástica, de consistencia rígida (CH)		18.93	30	70/25
4.50	Grava redondeada gris mal graduada muy compactada con arena gruesa (GP)			4.5	NP/NP
5.00	Arena gruesa gris medianamente compactada con gravilla (SP)			5.6	NP/NP
FIN DE LA PERFORACION					

Figura 4-7. Perfil estratigráfico de la perforación CA-5.

ZONA 3

Perforación CA-5.

En la Figura 4-8 se presentan los resultados de la perforación CA-4 y con estos valores se realizarán los cálculos de asentamientos para la zona 3.

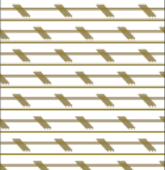

PROF. (m)	DESCRIPCION DEL MATERIAL	ESTRATIGRAFIA	ENSAYOS DE LABORATORIO		
			γ (kN/m ²)	ω (%)	LL/IP
0.00	Arcilla con arena color café, de alta plasticidad y consistencia rígida (CH)		19.78	27	66/35
2.50					
3.50	Arena mal graduada, con limo y grava de color gris, muy densa (SP - SM)			7.2	NP/NP
	FIN DE LA PERFORACION				

Figura 4-8. Perfil estratigráfico de la perforación CA-4.

ZONA 4

Perforación CA-6.

En la Figura 4-9 se presentan los resultados de la perforación CA-3 y con estos valores se realizarán los cálculos de asentamientos para la zona 4.

PROF. (m)	DESCRIPCION DEL MATERIAL	ESTRATIGRAFIA	ENSAYOS DE LABORATORIO		
			γ (kN/m ²)	ω (%)	LL/IP
0.00	Arcilla color café grisáceo de alta plasticidad, de consistencia firme (CL)		20.31	21	57/37
3.00					
4.00					
5.00	Arcilla color café grisáceo de alta plasticidad, de consistencia rígida (CH)		20.11	19	60/43
	FIN DE LA PERFORACION				

Figura 4-9. Perfil estratigráfico de la perforación CA-3.

4.2 Análisis de Asentamientos calculados

Para el presente trabajo se realizan los cálculos de los asentamientos únicamente bajo el centro del terraplén debido a que es en esta zona donde se presentan los mayores asentamientos.

4.2.1 Asentamientos Inmediatos

Con la información recopilada procedemos a calcular los asentamientos inmediatos para cada Zona, aplicando la ecuación 2.10, citada anteriormente.

Debido a que los estratos de los suelos naturales no son homogéneos, y como se mencionó anteriormente que el módulo de elasticidad varía con la profundidad; Bowles (1987) propuso una ecuación que genera una elasticidad promedio para todos los estratos que intervienen en el cálculo del asentamiento:

$$E_{prom} = \frac{E_{s(i)}}{\bar{z}} * \Delta z$$

Donde:

E_{prom} = Elasticidad promedio

$E_{s(i)}$ = módulo de elasticidad de cada estrato,

Δz = profundidad a la que se encuentra cada estrato, y

\bar{z} = profundidad a la que se encuentra el estrato impermeable, o a su vez cinco veces el ancho de la base de la cimentación; se escoge el menor.

Igualmente, se utiliza el coeficiente de Poisson promedio entre los diferentes estratos, para el cálculo de dicho asentamiento.

Debido a que los taludes de los diques son considerables grandes, en comparación con el ancho de la corona, se realiza un promedio de la carga trapezoidal convirtiendo en una carga rectangular, como se observa en la Figura 4-10.

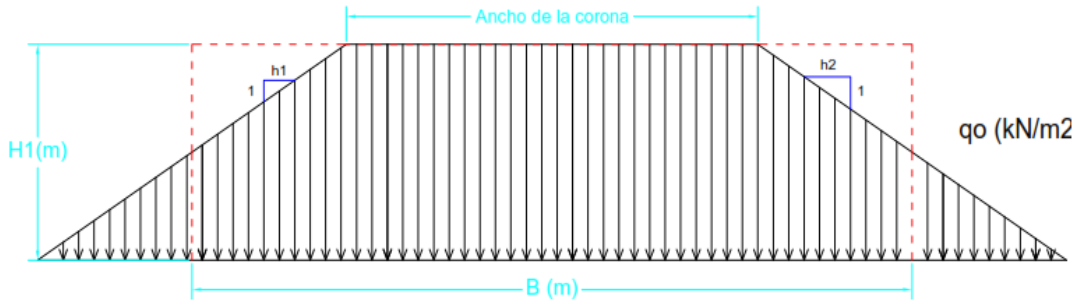


Figura 4-10. Transformación de carga trapezoidal a rectangular.

Así se tenemos un B promedio para cada zona de estudio.

$$B = \frac{h_1 * H1 + h_2 * H1}{2} + \text{ancho de la corona}$$

Para cada zona de estudio los factores F1 y F2 se obtienen de las Figuras 2-8 y 2-9, tomando en cuenta que la relación entre longitud y el ancho del dique, L/B, es infinito.

Se considera a L/B infinito debido a que la longitud de los diques construidos es infinito, comparado al ancho que es finito, por lo tanto, una cantidad infinita entre una cantidad finita da como resultado una cantidad infinita.

Zona 1

La estratigrafía para esta zona corresponde a la perforación CA-6, la misma que está conformada por cuatro estratos y llega a una profundidad de 5 metros.

En base a la Tabla 2-1, para cada estrato se ha considerado un módulo de elasticidad y un coeficiente de Poisson adecuado al tipo de material y a la profundidad a la que éste se encuentre.

Las propiedades de los materiales utilizados para esta zona se resumen en la Tabla 4-3.

Estrato	Espesor del estrato	Profundidad del estrato	Es	vs
Nro	[m]	[m]	[kN/m ²]	
1	2.00	2.00	40000	0.20
2	2.00	4.00	50000	0.25
3	0.50	4.50	40000	0.20
4	0.50	5.00	70000	0.15

Tabla 4-3. Propiedades de los materiales de la Zona 1.

Con los promedios del módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson y con los factores F1 y F2 obtenidos mediante las figuras citadas anteriormente, se procede a calcular el asentamiento inmediato para esta zona. En la Tabla 4-4, se tiene los resultados de los respectivos cálculos.

qo	H	B	L/B	H/B	F1	F2	Es prom	vs prom	Se
[kN/m ²]	[m]	[m]					[kN/m ²]		[mm]
70.42	4.50	14.18	∞	0.32	0.08	0.07	50000.00	0.20	2.49

Tabla 4-4. Asentamiento inmediato en la Zona 1.

Donde el asentamiento inmediato total producido es de 2.49 milímetros.

Zona 2

De igual manera, las propiedades de esta zona, presenta la perforación CA-5. Con el mismo criterio se establecieron tanto el módulo elasticidad como el coeficiente para cada estrato. Estas propiedades se resumen en la Tabla 4-5.

Estrato	Espesor del estrato	Profundidad del estrato	Es	vs
Nro	[m]	[m]	[kN/m ²]	
1	2.50	2.50	70000	0.30
2	1.50	4.00	50000	0.35
3	0.50	4.50	100000	0.30
4	0.50	5.00	17000	0.50

Tabla 4-5. Propiedades de los materiales de la Zona 2.

Con los respectivos cálculos, en la Tabla 4-6, se resume el asentamiento inmediato total calculado para esta zona, que es de 1.54 milímetros.

qo	H	B	L/B	H/B	F1	F2	Es prom	vs prom	Se
[kN/m ²]	[m]	[m]					[kN/m ²]		[mm]
62.80	5.00	17.05	∞	0.29	0.08	0.07	59250.00	0.36	1.54

Tabla 4-6. Asentamiento inmediato en la Zona 2.

Zona 3

Para esta zona corresponde la perforación CA-4, las propiedades de este perfil estratigráfico y los respectivos módulos de elasticidad y coeficientes de Poisson se resumen en la Tabla 4-7.

Estrato	Espesor del estrato	Profundidad del estrato	Es	vs
Nro	[m]	[m]	[kN/m ²]	
1	2.50	2.50	70000	0.40
2	1.00	3.50	40000	0.35

Tabla 4-7 Propiedades de los materiales de la Zona 3.

En la Tabla 4-8 se detalla el asentamiento inmediato total producido en esta zona, que es de 3.84 milímetros.

qo	H	B	L/B	H/B	F1	F2	Es prom	vs prom	Se
[kN/m ²]	[m]	[m]					[kN/m ²]		[mm]
85.64	3.50	14.05	∞	0.25	0.07	0.06	26200.00	0.34	3.84

Tabla 4-8. Asentamiento inmediato en la Zona 3.

Zona 4

La perforación correspondiente a esta zona es la CA-3, las características de estos estratos y las respectivas propiedades elásticas se resumen en la Tabla 4-9.

Estrato	Espesor del estrato	Profundidad del estrato	Es	μ_s
Nro	[m]	[m]	[kN/m²]	
1	3.00	3.00	60000	0.30
2	1.00	4.00	70000	0.30
3	1.00	5.00	80000	0.35

Tabla 4-9. Propiedades de los materiales de la Zona 4.

En la Tabla 4-10 se detalla el asentamiento inmediato total producido en esta zona, que es de 1.39 milímetros.

qo	H	B	L/B	H/B	F1	F2	Es prom	vs prom	Se
[kN/m²]	[m]	[m]					[kN/m²]		[mm]
63.76	5.00	15.05	∞	0.33	0.08	0.07	70000.00	0.32	1.39

Tabla 4-10. Asentamiento inmediato en la Zona 4.

4.2.2 Asentamientos Por consolidación Primaria

Para el cálculo de los asentamientos por consolidación se ha utilizado las formulas citadas en el capítulo anterior. Los datos necesarios para realizar estos cálculos se detallan en cada zona de estudio.

En el subcapítulo que contiene la estratigrafía se presentan algunas de las características físicas y mecánicas de los estratos que conforman los suelos de los tramos de estudio. La gravedad específica para los estratos en estudio se considera de acuerdo a la Tabla 4-11.

La Tabla 4-11. Muestra valores típicos de gravedad específica de varios suelos según Djoenaidi (1985).

Tipo de suelo	Gravedad específica G_s
Grava	2.65
Arena gruesa a media	2.65
Arena fina (limosa)	2.65
Polvo de piedra, limo arenoso	2.67
Arena algo arenosa	2.65
Limo arenoso	2.66
Limo	2.67 – 2.70
Arena arcillosa	2.67
Limo arcillo arenoso	2.67
Arcillas arenosa	2.70
Arcilla limosa	2.75
Arcilla	2.72 – 2.80
Limos con trozos de materia orgánica	2.30
Lodos aluviales orgánicos	2.13 – 2.60
Turba	1.50 – 2.15

Tabla 4-11. Gravedad específica para varios suelos Djoenaidi (1985).

De acuerdo a la información recopilada se hacen los siguientes cálculos.

Calculamos el peso específico seco, mediante la siguiente ecuación:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w}$$

Una vez obtenido el peso específico seco de cada estrato, calculamos el índice de vacíos respectivamente mediante la siguiente ecuación:

$$e_0 = \frac{G_s}{\gamma_d} * \gamma_w - 1$$

Para cada estrato se calcula el peso específico saturado mediante la siguiente ecuación:

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + e_0}{1 + e_0}$$

De las estratigrafías analizadas, existe un espesor de capa vegetal de 0.50 metros, la misma que se retiró para la construcción de los diques. Es por ello que para los cálculos, el espesor de esta capa no se considera.

Para el cálculo de este asentamiento se asume que el nivel freático coincide con el nivel del terreno sobre el cual se asienta el dique, esta asunción corresponde a la época de invierno en la zona costanera.

De acuerdo a la estratigrafía, los suelos arenosos gravosos se encuentran al final de cada perforación, estos suelos no tienen propiedades plásticas, por lo que en estos estratos se considera que no existen asentamientos.

Para cada zona de estudio se presentan tablas que en las que se resumen los datos utilizados en cada estrato, así como los resultados obtenidos a través de los mismos.

A continuación se describe el proceso para calcular los asentamientos por consolidación primaria, en las zonas de estudio:

4.2.2.1 Cálculo de esfuerzos por peso propio de los estratos

Se calcula los esfuerzos totales en cada estrato tanto en su parte superior, centro y parte inferior, luego se calcula la presión de poro, ejercida por el agua presente en los estratos y finalmente se calculan las presiones efectivas que resulta de la diferencia entre los esfuerzos totales y la presión de poro.

Las presiones totales se calculan multiplicando el peso específico saturado por la altura del estrato, como se indica en la siguiente expresión:

Para el primer estrato es;

$$\sigma_{0,i} = \gamma_{sat,i} * h_i$$

Para el segundo estrato sería;

$$\sigma_{0,i+1} = \sigma_{0,i} + \gamma_{sat,i+1} * h_{i+1}$$

Y así sucesivamente dependiendo de cuantos estratos este conformado el suelo en estudio.

Para el cálculo del asentamiento de cada uno de los estratos es necesario que las presiones estén calculadas en sus centros, (σ'_0), como se indica en la Figura 4-11.

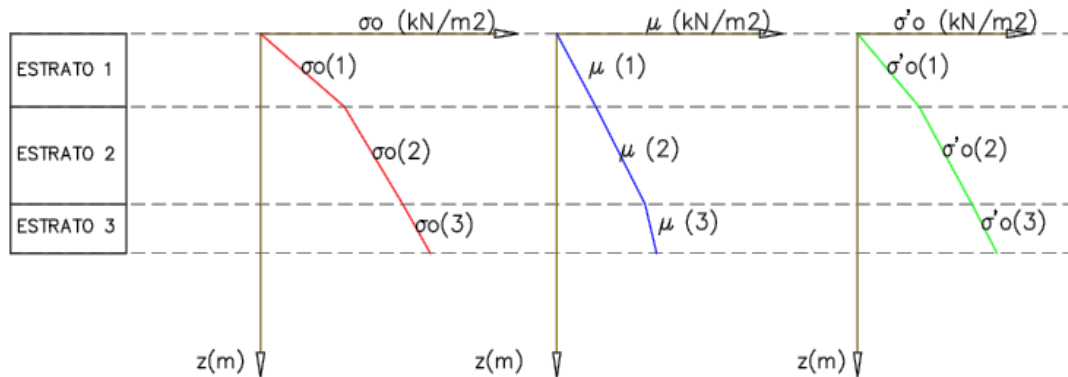


Figura 4-11. Distribución de esfuerzos σ_o , u y σ'_o .

4.2.2.2 Distribución de presiones de la sobrecarga

La distribución de esfuerzos debido a la carga del dique se calcula como se indica en la Figura 2-4 y la ecuación 2.1.

La ecuación 2.1 representa la distribución de presión de la mitad del dique en un punto dado, y debido a que los diques construidos tienen diferentes taludes, entonces, la presión total es la suma de las dos mitades del dique, como se indica en la Figura 4-12.

De igual forma, la distribución de esfuerzos debido a la sobre carga ejercida por los diques se calcula en la parte superior, centro e inferior de cada estrato.

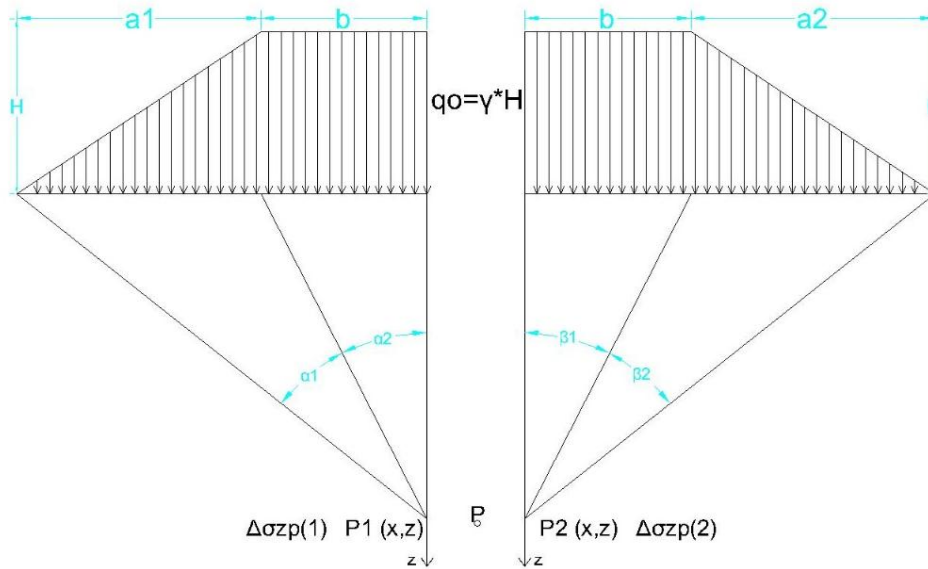


Figura 4-12. Distribución total en el punto P.

Para calcular el asentamiento se necesita la distribución de esfuerzos promedio en cada estrato, para ello se utiliza la ecuación establecida por Simpson.

$$\Delta\sigma_{zp_{prom}} = \frac{\Delta\sigma_{zp_{inf}} + 4 * \Delta\sigma_{zp_{med}} + \Delta\sigma_{zp_{sup}}}{6}$$

Donde:

$\Delta\sigma_{zp_{prom}}$ = esfuerzo vertical promedio en el estrato considerado

$\Delta\sigma_{zp_{inf}}$ = esfuerzo vertical en la parte superior del estrato considerado

$\Delta\sigma_{zp_{med}}$ = esfuerzo vertical en el centro del estrato considerado

$\Delta\sigma_{zp_{sup}}$ = esfuerzo vertical en la parte superior del estrato considerado.

Con los esfuerzos obtenidos para cada estrato, con la ecuación 2.13 se calcula los respectivos asentamientos, luego se suma obteniendo así el asentamiento total en cada suelo de estudio considerado.

A continuación se detallan los resultados de los asentamientos obtenidos por consolidación primaria.

Zona 1

La información se obtiene del subcapítulo de la estratigrafía, los datos se resumen en la Tabla 4-12, así mismo la sobre carga ejercida por el dique se obtiene de acuerdo a la Zona de estudio, de la Tabla 4-2.

Estrato	Espesor	Profundidad	γ	LL	w	G_s	γ_d	e_0	γ_{sat}	Cc
Nro	[m]	[m]	[kN/m ³]	(%)	(%)		[kN/m ³]		[kN/m ³]	
1	2.00	2.00	19.05	40	30	2.76	14.65	0.85	19.15	0.27
2	2.00	4.00	19.42	75	20	2.76	16.18	0.67	20.13	0.59
3	0.50	4.50	17.56	41	40	2.74	12.54	1.14	17.78	0.28
4	0.50	5.00	-	NP	9	-	-	-	-	-

Tabla 4-12. Datos de la Zona 1.

En la Tabla 4-13 y en la Figura 4-13 se muestra la distribución de esfuerzos totales, presión de poros, esfuerzos efectivos, la distribución de esfuerzo debido a la sobre carga.

El asentamiento total producido en el estrato de la Zona 1 es de 65.41 centímetros.

Estrato	Espesor	Prof.	Posición del esfuerzo	Esfuerzos totales	Presión de poros	Esfuerzos efectivos	Esfuerzo de sobrecarga, $\Delta\sigma_{zp}$	Sc	
Nro	[m]	[m]		σ_o [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ'_o [kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[mm]
1	2.00	0.00	superior	0.00	0.00	0	70.42	69.39	270.52
		1.00	centro	19.15	9.81	9.34	69.52		
		2.00	inferior	38.31	19.62	18.69	67.85		
2	2.00	2.00	superior	38.31	19.62	18.69	67.85	65.21	357.79
		3.00	centro	58.44	29.43	29.01	65.31		
		4.00	inferior	78.57	39.24	39.33	62.20		
3	0.50	4.00	superior	78.57	39.24	39.33	62.20	61.37	25.76
		4.25	centro	83.01	41.69	41.32	61.37		
		4.50	inferior	87.46	44.15	43.31	60.54		
4	0.50	4.50	superior	-	-	-	-	-	-
		4.75	centro	-	-	-	-		
		5.00	inferior	-	-	-	-		
Sc total								654.07	

Tabla 4-13. Distribución de presiones y asentamiento total primario, Zona 1.

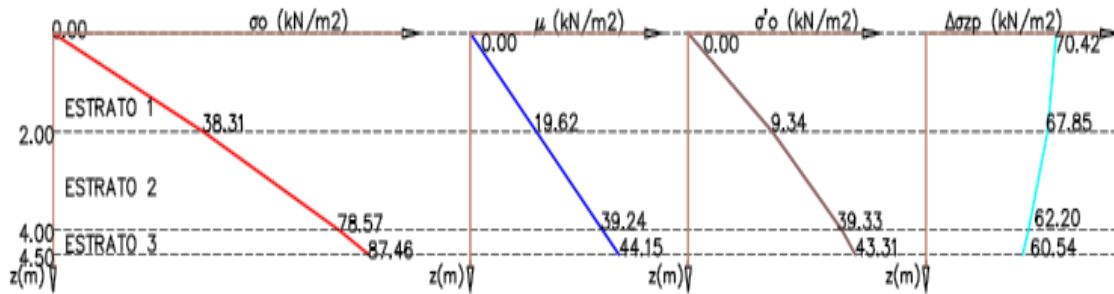


Figura 4-13. Distribución de presiones, Zona 1.

Zona 2

En la Tabla 4.14 se indica la información necesaria para el cálculo del asentamiento en esta zona.

Estrato	Espesor	Profundidad	γ	LL	w	G_s	γ_d	e_0	γ_{sat}	Cc
Nro	[m]	[m]	[kN/m ³]	[%]	[%]		[kN/m ³]		[kN/m ³]	
1	2.50	2.50	19.13	53	29	2.76	14.83	0.83	19.27	0.39
2	1.50	4.00	18.93	70	30	2.74	14.56	0.85	19.06	0.54
3	0.50	4.50	-	NP	8.7	-	-	-	-	-
4	0.50	5.00	-	NP	7.1	-	-	-	-	-

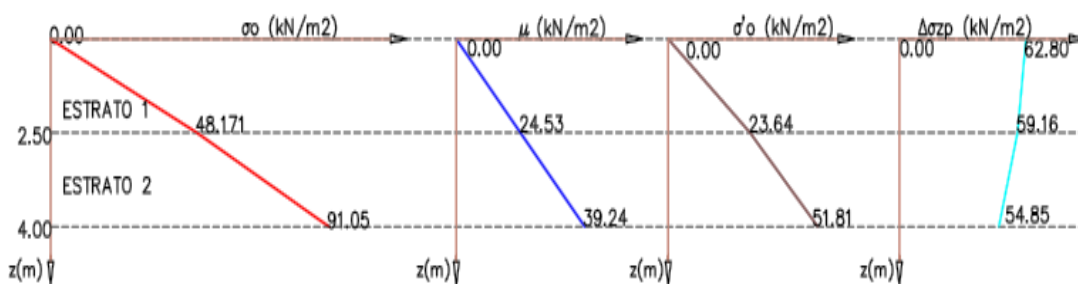
Tabla 4-14. Datos de la Zona 2.

En la Tabla 4.15 y en la Figura 4.14 se muestra la distribución de esfuerzos totales, presión de poros, esfuerzos efectivos, la distribución de esfuerzo debido a la sobre carga y el asentamiento total producido en el estrato.

Estrato	Espesor	Prof.	Posición del esfuerzo	Esfuerzos totales	Presión de poros	Esfuerzos efectivos	Esfuerzo de sobrecarga, $\Delta\sigma_{zp}$		Sc
Nro	(m)	[m]		σ_o [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ'_o [kN/m ²]	σ_o [kN/m ²]	σ_o [kN/m ²]	[Ctrl] +
1	2.50	0.00	superior	0.00	0.00	0	62.80	61.40	419.69
		1.25	centro	24.08	12.26	11.82	61.62		
		2.50	inferior	48.17	24.53	23.64	59.16		
2	1.50	2.50	superior	48.17	24.53	23.64	59.16	57.09	200.757647
		3.25	centro	62.46	31.88	30.58	57.13		
		4.00	inferior	91.05	39.24	51.81	54.85		
3	0.50	4.00	superior	-	-	-	-	-	-
		4.25	centro	-	-	-	-		
		4.50	inferior	-	-	-	-		
4	0.50	4.50	superior	-	-	-	-	-	-
		4.75	centro	-	-	-	-		
		5.00	inferior	-	-	-	-		
Sc total								620.45	

Tabla 4-15. Distribución de presiones y asentamiento total primario, Zona 2.

Por lo que el asentamiento por consolidación en la Zona 2 es de 62.05 centímetros.


Figura 4-14. Distribución de presiones, Zona 2.

Zona 3

En la Tabla 4.16 se indica la información necesaria para el cálculo del asentamiento en esta zona.

Estrato	Espesor	Profundidad	Y	LL	w	G _s	Y _d	e ₀	Y _{sat}	C _c
Nro	[m]	[m]	[kN/m ³]	[%]	[%]		[kN/m ³]		[kN/m ³]	
1	2.50	2.50	19.23	66	27	2.76	15.14	0.79	19.46	0.50
2	1.00	3.50	-	NP	7.2	-	-	-	-	-

Tabla 4-16. Propiedades de los estratos de la Zona 3.

En la Tabla 4.17 y en la Figura 4.15 se muestra la distribución de esfuerzos totales, presión de poros, esfuerzos efectivos, la distribución de esfuerzo debido a la sobrecarga y el asentamiento total producido en el estrato.

Estrato	Espesor	Prof.	Posición del esfuerzo	Esfuerzos totales	Presión de poros	Esfuerzos efectivos	Esfuerzo de sobrecarga, $\Delta\sigma_{zp}$	Sc	
Nro	(m)	[m]		σ_o [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ'_o [kN/m ²]	σ_o [kN/m ²]	σ_o [kN/m ²]	
1	2.50	0.00	superior	0.00	0.00	0	85.64	84.14	635.20
		1.25	centro	24.33	12.26	12.07	84.36		
		2.50	inferior	48.66	24.53	24.14	81.74		
2	1.00	2.50	superior	-	-	-	-	-	-
		3.00	centro	-	-	-	-		
		3.50	inferior	-	-	-	-		
Sc total								635.20	

Tabla 4-17. Distribución de presiones y asentamiento total primario, Zona 3.

Por lo que el asentamiento por consolidación en la Zona 3 es de 63.52 centímetros.

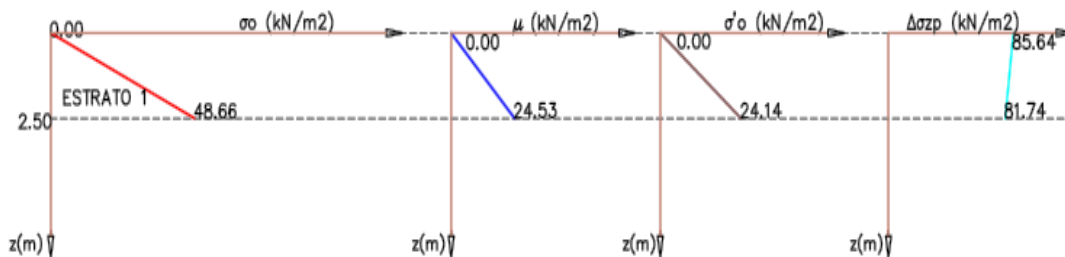


Figura 4-15. Distribución de presiones, Zona 3.

Zona 4

En la Tabla 4.18 se indica la información necesaria para el cálculo del asentamiento en esta zona.

Estrato	Espesor	Profundidad	γ	LL	w	G_s	γ_d	e_0	γ_{sat}	Cc
Nro	[m]	[m]	[kN/m ³]	[%]	[%]		[kN/m ³]		[kN/m ³]	
1	3.00	3.00	20.31	57	21	2.76	16.78	0.61	20.51	0.42
2	1.00	4.00	19.72	42	28	2.76	15.40	0.76	19.63	0.29
3	1.00	5.00	20.11	60	19	2.76	16.90	0.60	20.59	0.45

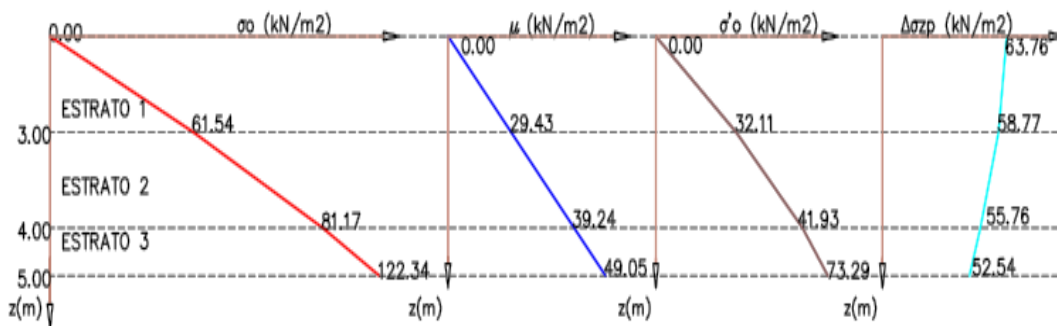
Tabla 4-18. Propiedades de los estratos de la Zona 4.

En la Tabla 4.19 y en la Figura 4.16 se muestra la distribución de esfuerzos totales, presión de poros, esfuerzos efectivos, la distribución de esfuerzo debido a la sobre carga y el asentamiento total producido en el estrato.

Estrato	Espesor	Prof.	Posición del esfuerzo	Esfuerzos totales	Presión de poros	Esfuerzos efectivos	Esfuerzo de sobrecarga, $\Delta\sigma_{zp}$	Sc	
Nro	(m)	[m]		σ_o [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ'_o [kN/m ²]	σ_o [kN/m ²]	σ_o [kN/m ²] [mm]	
1	3.00	0.00	superior	0.00	0.00	0.00	63.76	61.88	539.71
		1.50	centro	30.77	14.72	16.05	62.18		
		3.00	inferior	61.54	29.43	32.11	58.77		
2	1.00	3.00	superior	61.54	29.43	32.11	58.77	57.30	66.56
		3.50	centro	71.35	34.34	37.02	57.31		
		4.00	inferior	81.17	39.24	41.93	55.76		
3	1.00	4.00	superior	81.17	39.24	41.93	55.76	54.16	80.84
		4.50	centro	101.76	44.15	57.61	54.16		
		5.00	inferior	122.34	49.05	73.29	52.54		
Sc total								687.11	

Tabla 4-19. Distribución de presiones y asentamiento total primario, Zona 4.

Por lo que el asentamiento por consolidación en la Zona 4 es de 68.71 centímetros.


Figura 4-16. Distribución de presiones, Zona 4.

4.2.3 Asentamientos por consolidación Secundaria

La consolidación secundaria, como se mencionó en el marco teórico, puede ser muy importante en unos estudios y despreciable en otros. En el proyecto en estudio, es de interés principal el análisis de asientos inmediatos y asentamientos por

consolidación primaria, debido a que estos ocurren en tiempos cortos después de la construcción comparada con la consolidación secundaria, y estos tiempos cortos permitirán tomar medidas correctoras en el proceso de mantenimiento de los diques.

La tasa de compresión secundaria respecto a la primaria para un espesor dado del estrato de suelo es dependiente de la razón del incremento de esfuerzo ($\Delta\sigma'$) respecto al esfuerzo efectivo inicial (σ'_0). Para tasas pequeñas $\frac{\Delta\sigma'}{\sigma'_0}$ la tasa de compresión secundaria respecto a la primaria es mayor (Braja, 2001). En los análisis realizado para la consolidación primaria, en las gráficas de la distribución de presiones, se puede observar que los valores de $\Delta\sigma'$ por lo general son mayores a (σ'_0) por lo que se va a obtener tasas altas para $\frac{\Delta\sigma'}{\sigma'_0}$, por lo tanto se tendrán tasas bajas de compresión secundaria respecto a la primaria, es decir los asentamientos por consolidación secundaria serán bajos, razón por la cual no analizaremos estos asentamientos en nuestro estudio.

Además, la zona de estudio está compuesto por estratos arcillosos gravosos, razón por la cual también no se considera el asentamiento por consolidación secundaria, ya que esta tiene fuerza en estratos limosos y turbas.

4.2.4 Análisis de subsidencia

Los requerimientos constructivos para el dique establecen que este se lo debe realizar de acuerdo a las propiedades del material con el que se rellene el dique, es decir producir una compactación en campo de acuerdo a las estudiadas en laboratorio. De igual manera trabajar con la humedad en campo lo más cercana a la humedad óptima obtenida en laboratorio. Esto evita que se produzcan asentamientos en el cuerpo del dique, por lo que no se analizará la subsidencia en nuestro estudio.

4.2.5 Asentamientos Totales

En la Tabla 4.20 se presenta el asentamiento total que se produce en los estratos que soportan a los diques construidos.

El asentamiento total es la suma del asentamiento inmediato o elástico más el asentamiento por consolidación primaria, presentado en la Tabla 4.20.

Zona	Abscisas	Asentamiento Inmediato	Asentamiento por consolidación primaria	Asentamiento total	
		[mm]	[mm]	[mm]	[cm]
1	30+760 - 32+700	2.49	654.07	656.56	65.66
2	32+700 - 34+200	1.54	620.45	621.99	62.20
3	34+200 - 35+240	1.57	635.20	636.77	63.68
4	35+240 - 37+260	1.39	687.11	688.50	68.85

Tabla 4-20. Asentamientos totales en cada zona de estudio.

4.3 Análisis de asentamientos medidos

El proceso de medición realizado sobre los diques en el tramo de estudio, las fechas en que se realizaron cada una de estas mediciones y los resultados obtenidos en las mismas, se detallan a continuación.

En primer lugar, como se explicó brevemente en la metodología, se seleccionó puntos sobre los cuales se realizaron las mediciones, para lo cual se colocó estacas de madera (testigos) a nivel de la corona del dique. Debido a que por la corona existe circulación vehicular, no fue posible colocar estas estacas en el centro de la corona ya que cualquier movimiento podría afectar los resultados. Los testigos se colocaron entonces en los bordes de la corona para después promediar y obtener un valor de asentamiento en el centro, y longitudinalmente se colocaron a distancias aproximadas de 100 metros y donde existen cambios de geometría (alineamiento) en

el dique. En la Fotografía 5 del anexo 2 se puede apreciar la colocación de las estacas sobre la corona del dique.

Para ubicar topográficamente los puntos, el primer levantamiento se realizó con GPS diferencial de tal manera que se pueda obtener tanto coordenadas como abscisas con precisión. También se ubicó puntos de control fuera del dique con el fin de que cuando se realice levantamientos con nivel topográfico se los realice con mayor precisión, estos puntos se los ubicó aproximadamente cada 1 km de distancia. La ubicación de estos puntos de control se los puede apreciar en la Figura 4.17.

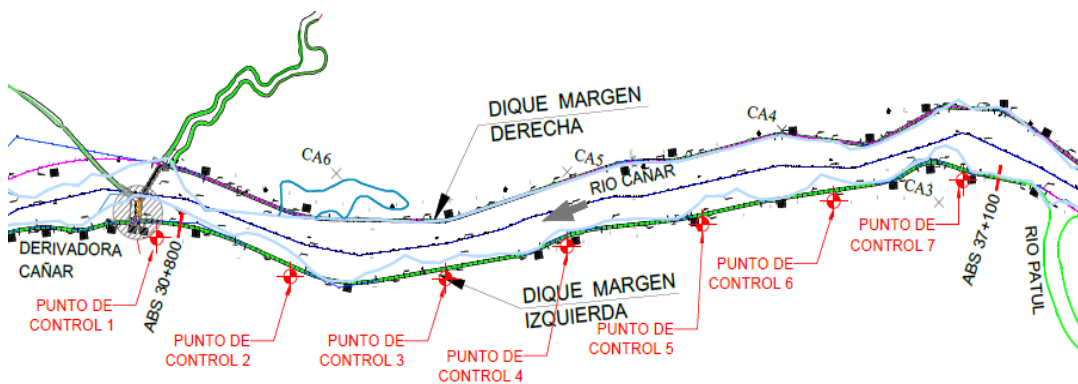


Figura 4-17. Área de estudio.

Como se mencionó anteriormente la primera medición se la realizó con GPS diferencial (ver Fotografía 6), de igual manera se realizó la cuarta y octava medición mientras que el resto de mediciones se las realizó con nivel topográfico. Los resultados tabulados de las distintas mediciones realizadas se muestran en el cuadro del anexo 3.1 en los cuales se presentan las coordenadas, abscisas y cotas de los puntos levantados.

En la Figura 4.18 se presenta un cronograma de acuerdo a las fechas en que se realizó las diferentes mediciones. La fecha de culminación de la construcción del dique se obtuvo de datos facilitados por parte del consorcio encargado de la fiscalización del proyecto. Las mediciones se las realizó al final de cada periodo mostrado con una barra en la Figura. El espaciamiento de tiempo entre las mediciones se estableció de acuerdo a los resultados que se fueron obteniendo.

MES	DICIEMBRE 2013				ENERO 2014					FEBRERO 2014				MARZO 2014				ABRIL 2014					MAYO 2014					
SEMANA	1	2	3	4	1	2	3	4	5	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	5	1	2	3	4		
Culminación de la construcción.	[Gantt chart showing construction completion starting Dec 1 and ending Dec 4]																											
(Días transcurridos)	49																											
Primer levantamiento	[Gantt chart showing 1st survey from Dec 3 to Dec 10]																											
(Días transcurridos)	7																											
Segundo levantamiento	[Gantt chart showing 2nd survey from Dec 10 to Dec 17]																											
(Días transcurridos)	7																											
Tercer levantamiento	[Gantt chart showing 3rd survey from Dec 17 to Dec 31]																											
(Días transcurridos)	14																											
Cuarto levantamiento	[Gantt chart showing 4th survey from Dec 31 to Feb 10]																											
(Días transcurridos)	14																											
Quinto levantamiento	[Gantt chart showing 5th survey from Feb 10 to Feb 21]																											
(Días transcurridos)	21																											
Sexto levantamiento	[Gantt chart showing 6th survey from Feb 21 to Mar 11]																											
(Días transcurridos)	21																											
Septimo levantamiento	[Gantt chart showing 7th survey from Mar 11 to Mar 31]																											
(Días transcurridos)	21																											
Octavo levantamiento	[Gantt chart showing 8th survey from Mar 31 to Apr 21]																											
(Días transcurridos)	21																											

Figura 4-18. Cronograma de registro de mediciones topográficas.

Para establecer la cantidad de asentamiento producido en el dique desde la culminación de su construcción hasta la fecha de la primera medición, es necesario conocer las cotas del dique establecidas en el diseño en las correspondientes abscisas en las cuales se realizó la medición, ya que es en este nivel al que se llega al momento de construir el dique. Estos valores se presentan en el anexo 3.2.

Debido a que los valores de diseño corresponden al eje longitudinal del dique, es decir en el centro de la corona, y las mediciones se realizaron en los bordes de la corona del dique, se obtuvo el promedio de las mediciones y así poder determinar la diferencia y calcular el asentamiento producido. Los valores promediados para el centro del dique en cada una de las mediciones se presentan en la tabla del anexo 3.3.

De los valores obtenidos en los levantamientos resumimos, en la Tabla 4.21 los asentamientos máximo, mínimo y promedio producidos en cada uno de las mediciones y el total producido hasta la fecha de la última medición.

ASENTAMIENTO	ASENTAMIENTOS (m)								
	1er LEV	2do LEV	3er LEV	4to LEV	5to LEV	6to LEV	7mo LEV	8vo LEV	TOTAL
<i>MINIMO</i>	0.090	0.038	0.022	0.030	0.010	0.010	0.002	0.002	0.258
<i>MAXIMO</i>	0.282	0.118	0.071	0.073	0.050	0.049	0.013	0.013	0.605
<i>PROMEDIO</i>	0.202	0.084	0.050	0.049	0.030	0.031	0.008	0.007	0.461

LEV=Levantamiento

Tabla 4-21. Asentamientos máximos y mínimos medidos.

Debido a que en los cálculos se dividió al tramo de estudio en cuatro zonas, calcularemos también el asentamiento mínimo, máximo, promedio y total para cada zona, y así poder comparar con los valores calculados. En la Figura 4.19 se muestra como está dividida la zona de estudio.

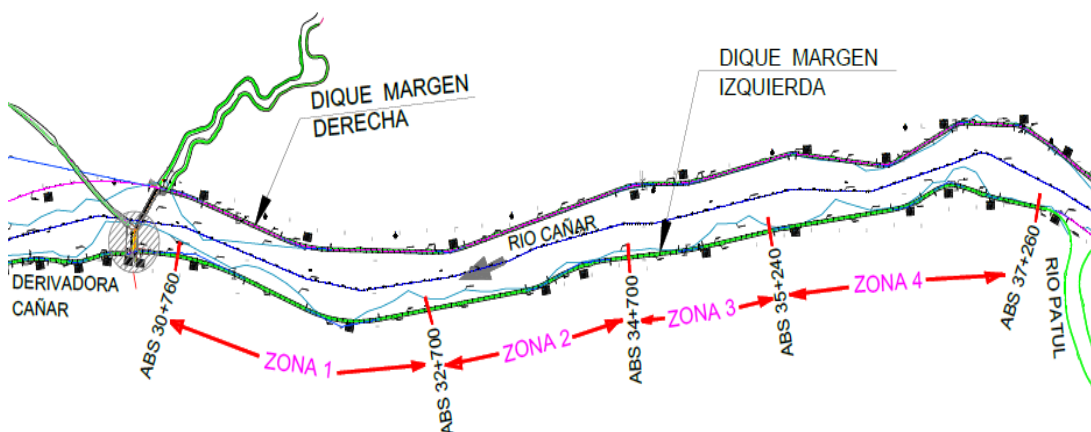


Figura 4-19. Área de estudio zonificada.

En la Tabla 4.22 se presenta los valores de los asentamientos para cada una de las mediciones y los valores totales de asentamientos producidos en cada zona.

ASENTAMIENTO		ASENTAMIENTOS (m)								TOTAL
		1er LEV	2do LEV	3er LEV	4to LEV	5to LEV	6to LEV	7mo LEV	8vo LEV	
ZONA 1	MINIMO	0.114	0.047	0.028	0.031	0.014	0.011	0.002	0.002	0.320
	MAXIMO	0.276	0.115	0.069	0.072	0.050	0.047	0.013	0.012	0.602
	PROMEDIO	0.202	0.084	0.050	0.048	0.030	0.031	0.008	0.007	0.460
ZONA 2	MINIMO	0.144	0.060	0.036	0.030	0.014	0.010	0.004	0.002	0.370
	MAXIMO	0.246	0.103	0.062	0.073	0.050	0.049	0.011	0.013	0.557
	PROMEDIO	0.208	0.087	0.052	0.048	0.031	0.032	0.008	0.007	0.473
ZONA 3	MINIMO	0.096	0.040	0.024	0.034	0.010	0.012	0.002	0.002	0.263
	MAXIMO	0.264	0.110	0.066	0.071	0.050	0.045	0.013	0.008	0.594
	PROMEDIO	0.206	0.086	0.052	0.055	0.023	0.030	0.008	0.005	0.465
ZONA 4	MINIMO	0.090	0.038	0.022	0.031	0.011	0.010	0.002	0.002	0.258
	MAXIMO	0.282	0.118	0.071	0.072	0.050	0.048	0.012	0.013	0.605
	PROMEDIO	0.195	0.081	0.049	0.049	0.034	0.030	0.007	0.007	0.453

LEV = Levantamiento

Tabla 4-22. Asentamientos medidos por zonas.

4.4 Comparación entre los asentamientos calculados versus los asentamientos medidos

En la Tabla 4.23 se resume los resultados de los asentamientos totales calculados y los promedios de los asentamientos medidos en campo.

Zona	Abscisa	Asentamiento total calculado [cm]	Asentamiento Promedio medido [cm]	% de asentamiento producido
1	30+760 - 32+700	65.66	45.98	70.0
2	32+700 - 34+200	62.20	47.28	76.0
3	34+200 - 35+240	63.68	46.50	73.0
4	35+240 - 37+260	68.85	45.27	65.7

Tabla 4-23. Tabla comparativa entre los asentamientos totales calculados y el asentamiento promedio medido.

De acuerdo a la Tabla 4.23 se observa que en los 5 meses de construcción de los diques, desde la segunda semana de Diciembre de 2013 que se culminó su construcción, hasta la segunda semana de mayo de 2014 que se realizó la última medición en campo (Figura 4-18), se han realizado los siguientes asentamientos:

Zona 1

En el transcurso de este periodo los diques se han asentado en promedio 45.98 centímetros, que representa que se ha alcanzado un 70 % del asentamiento total calculado.

Zona 2

En esta zona, los diques se han asentado un promedio de 47.28 centímetros, que representa el 76 % del asentamiento total calculado.

Zona 3

En esta Zona el asentamiento promedio medido es de 46.50 centímetros, que representa el 73 % del asentamiento total calculado.

Zona 4

En tanto que para esta zona, el asentamiento promedio medido es de 45.27 centímetros, que representa el 65.7 % del asentamiento total calculado.

A continuación se presenta un pronóstico del tiempo en el cual los diques alcanzarán el 100% del asentamiento total calculado.

Zona 1

Como se observa en la Figura 4-20, de acuerdo a los tres últimos levantamientos, que tienen el mismo intervalo de tiempo (Figura 4.18), se proyecta una recta con pendiente promedio, dando como resultado el tiempo en el que los diques alcanzarán el 100% del asentamiento total calculado.

Por lo que se pronostica que el asentamiento total se alcanzará a los 760 días (25 meses), aproximadamente.

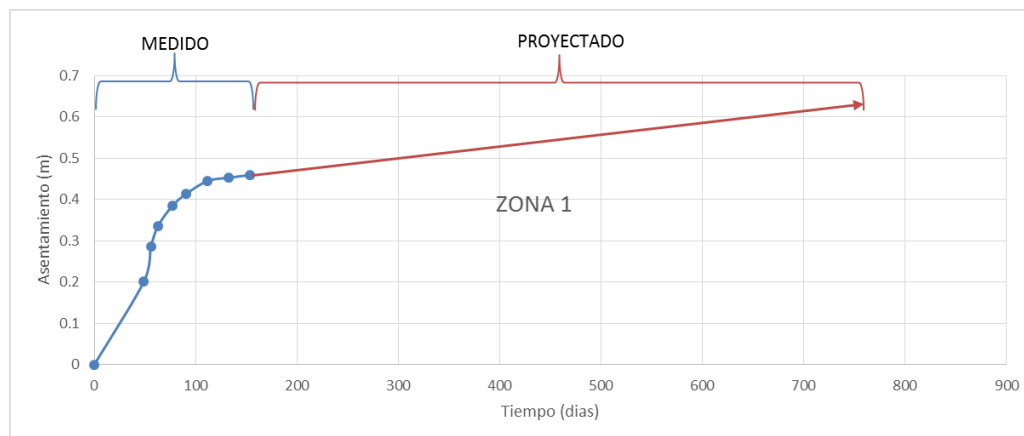


Figura 4-20. Pronostico del tiempo para los asentamientos, Zona 1.

Zona 2

De igual manera en esta zona los diques se pronostican que alcancen el asentamiento total calculado en 580 días (19 meses), como se observa en la Figura 4-21.

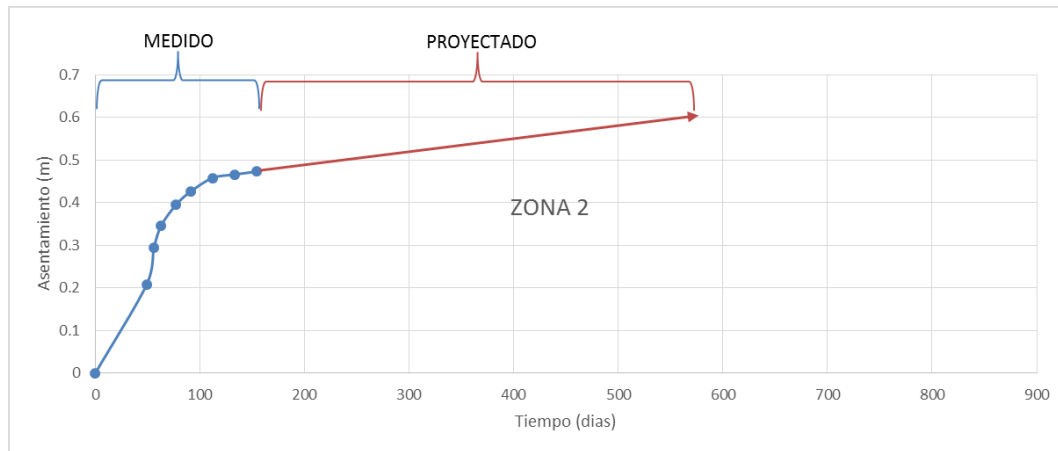


Figura 4-21. Pronostico del tiempo para los asentamientos, Zona 2.

Zona 3

Mientras que en esta zona se estima que el asentamiento total calculado se alcanzará, aproximadamente, en un tiempo de 920 días (30 meses), como se observa en la Figura 4-22.

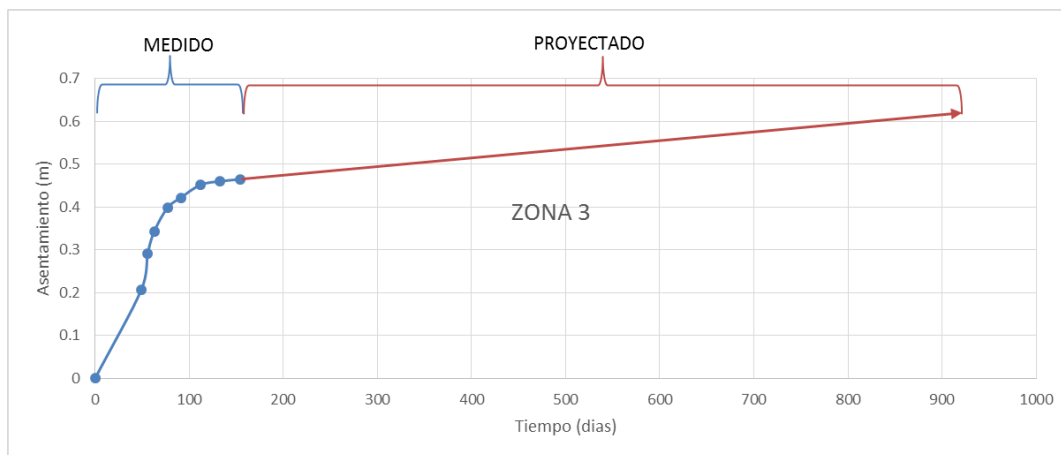


Figura 4-22. Pronostico del tiempo para los asentamientos, Zona 3.

Zona 4

Finalmente, en esta zona el pronóstico del asentamiento total calculado se alcanzará, aproximadamente, en 800 días (26 meses), como se observa en la Figura 4-23.

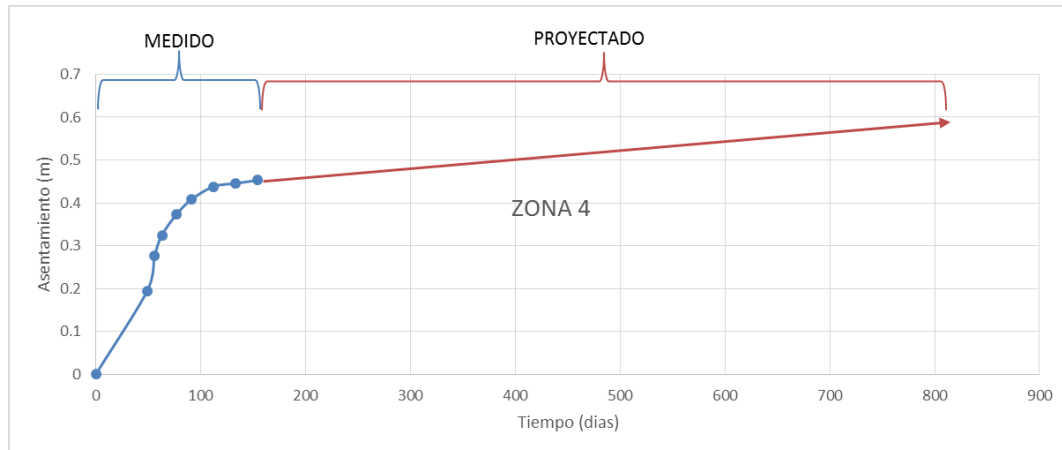


Figura 4-23. Pronóstico del tiempo para los asentamientos, Zona 4.

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

- Los asentamientos inmediatos, como se observan en la Tabla 4-20, son muy pequeños en comparación con los asentamientos por consolidación primaria.
- Como se observa en la Tabla 4-22, para todas las zonas de estudio, en general, a medida que aumenta el tiempo los asentamientos van disminuyendo.
- Los asentamientos totales que tendrán los diques son (Tabla 4-23):
En la zona 1 se tendrá un asentamiento total de 65.66 centímetros, mientras que para la zona 2 será de 62.20 centímetros, en tanto que para la zona 3 será de 63.68 centímetros y por último se tiene que asentamiento total de la zona 4 será de 68.85 centímetros.
- La subsidencia o asentamiento del cuerpo de los diques es despreciable, debido a que éstos están contruidos bajos criterios técnicos rigurosos de control de compactación, como son; el rango de humedades y grado de compactación. Además, los diques no estarán expuestos a sobrecargas excesivas, ya que funcionarán solamente como vías de acceso para su mantenimiento.
- Los asentamientos promedios medidos a través del control topográfico, que se observan en la Tabla 4-23, indican que estos están por debajo del límite de asentamientos establecidos en el proyecto, que son de 70 centímetros, por lo que no es necesario recrecer la corona de los diques contruidos.
- En la Tabla 4-23 se observa, que a los 5 meses de haberse construido culminado la construcción de los diques, ya se ha alcanzado entre un 65 % y 76 % del asentamiento total calculado. Los pronósticos muestran que los

asentamientos totales calculados se alcancen entre 19 y 30 meses de haberse construido los diques, como muestran las Figuras 4-21 a 4-24.

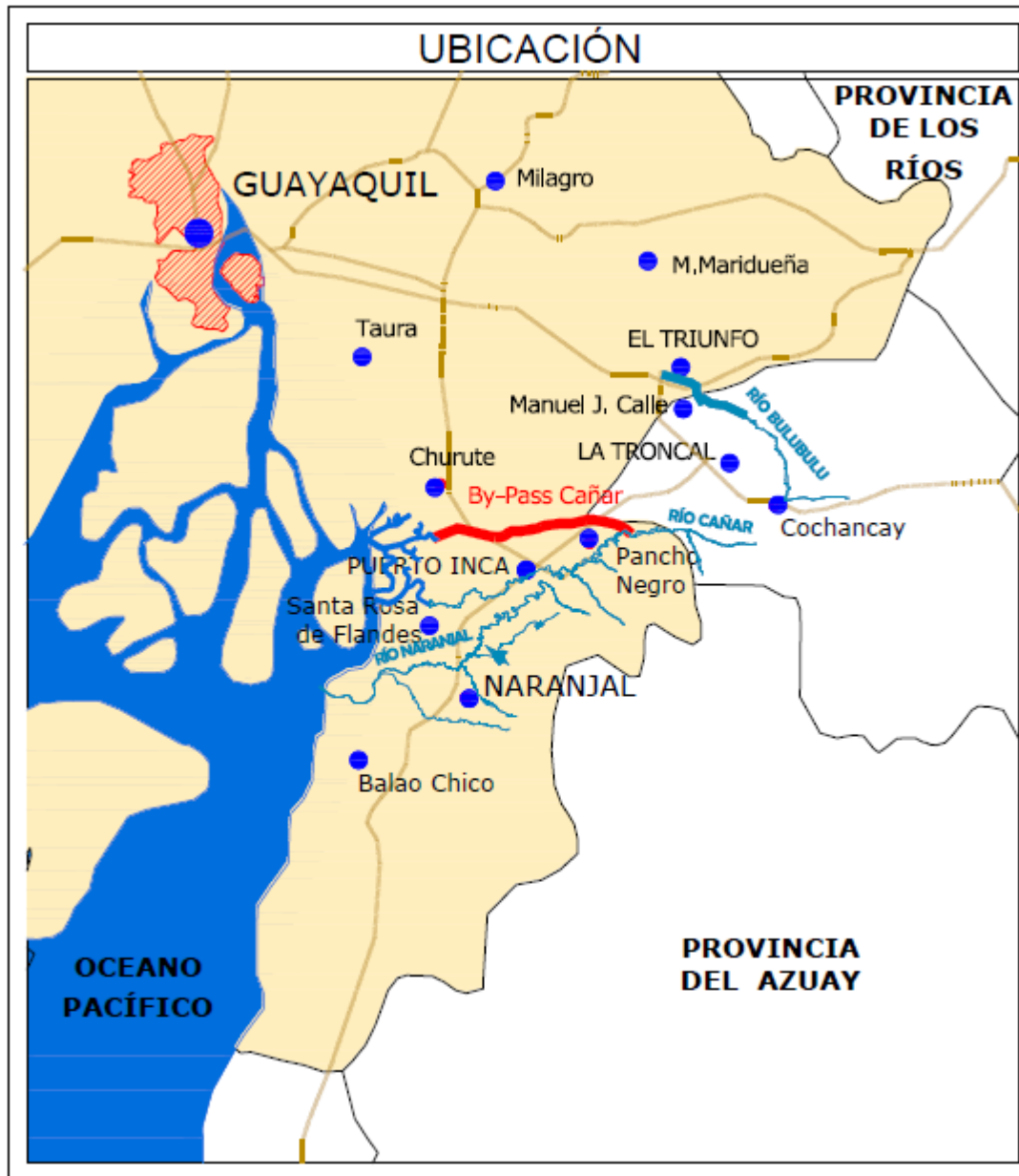
5.2 Recomendaciones

- Es muy importante, en cualquier obra, tener un control de los asentamientos que se producen en suelos de cimentación, ya que si esto no se lleva a cabo, al paso del tiempo las estructuras pueden deteriorarse o incluso fracasar en el objetivo para el cual fueron realizadas.
- La toma de muestras de suelo para realizar los diferentes ensayos de laboratorio se las debe realizar con el mayor cuidado posible, ya que en base a éstas se obtendrán las propiedades del suelo con el que se diseña
- En el estudio para el cálculo de los asentamientos, las propiedades geotécnicas del suelo son parámetros que únicamente nos ayudan a estimar los asentamientos que se producirán. Debido a que los suelos no son homogéneos, no es recomendable confiar totalmente en los valores de asentamientos calculados, y se recomienda hacer mediciones en campo.
- El control de asentamientos mediante mediciones a lo largo del tiempo, puede ayudarnos a realizar las correcciones necesarias en el caso de que la estructura sobrepase los valores estimados de asentamiento y empiece a sufrir deterioro, por lo que estas mediciones deber, realizarse con precisión y cuidado.

**BIBLIOGRAFIA**

- [1] BUREAU OF RECLAMATION, "Diseño de pequeñas presas", 2007, Editorial Bellisco, España.
- [2] DEPARTAMENTO DE HIDRAULICA DE LA UNIVERSIDAD DEL CAUCA, Presas de Materiales Suelos, [en línea], Disponible en web: <http://artemisa.unicauca.edu.co/~hdulica/presas_flexibles.pdf> [24 de Febrero del 2014]
- [3] SANDOVAL E. Presa de tierra y enrocamiento, 2012. [en línea] Disponible en web: <<http://noticias.espe.edu.ec/wsandoval/files/2012/06/PRESAS-DE-TIERRA-Y-ENROCAMIENTO1.pdf>> [24 de Febrero del 2014]
- [4] VALLARINO, E. (1998) Tratado Básico de Presas. (4ª. ed.). ESPAÑA. Coopegraf/Visagraf. S. L.
- [5] Juárez Badillo, E. y A. Rico Rodríguez. (2012). Mecánica de Suelos I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos. (3a. ed.). México. Limusa.
- [6] Das, Braja M. (2001). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. México. Thomson and Learning.
- [7] Das, Braja M. (1997). Advanced Soil Mechanics. Taylor & Francis. USA.
- [8] LARSON, R. EVER BENGTTSSON, P. ERICKSSON, L. (1997). LINKÖPING. Prediction of settlements of embankments on soft, fine-grained soils. LINKÖPING. Disponible en web: <<http://www.swedgeo.se/upload/publikationer/Info/pdf/SGL-113E.pdf>> [6 de Marzo del 2014].
- [9] Dujisín & Rutllant. (1974). Libro de Mecánica de Suelos en la Ingeniería Vial. Capítulo 5. Disponible en la web: <http://web.usach.cl/doocc/ms2/Cap3-2.doc> [15 de marzo de 2014]

- [10] Das, Braja M. (2007). Principles of geotechnical Engineering. USA. CENGAGE Learning.
- [11] Maynar, M.M. Revista de obras Públicas. (2006). Terraplenes y balasto en Alta Velocidad Ferroviaria. España.
- [12] Riveros, A. & Rodríguez, M. & Torres, F.(2010). Terraplenes. Mérida, España. Universidad de los Andes. Disponible en web: <<http://es.scribd.com/doc/55419909/Terraplenes>> [11 de Marzo del 2014]
- [13] Juárez Badillo, E. y A. Rico Rodríguez. (2012). Mecánica de Suelos II: Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. (2a. ed.). México. Limusa.
- [14] Vasquez, Narciso.(2001). Tesis Doctoral. CÁLCULO DE LA SUBSIDENCIA UNIDIMENSIONAL DEBIDA A LOS DESCENSOS DEL NIVEL PIEZOMÉTRICO. APLICACIÓN AL CASCO URBANO DE MURCIA Y A LOS EFECTOS SOBRE SUS EDIFICIOS. Sevilla.
- [15] CONSULTORÍA TÉCNICA CÍA. LTDA.- ACSAM CÍA. LTDA. (2012). Estudio para el control de inundaciones para los ríos Bulubulu, Cañar y Naranjal, Informe técnico.
- [16] “El muestreo y la conservación de las muestras”. Disponible en web: <http://www.juntadeandalucia.es/medioambiente/web/Bloques_Tematicos/Estado_Y_Calidad_De_Los_Recursos_Naturales/Suelo/Criterios_pdf/Muestreo.pdf> [27 de febrero del 2014].

ANEXOS**ANEXO 1. Ubicación del proyecto.**

ANEXO 2. FOTOGRAFIAS.



Fotografía 1. Desbroce, desbosque y limpieza en dique.



Fotografía 2. Relleno y compactación con material arcilloso en dique.



Fotografía 3. Terminado el relleno con arcilla en dique.



Fotografía 4. Protección con material de mejoramiento sobre corona del dique.



Fotografía 5. Colocación de estacas para medición de asentamientos.



Fotografía 6. Medición de asentamiento con GPS diferencial.

ANEXO 3. Resultados de las mediciones en campo.
Anexo 3.1. Mediciones en bordes de la corona del dique. (1/4)

ABSCISAS	LADO	punto	COORDENADAS		COTAS DE LEVANTAMIENTOS.											
			NORTE	ESTE	PRIMER	SEGUNDO	TERCERO	CUARTO	QUINTO	SEXTO	SEPTIMO	OCTAVO				
					31/01/2014	07/02/2014	14/02/2014	28/02/2014	14/03/2014	04/04/2014	25/04/2014	16/05/2014				
30+800.00	D	1	9723428.304	672385.377	43.01715	42.967	42.937	42.886	42.846	42.832	42.825	42.817				
	I	2	9723433.439	672386.404	42.943	42.893	42.863	42.812	42.772	42.758	42.751	42.743				
30+866.89	D	3	9723416.948	672451.762	42.951	42.873	42.827	42.788	42.773	42.741	42.736	42.731				
	I	4	9723422.379	672451.934	42.877	42.800	42.753	42.714	42.699	42.667	42.662	42.657				
30+962.37	D	5	9723397.252	672544.104	43.010	42.947	42.910	42.838	42.807	42.783	42.778	42.774				
	I	6	9723402.322	672546.372	42.890	42.828	42.790	42.718	42.687	42.663	42.658	42.654				
31+071.97	D	7	9723368.626	672650.153	43.177	43.062	42.993	42.948	42.915	42.882	42.877	42.869				
	I	8	9723373.836	672651.956	43.104	42.989	42.920	42.875	42.842	42.809	42.804	42.796				
31+164.25	D	9	9723340.994	672737.996	43.663	43.583	43.535	43.477	43.456	43.436	43.432	43.423				
	I	10	9723346.700	672740.345	43.650	43.570	43.522	43.464	43.443	43.423	43.419	43.410				
31+299.97	D	11	9723293.889	672865.610	44.172	44.125	44.096	44.040	43.991	43.972	43.964	43.960				
	I	12	9723299.201	672867.166	44.113	44.066	44.037	43.981	43.932	43.913	43.905	43.901				
31+389.81	D	13	9723260.238	672948.541	44.309	44.211	44.153	44.089	44.063	44.041	44.032	44.020				
	I	14	9723264.713	672950.480	44.277	44.180	44.121	44.057	44.031	44.009	44.000	43.988				
31+533.35	D	15	9723205.232	673081.329	44.793	44.698	44.641	44.607	44.584	44.540	44.530	44.525				
	I	16	9723210.379	673083.145	44.668	44.573	44.516	44.482	44.459	44.415	44.405	44.400				
31+617.67	D	17	9723172.821	673158.999	45.119	45.062	45.027	44.956	44.918	44.906	44.894	44.889				
	I	18	9723178.154	673161.241	45.030	44.972	44.938	44.867	44.829	44.817	44.805	44.800				
31+747.63	D	19	9723123.334	673279.321	45.477	45.422	45.389	45.351	45.325	45.295	45.283	45.281				
	I	20	9723128.073	673281.009	45.466	45.411	45.378	45.340	45.314	45.284	45.272	45.270				
31+833.13	D	21	9723091.605	673358.500	45.647	45.567	45.519	45.474	45.460	45.420	45.407	45.402				
	I	22	9723096.319	673360.601	45.601	45.521	45.473	45.428	45.414	45.374	45.361	45.356				
31+907.91	D	23	9723068.245	673429.910	45.818	45.713	45.650	45.594	45.572	45.527	45.523	45.513				
	I	24	9723073.808	673431.544	45.608	45.503	45.440	45.384	45.362	45.317	45.313	45.303				
31+982.07	D	25	9723050.078	673501.658	45.979	45.897	45.847	45.805	45.760	45.719	45.717	45.710				
	I	26	9723056.380	673503.796	45.850	45.767	45.718	45.676	45.631	45.590	45.588	45.581				
32+132.16	D	27	9723032.987	673651.665	46.412	46.299	46.232	46.201	46.151	46.104	46.093	46.082				
	I	28	9723038.136	673651.869	46.274	46.161	46.093	46.062	46.012	45.965	45.954	45.943				

Mediciones en bordes de la corona del dique. (2/4)

ABSCISAS	LADO	punto	COORDENADAS		COTAS DE LEVANTAMIENTOS.							
			NORTE	ESTE	PRIMER 31/01/2014	SEGUNDO 07/02/2014	TERCERO 14/02/2014	CUARTO 28/02/2014	QUINTO 14/03/2014	SEXTO 04/04/2014	SEPTIMO 25/04/2014	OCTAVO 16/05/2014
32+321.77	D	29	9723033.140	673751.125	46.844	46.741	46.679	46.629	46.594	46.583	46.570	46.562
	I	30	9723038.563	673750.968	46.688	46.585	46.523	46.473	46.438	46.427	46.414	46.406
32+350.89	D	31	9723047.686	673869.780	47.189	47.082	47.017	46.985	46.969	46.931	46.929	46.926
	I	32	9723052.691	673868.826	47.085	46.978	46.913	46.881	46.865	46.827	46.825	46.822
32+462.63	D	33	9723065.592	673980.002	47.557	47.457	47.397	47.350	47.315	47.270	47.266	47.259
	I	34	9723071.433	673979.049	47.419	47.319	47.259	47.212	47.177	47.132	47.128	47.121
32+637.80	D	35	9723094.587	674152.780	48.429	48.344	48.293	48.255	48.239	48.200	48.188	48.176
	I	36	9723099.501	674151.937	48.259	48.174	48.123	48.085	48.069	48.030	48.018	48.006
32+768.66	D	37	9723114.361	674282.185	49.226	49.136	49.082	49.020	48.987	48.953	48.945	48.941
	I	38	9723120.851	674280.999	49.167	49.077	49.023	48.961	48.928	48.894	48.886	48.882
32+901.42	D	39	9723136.400	674413.167	49.749	49.646	49.585	49.538	49.501	49.485	49.481	49.481
	I	40	9723142.225	674411.972	49.643	49.541	49.479	49.432	49.395	49.385	49.379	49.375
33+060.04	D	41	9723161.902	674569.527	50.413	50.323	50.269	50.239	50.189	50.178	50.169	50.164
	I	42	9723168.221	674568.632	50.312	50.222	50.168	50.138	50.088	50.077	50.068	50.063
33+199.63	D	43	9723185.036	674707.447	51.049	50.946	50.885	50.835	50.818	50.771	50.760	50.758
	I	44	9723189.937	674706.269	51.015	50.913	50.851	50.801	50.784	50.737	50.726	50.724
33+299.67	D	45	9723200.769	674806.106	51.577	51.485	51.429	51.394	51.380	51.367	51.361	51.349
	I	46	9723206.566	674805.058	51.472	51.380	51.324	51.289	51.275	51.262	51.256	51.244
33+371.48	D	47	9723212.089	674877.132	51.886	51.809	51.762	51.713	51.681	51.640	51.629	51.627
	I	48	9723218.210	674875.812	51.808	51.731	51.684	51.635	51.603	51.562	51.551	51.549
33+519.26	D	49	9723242.879	675022.281	52.473	52.395	52.349	52.308	52.287	52.238	52.234	52.227
	I	50	9723249.522	675019.622	52.400	52.322	52.276	52.235	52.214	52.165	52.161	52.154
33+659.68	D	51	9723301.573	675149.981	53.402	53.342	53.306	53.265	53.226	53.195	53.189	53.176
	I	52	9723307.120	675147.538	53.296	53.236	53.200	53.159	53.120	53.089	53.083	53.070
33+872.39	D	53	9723373.330	675349.510	54.415	54.342	54.299	54.243	54.197	54.152	54.144	54.132
	I	54	9723378.656	675347.795	54.285	54.212	54.169	54.113	54.067	54.022	54.014	54.002
34+057.62	D	55	9723406.630	675531.546	55.349	55.249	55.189	55.116	55.093	55.053	55.042	55.032
	I	56	9723411.882	675530.188	55.231	55.131	55.071	54.998	54.975	54.935	54.924	54.914
34+257.90	D	57	9723426.194	675730.421	56.684	56.594	56.540	56.472	56.443	56.401	56.399	56.397
	I	58	9723431.441	675729.616	56.609	56.519	56.465	56.397	56.368	56.326	56.324	56.322

Mediciones en bordes de la corona del dique. (3/4)

ABSCISAS	LADO	punto	COORDENADAS		COTAS DE LEVANTAMIENTOS.									
			NORTE	ESTE	PRIMER	SEGUNDO	TERCERO	CUARTO	QUINTO	SEXTO	SEPTIMO	OCTAVO		
34+401.19	D	59	9723440.091	675872.723	31/01/2014	07/02/2014	14/02/2014	28/02/2014	14/03/2014	04/04/2014	25/04/2014	16/05/2014		
	I	60	9723445.921	675872.488	57.641	57.531	57.465	57.407	57.357	57.327	57.317	57.311		
34+556.15	D	61	9723456.041	676027.026	57.531	57.421	57.355	57.297	57.247	57.217	57.207	57.201		
	I	62	9723460.638	676026.590	58.288	58.205	58.156	58.103	58.083	58.052	58.039	58.036		
34+695.27	D	63	9723474.378	676164.962	58.264	58.182	58.132	58.079	58.059	58.028	58.015	58.012		
	I	64	9723479.501	676164.387	59.337	59.297	59.273	59.230	59.193	59.181	59.172	59.170		
34+821.91	D	65	9723498.531	676289.784	59.148	59.108	59.084	59.041	59.004	58.992	58.983	58.981		
	I	66	9723503.183	676288.143	60.097	60.002	59.945	59.886	59.873	59.846	59.834	59.826		
34+939.50	D	67	9723521.865	676404.659	59.894	59.799	59.742	59.683	59.670	59.643	59.631	59.623		
	I	68	9723526.927	676403.689	60.968	60.883	60.832	60.780	60.770	60.729	60.724	60.716		
35+046.12	D	69	9723542.489	676509.282	60.858	60.773	60.722	60.670	60.660	60.619	60.614	60.606		
	I	70	9723547.892	676508.212	61.661	61.551	61.485	61.451	61.434	61.389	61.381	61.375		
35+175.50	D	71	9723567.537	676636.238	61.584	61.474	61.408	61.374	61.357	61.312	61.304	61.298		
	I	72	9723572.166	676635.271	62.631	62.556	62.511	62.440	62.429	62.417	62.409	62.406		
35+312.11	D	73	9723593.628	676770.431	62.594	62.519	62.474	62.403	62.392	62.380	62.372	62.369		
	I	74	9723598.645	676769.182	63.535	63.455	63.407	63.338	63.314	63.297	63.291	63.279		
35+439.67	D	75	9723612.543	676896.291	63.482	63.402	63.354	63.285	63.261	63.244	63.238	63.226		
	I	76	9723617.897	676895.583	64.340	64.255	64.204	64.167	64.156	64.141	64.130	64.126		
35+554.34	D	77	9723628.357	677010.067	64.265	64.180	64.129	64.092	64.081	64.066	64.055	64.051		
	I	78	9723633.087	677009.041	65.287	65.185	65.123	65.074	65.051	65.022	65.011	65.006		
35+655.27	D	79	9723642.595	677109.984	65.259	65.156	65.095	65.046	65.023	64.994	64.983	64.978		
	I	80	9723646.877	677109.032	66.179	66.092	66.039	65.967	65.918	65.890	65.883	65.870		
35+757.15	D	81	9723656.535	677211.092	66.051	65.964	65.911	65.839	65.790	65.762	65.755	65.742		
	I	82	9723661.143	677209.707	67.128	67.076	67.044	66.993	66.943	66.897	66.890	66.885		
35+948.16	D	83	9723681.389	677400.199	67.007	66.955	66.923	66.872	66.822	66.776	66.769	66.764		
	I	84	9723687.712	677399.151	68.692	68.587	68.524	68.490	68.462	68.422	68.413	68.404		
36+068.41	D	85	9723698.904	677518.966	68.634	68.529	68.466	68.432	68.404	68.364	68.355	68.346		
	I	86	9723703.657	677518.547	69.537	69.449	69.397	69.327	69.290	69.244	69.239	69.226		



Mediciones en bordes de la corona del dique. (4/4)

ABSCISAS	LADO	punto	COORDENADAS		COTAS DE LEVANTAMIENTOS.							
			NORTE	ESTE	PRIMER	SEGUNDO	TERCERO	CUARTO	QUINTO	SEXTO	SEPTIMO	OCTAVO
					31/01/2014	07/02/2014	14/02/2014	28/02/2014	14/03/2014	04/04/2014	25/04/2014	16/05/2014
36+299.28	D	87	9723750.428	677744.487	70.947	70.892	70.859	70.827	70.802	70.778	70.767	70.759
	I	88	9723755.602	677743.021	70.793	70.738	70.705	70.673	70.648	70.624	70.613	70.605
36+415.68	D	89	9723800.595	677848.860	71.680	71.590	71.536	71.488	71.468	71.431	71.421	71.412
	I	90	9723805.096	677846.781	71.587	71.497	71.443	71.395	71.375	71.338	71.328	71.319
36+563.55	D	91	9723852.919	677985.795	72.646	72.536	72.470	72.420	72.372	72.346	72.334	72.328
	I	92	9723858.270	677984.508	72.565	72.455	72.389	72.339	72.291	72.265	72.253	72.247
36+692.09	D	93	9723844.966	678111.875	73.652	73.534	73.464	73.405	73.370	73.335	73.332	73.329
	I	94	9723849.944	678113.120	73.532	73.415	73.344	73.285	73.250	73.215	73.212	73.209
36+773.78	D	95	9723821.864	678190.086	74.234	74.176	74.142	74.098	74.063	74.015	74.011	74.000
	I	96	9723826.812	678191.618	74.222	74.165	74.130	74.086	74.051	74.003	73.999	73.988
36+898.30	D	97	9723787.050	678310.140	76.408	76.330	76.284	76.235	76.193	76.183	76.181	76.177
	I	98	9723792.701	678310.865	76.316	76.239	76.192	76.143	76.101	76.091	76.089	76.085
37+056.12	D	99	9723758.649	678465.295	77.417	77.345	77.301	77.270	77.228	77.187	77.183	77.181
	I	100	9723763.322	678466.015	77.281	77.208	77.165	77.134	77.092	77.051	77.047	77.045
37+183.18	D	101	9723735.035	678590.318	78.555	78.518	78.495	78.461	78.417	78.402	78.392	78.387
	I	102	9723739.750	678590.703	78.402	78.364	78.342	78.308	78.264	78.249	78.239	78.234

**Anexo 3.2. Cotas de diseño para el centro de la corona del dique (eje).**

ABSCISAS	COORDENADAS		COTA DE DISEÑO
	norte	este	
30+800.00	9723430.872	672385.890	43.100
30+866.89	9723419.664	672451.848	43.100
30+962.37	9723399.787	672545.238	43.100
31+071.97	9723371.231	672651.054	43.416
31+164.25	9723343.847	672739.171	43.849
31+299.97	9723296.545	672866.388	44.257
31+389.81	9723262.476	672949.510	44.527
31+533.35	9723207.806	673082.237	44.959
31+617.67	9723175.488	673160.120	45.212
31+747.63	9723125.704	673280.165	45.603
31+833.13	9723093.962	673359.551	45.816
31+907.91	9723071.027	673430.727	45.965
31+982.07	9723053.229	673502.727	46.112
32+132.16	9723035.562	673651.767	46.614
32+231.77	9723035.852	673751.046	47.013
32+350.89	9723050.189	673869.303	47.395
32+462.63	9723068.513	673979.526	47.728
32+637.80	9723097.044	674152.358	48.548
32+768.66	9723117.606	674281.592	49.413
32+901.42	9723139.313	674412.570	49.942
33+060.04	9723165.062	674569.080	50.578
33+199.63	9723187.487	674706.858	51.278
33+299.67	9723203.668	674805.582	51.747
33+371.48	9723215.150	674876.472	52.033
33+519.26	9723246.201	675020.951	52.622
33+659.68	9723304.347	675148.759	53.493
33+872.39	9723375.993	675348.653	54.524
34+057.62	9723409.256	675530.867	55.530
34+257.90	9723428.818	675730.019	56.863
34+401.19	9723443.006	675872.605	57.850
34+556.15	9723458.340	676026.808	58.474
34+695.27	9723476.940	676164.674	59.339
34+821.91	9723500.857	676288.963	60.223
34+939.50	9723524.396	676404.174	61.117
35+046.12	9723545.191	676508.747	61.886
35+175.50	9723569.852	676635.755	62.793
35+312.11	9723596.137	676769.806	63.701
35+439.67	9723615.220	676895.937	64.507
35+554.34	9723630.722	677009.554	65.519
35+655.27	9723644.736	677109.508	66.325
35+757.15	9723658.839	677210.399	67.194
35+948.16	9723684.551	677399.675	68.915
36+068.41	9723701.281	677518.756	69.697
36+299.28	9723753.015	677743.754	71.002
36+415.68	9723802.846	677847.821	71.850
36+563.55	9723855.595	677985.151	72.869
36+692.09	9723847.455	678112.498	73.874
36+773.78	9723824.338	678190.852	74.366
36+898.30	9723789.876	678310.503	76.548
37+056.12	9723760.986	678465.655	77.523
37+183.18	9723737.393	678590.511	78.568



Anexo 3.3. Cotas calculadas para el centro de la corona del dique (eje).

ABSCISAS	COORDENADAS		COTAS EN EJE DE CORONA DE DIQUE							
	norte	este	1er LEV	2do LEV	3er LEV	4to LEV	5to LEV	6to LEV	7mo LEV	8vo LEV
30+800.00	9723430.872	672385.890	42.980	42.930	42.900	42.849	42.809	42.795	42.788	42.780
30+866.89	9723419.664	672451.848	42.914	42.837	42.790	42.751	42.736	42.704	42.699	42.694
30+962.37	9723399.787	672545.238	42.950	42.888	42.850	42.778	42.747	42.723	42.718	42.714
31+071.97	9723371.231	672651.054	43.140	43.025	42.956	42.911	42.878	42.845	42.840	42.832
31+164.25	9723343.847	672739.171	43.657	43.577	43.529	43.471	43.450	43.430	43.426	43.417
31+299.97	9723296.545	672866.388	44.143	44.095	44.067	44.011	43.962	43.943	43.935	43.931
31+389.81	9723262.476	672949.510	44.293	44.195	44.137	44.073	44.047	44.025	44.016	44.004
31+533.35	9723207.806	673082.237	44.731	44.636	44.579	44.545	44.522	44.478	44.468	44.463
31+617.67	9723175.488	673160.120	45.074	45.017	44.982	44.911	44.873	44.861	44.849	44.844
31+747.63	9723125.704	673280.165	45.471	45.416	45.383	45.345	45.319	45.289	45.277	45.275
31+833.13	9723093.962	673359.551	45.624	45.544	45.496	45.451	45.437	45.397	45.384	45.379
31+907.91	9723071.027	673430.727	45.713	45.608	45.545	45.489	45.467	45.422	45.418	45.408
31+982.07	9723053.229	673502.727	45.914	45.832	45.782	45.740	45.695	45.654	45.652	45.645
32+132.16	9723035.562	673651.767	46.343	46.230	46.162	46.131	46.081	46.034	46.023	46.012
32+231.77	9723035.852	673751.046	46.766	46.663	46.601	46.551	46.516	46.505	46.492	46.484
32+350.89	9723050.189	673869.303	47.137	47.030	46.965	46.933	46.917	46.879	46.877	46.874
32+462.63	9723068.513	673979.526	47.488	47.388	47.328	47.281	47.246	47.201	47.197	47.190
32+637.80	9723097.044	674152.358	48.344	48.259	48.208	48.170	48.154	48.115	48.103	48.091
32+768.66	9723117.606	674281.592	49.197	49.107	49.053	48.991	48.958	48.924	48.916	48.912
32+901.42	9723139.313	674412.570	49.696	49.594	49.532	49.485	49.448	49.438	49.432	49.428
33+060.04	9723165.062	674569.080	50.362	50.272	50.218	50.188	50.138	50.127	50.118	50.113
33+199.63	9723187.487	674706.858	51.032	50.930	50.868	50.818	50.801	50.754	50.743	50.741
33+299.67	9723203.668	674805.582	51.525	51.432	51.377	51.342	51.328	51.315	51.309	51.297
33+371.48	9723215.150	674876.472	51.847	51.770	51.723	51.674	51.642	51.601	51.590	51.588
33+519.26	9723246.201	675020.951	52.436	52.359	52.312	52.271	52.250	52.201	52.197	52.190
33+659.68	9723304.347	675148.759	53.349	53.289	53.253	53.212	53.173	53.142	53.136	53.123
33+872.39	9723375.993	675348.653	54.350	54.277	54.234	54.178	54.132	54.087	54.079	54.067
34+057.62	9723409.256	675530.867	55.290	55.190	55.130	55.057	55.034	54.994	54.983	54.973
34+257.90	9723428.818	675730.019	56.647	56.557	56.503	56.435	56.406	56.364	56.362	56.360
34+401.19	9723443.006	675872.605	57.586	57.476	57.410	57.352	57.302	57.272	57.262	57.256
34+556.15	9723458.340	676026.808	58.276	58.193	58.144	58.091	58.071	58.040	58.027	58.024
34+695.27	9723476.940	676164.674	59.243	59.203	59.179	59.136	59.099	59.087	59.078	59.076
34+821.91	9723500.857	676288.963	59.995	59.900	59.843	59.784	59.771	59.744	59.732	59.724
34+939.50	9723524.396	676404.174	60.913	60.828	60.777	60.725	60.715	60.674	60.669	60.661
35+046.12	9723545.191	676508.747	61.622	61.512	61.446	61.412	61.395	61.350	61.342	61.336
35+175.50	9723569.852	676635.755	62.613	62.538	62.493	62.422	62.411	62.399	62.391	62.388
35+312.11	9723596.137	676769.806	63.509	63.429	63.381	63.312	63.288	63.271	63.265	63.253
35+439.67	9723615.220	676895.937	64.303	64.218	64.167	64.130	64.119	64.104	64.093	64.089
35+554.34	9723630.722	677009.554	65.273	65.171	65.109	65.060	65.037	65.008	64.997	64.992
35+655.27	9723644.736	677109.508	66.115	66.028	65.975	65.903	65.854	65.826	65.819	65.806
35+757.15	9723658.839	677210.399	67.068	67.015	66.984	66.933	66.883	66.837	66.830	66.825
35+948.16	9723684.551	677399.675	68.663	68.558	68.495	68.461	68.433	68.393	68.384	68.375
36+068.41	9723701.281	677518.756	69.487	69.399	69.347	69.277	69.240	69.194	69.189	69.176
36+299.28	9723753.015	677743.754	70.870	70.815	70.782	70.750	70.725	70.701	70.690	70.682
36+415.68	9723802.846	677847.821	71.634	71.544	71.490	71.442	71.422	71.385	71.375	71.366
36+563.55	9723855.595	677985.151	72.605	72.495	72.429	72.379	72.331	72.305	72.293	72.287
36+692.09	9723847.455	678112.498	73.592	73.475	73.404	73.345	73.310	73.275	73.272	73.269
36+773.78	9723824.338	678190.852	74.228	74.170	74.136	74.092	74.057	74.009	74.005	73.994
36+898.30	9723789.876	678310.503	76.362	76.284	76.238	76.189	76.147	76.137	76.135	76.131
37+056.12	9723760.986	678465.655	77.349	77.277	77.233	77.202	77.160	77.119	77.115	77.113
37+183.18	9723737.393	678590.511	78.478	78.441	78.418	78.384	78.340	78.325	78.315	78.310