UNIVERSIDAD ESTATAL DEL SUR DE MANABÍ

UNIDAD ACADÉMICA DE CIENCIAS TÉCNICAS

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

TEMA:

“Diseño de muro de contención, calles Juan León Mera y Primero de Junio ciudadela Mirador San Antonio - ciudad Jipijapa”

AUTOR:

Edwin Javier Sánchez Román

TUTOR:

Ing. Denny Cobos Lucio. Mg.

JIPIJAPA – MANABÍ – ECUADOR

2019

Ingeniero Civil. Denny Cobos Lucio. Mg. en calidad de Tutor de Proyectos de Titulación

CERTIFICA:

Que el tema: **"Diseño de Muro de Contención, calles Juan León Mera y Primero de Junio ciudadela Mirador San Antonio - ciudad Jipijapa",** es original del autor **Sr. Edwin Javier Sánchez Román** C.I. 131503109-4 y ha sido realizado bajo mi dirección y supervisión.

Luego de haber revisado el respectivo informe certifico que, el trabajo cumple con todos los requisitos de la ley dentro de la Unidad de Titulación de la Universidad Estatal del Sur de Manabí, previo la obtención del Título Profesional de Ingeniero Civil, por lo tanto, sírvase a continuar con el respectivo procedimiento de presentación y defensa.

Ing. Denny Cobos Lucio.
Mg.

TUTOR DE PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

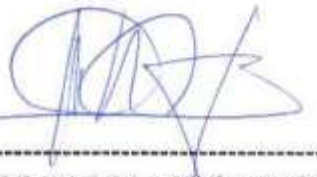
CERTIFICACIÓN DEL TRIBUNAL EXAMINADOR

Proyecto de titulación sometido a consideración de la Comisión de Titulación de la Carrera de Ingeniería Civil – Facultad de Ciencias Técnicas de la Universidad Estatal del Sur de Manabí, como requisito parcial para obtener el título de Ingeniero Civil.

TEMA: "DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN, CALLES JUAN LEÓN MERA Y PRIMERO DE JUNIO CIUDADELA MIRADOR SAN ANTONIO - CIUDAD JIPIJAPA"

APROBADO POR EL TRIBUNAL EXAMINADOR DEL PROYECTO DE TITULACIÓN.

ING. MARTHA JOHANA ALVAREZ ALVAREZ Mg. Sc
PRESIDENTA DEL TRIBUNAL



ING. GLIDER PARRALES CANTOSMG. Sc
MIEMBRO DEL TRIBUNAL

ING. ERIK VILLAVICENCIO CEDEÑO Mg. Sc
MIEMBRO DEL TRIBUNAL

ING. MANUEL CORDERO GARCÉS Mg. Sc
MIEMBRO DEL TRIBUNAL

AUTORIZACIÓN DE LA AUTORÍA INTELECTUAL

El contenido, las ideas y opiniones del presente Proyecto de Investigación cuyo tema versa: **"Diseño de muro de contención, calles Juan León Mera y Primero de Junio ciudadela Mirador San Antonio – ciudad Jipijapa",** son de exclusiva responsabilidad de su autor: Edwin Javier Sánchez Román, egresado de la Facultad de Ciencias Técnicas de la carrera de Ingeniería Civil el mismo que autoriza a la Universidad Estatal del Sur de Manabí, hacer uso del contenido con fines estrictamente de investigación o académicos.

Los derechos que como autor me corresponden, con excepción de la presente autorización, seguirán vigentes a mi favor, de conformidad con lo establecido en la Ley de Propiedad Intelectual y su Reglamento.

Jipijapa, Marzo de 2019

Edwin Javier Sánchez Román

131503109-4

DEDICATORIA.

Agradezco a mi familia por todo su apoyo que me han brindado y a todos mis amigos por haberme quitado ese estrés de encima llenándome de felicidad y dicha por darme ese impulso y apoyo incondicional para seguir adelante sin rendirme.

A mi madre María Azucena Román Delegado y a mi padre Rodrigo Sánchez por darme su apoyo y motivación diaria para que culmine esta etapa importante de mi vida.

De todo corazón agradezco a todos mis maestros que han guiado a lo largo de este recorrido académico, recalcando que gracias a ellos he llegado a esta etapa final, siendo ellos unos maestros de maestros.

Y sin más a mi perro a mi gato y a la pelusa.

Edwin Javier Sánchez Román

RECONOCIMIENTO

El presente proyecto de titulación se logró culminar gracias a la guía y consejos de los tutores encargados y también a la Universidad Estatal del Sur de Manabí por permitirme formarme como estudiante y llevarme a lo largo de este recorrido y culminar como un profesional.

A los Docentes que nos han sabido compartir sus conocimientos para así lograr nuestros logros y metas proyectadas desde el inicio del semestre.

Y mis compañeros de clases con los que he compartidos momentos de experiencia y lucha constante para mejorar nuestro aprendizaje.

A mi tutor Ing. Denny Cobos que, con su experiencia, me guio e inculco el habito de la dedicación para realizar la culminación del proyecto de titulación.

Edwin Javier Sánchez Romá

ÍNDICE

CERTIFICA:.....2

CERTIFICACIóN DE APROBACIóN ..... **¡Error! Marcador no definido.**

DEDICATORIA.....5

RECONOCIMIENTO 6

ÍNDICE.....7

INDICE DE IMAGENES.....11

INDICE DE TABLAS.....12

RESUMEN 12

SUMMARY 13

I. INTRODUCCIÓN 1

1. Objetivos. 2

2.1. Objetivo General.....2

2.2. Objetivos Específicos.....2

3. MARCO TEORICO. 3

3.1 Contextualización Del Problema. 3

3.1.2 ESTRUCTURAS Y SISTEMAS DE CONTENCIÓN.....5

3.1.3 SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE LADERAS. 5

3.2 TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN.....6

3.3 Muros de gravedad. 6

3.2.1 Muros en voladizo o en ménsula (Cantiléver).....7

3.2.2 Muros con contrafuertes. 8

3.2.3 Muros de contención reforzados con geo sintéticos. 10

3.2.4 Muros pantalla de hormigón. 11

3.2.6 Muro ciclópeo. 11

3.2.6.1 Hormigones. 13

3.2.7 Muros criba. 14

3.2.8 Durabilidad y mantenimiento. 14

3.2.9 Estética 14

3.2.9.1 DRENAJES. 15

3.3 Selección y características del relleno. 16

3.3.1 TOPOGRAFÍA. 18

3.3.2 Selección del tipo de estructura de contención. 19

3.4 Criterios de Comportamiento. 20

3.4.1 ANÁLISIS ESTÁTICO. 21

3.4.2 Métodos de diseño. 21

3.4.3 Método de Rankine 1857. 21

3.4.4 Método de Coulomb 1776. 21

3.5 ANÁLISIS DINÁMICO 22

3.6 Método de los Esfuerzos Admisibles. 22

3.6.1 Capacidad de carga 23

3.6.1 Estabilidad al volcamiento y deslizamiento. 23

3.6.2 Calculo de la excentricidad del muro.....23

3.6.3 Esfuerzo producido por la cimentación. 24

3.7 PRESIÓN LATERAL SOBRE LOS MUROS.....25

3.8 EMPUJE DE TIERRA. 25

3.8.1. Empuje pasivo de tierra. 26

3.8.3 MOMENTO DE VOLTEO DEBIDO A LA PRESION ACTIVA. 27

3.8.4 Empujes hidrostaticos. 27

3.8.5 INCUMPLIMIENTO DE LAS CONDICIONES DE ESTABILIDAD. 27

3.8.6. NORMAS DE DISEÑO.....28

3.9. DISEÑO DEL TALÓN.....30

3.9.1 DiSEÑO DEL PIE DE LA CIMENTACIÓN. 33

3.9.2. DISEÑO DE LA PANTALLA.....34

4.MATERIALES Y MÉTODOS 35

4.1 Tipo de investigación.....35

4.2 Población y Muestra: 35

4.2.1 Población. 35

4.2.2 Muestra.....35

4.3 Método de investigación 35

4.3.1 Documental.....35

4.3.2 empírico.....35

4.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos. 36

4.4.1 Técnicas. 36

4.4.2 Instrumentos. 36

4.5.1 topográfico....37

4.5.2 calicata 40

5. Resultados. 40

5.1 caracteristicas del suelo....40

5.1.1 revision de la estabilidad de la ladera 44

5.2 Tipo de muro de contención. 45

5.3. diseño del muro. 45

6. conclusiones 65

7. Recomendaciones 66

8. Bibliografía 67

9. Anexos 70

INDICE DE IMAGENES

Figura 1: formas de muros de gravedad 7

Figura 2: sección transversal de un muro en voladizo o ménsula 8

Figura 3: muro de contención con contrafuerte 9

Figura 4: muros de contrafuerte exterior
figura 5: muros de contrafuerte interior 9

Figura 6: muros 12

Figura 7: drenaje de los muros de contención con dren de pie 16

Figura 8: presión de contacto muro-suelo de fundación 24

Figura 9: topografía, ubicación del sitio de estudio 37

Figura 10: representación topográfico del muro 38

Figura 11: numero de golpes 42

Figura 12: topografía, ubicación del sitio de estudio 44

Figura 13: muro en cantiléver 45

Figura 14: pre dimensionamiento del muro 47

Figura 15: pre diseño del muro 49

Figura 16: prediseño del muro 51

Figura 17: excentricidad del muro 52

Figura 18: modelo matemático 53

Figura 19: análisis estructural 55

Figura 20 diseño de la pantalla 57

Figura 21: topografía, ubicación del sitio de estudio 64

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 peso específico de suelos 22

Tabla 2: presiones admisibles más comunes de acuerdo al tipo de suelo 25

Tabla 3: combinación de carga según el aci 29

Tabla 4: recubrimiento del concreto para protección 30

Tabla 5: referencia de las coordenadas 38

Tabla 6: coordenadas topográficas 40

Tabla 7: cálculos de ensayos de laboratorio 41

Tabla 8:cálculos de ensayos de laboratorio 41

Tabla 9: el ángulo puede tomarse aproximadamente como se indica en la tabla 43

Tabla 10:: calculo de presión admisible más comunes, de acuerdo al tipo de suelo 44

Tabla 11: tabla de cálculo de peso total y momentos de gravedad 48

Tabla 12: diseño del talón del muro 53

Tabla 13: resumen final de esfuerzos 59

RESUMEN

Este trabajo tiene como finalidad determinar una solución para la inestabilidad de la ladera en estudio. Para ello, se elaboraron tareas necesarias destinadas a contextualizar la problemática, como realizar el levantamiento de la información de campo, los ensayos de laboratorio, topografía y trabajo de gabinete. En el presente proyecto de Titulación se ha mencionado la problemática que afecta a infraestructuras físicas en la parte alta y baja de laderas inestables, se ha elaborado una descripción de todo el proceso de este trabajo, ubicación y evaluación visual del sitio, estudio de suelo, topografía y dimensionamiento del muro. El objetivo de este trabajo de investigación fue diseñar un muro de contención para protección a las infraestructuras físicas ubicadas entre las calles Juan León Mera y Primero de Junio ciudadela Mirador San Antonio, por medio de teorías y métodos internacionales. En este caso el método de Rankine 1857 y Coulomb 1776 entre otros como el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS.) de la ASSHTTO y la American Stándar for Testing Materials ASTM D-2487 se estudió la ladera en mención, así como su método de intervención más apto que permita solucionar la necesidad de este problema. Finalmente se concluye que la ladera ubicada en el Mirador San Antonio representa un riesgo inminente por lo cual se decide implementar una estructura de contención, muro en voladizo o cantiléver para dar con la solución del inconveniente presentado

SUMMARY

The purpose of this work is to determine a solution for the instability of the hillside under study. To this end, necessary tasks were designed to contextualize the problem, such as carrying out the field information survey, laboratory tests, topography and cabinet work. In the present project of Titling has been mentioned the problem that affects physical infrastructure in the high and low part of unstable slopes, a description of the whole process of this work has been prepared, location and visual evaluation of the site, soil study, topography and dimensioning of the wall. The objective of this research work was to design a retaining wall to protect the physical infrastructures located between the streets Juan León Mera and Primero de Junio, Ciudadela Mirador San Antonio, by means of international theories and methods. In this case, the Rankine 1857 and Coulomb 1776 method, among others, such as the Unified Soil Classification System (SUCS.) Of the ASSHTTO and the American Standard for Testing Materials ASTM D-2487, studied the hillside in question, as well as its method. of intervention more apt to solve the need for this problem. Finally, it is concluded that the hillside located in the Mirador San Antonio represents an imminent risk which is why it is decided to implement a containment structure, cantilever wall or cantilever to find the solution of the presented inconvenience.

I. INTRODUCCIÓN

A nivel mundial, el crecimiento de la población y su concentración urbana está tomando cada vez más relevancia en la opinión pública debido a los desastres que se suscitan cuando las expansiones urbanas o las grandes obras de ingeniería se construyen sin tener en cuenta a la naturaleza o sin armonizarlas adecuadamente con ella, provocando cuantiosos daños humanos, materiales y económicos

En Ecuador, su situación geográfica, sus condiciones climáticas, geológicas y geotécnicas en conjunto con el crecimiento de la población y su concentración urbana aumenta la vulnerabilidad de que se generen importantes desastres naturales en zonas de alto riesgo.

La incapacidad de los gobiernos municipales para anticipar, articular y ejecutar políticas de suelo y vivienda bien diseñadas forma también parte del problema. En el cantón Jipijapa de la provincia de Manabí, la inadecuada planificación territorial, el desconocimiento técnico de los sistemas básicos de construcción, así como las limitaciones económicas de la población favorece la construcción de viviendas u otras infraestructuras en terrenos inestables lo que aumenta la vulnerabilidad

Las zonas aledañas al casco urbano como el Mirador San Antonio constituyen un asentamiento humano que cuenta con algunas viviendas ubicadas en sectores no aptos para su construcción. En estas zonas, los procesos asociados a la erosión del suelo y al consecuente deslizamiento de laderas que ocurren durante períodos previsibles, principalmente durante la temporada de lluvia pone de relieve la importancia de emplear estructuras de contención que permitan soportar los empujes de tierra que pueden afectar a la comunidad.

1. OBJETIVOS.

2.1. Objetivo General.

Diseñar muro de contención para protección a la infraestructura física, ubicado en la ciudadela Mirador San Antonio de la ciudad de Jipijapa.

2.2. Objetivos Específicos.

- Contextualizar el problema para definir el tipo de muro a construir en el sector.
- Levantar la información de campo.
- Realizar ensayos de laboratorios y trabajo de gabinete
- Dimensionar la estructura del muro de contención a construir en la ciudadela Mirador San Antonio.

3. MARCO TEORICO.

3.1 Contextualización Del Problema.

El creciente desarrollo poblacional sumado a la inadecuada planificación territorial y a la falta de programas de sensibilización de las comunidades en el Ecuador específicamente en la ciudad de Jipijapa y sus alrededores como es el caso del Mirador San Antonio, que es una zona de lomeríos han provocado que se creen asentamientos humanos , en zonas donde las condiciones geológicas, geotécnicas, y topográficas (laderas) no son las más apropiadas para la construcción de estructuras como viviendas. Esto ha sido la causa de varios desastres para los que habita este sitio con laderas inestable. (Red SICTA Corporación Suiza, 2012).

En este caso la inestabilidad de la ladera que se encuentra entre las calles Juan León Mera y Primero de Junio ciudadela Mirador San Antonio es producida por la actividad humana que al deforestar la flora en el sitio esto para la construcción de viviendas. debilitan el terreno y pierde su equilibrio natural. poniéndose en un peligro esto ocasiona que ocurren movimientos o desplazamientos del terreno que se manifiestan a través de la aparición de grietas en la corona (parte superior) y en el pie de la ladera; en particular en época de invierno debido a las lluvias intensas o continuas, gran cantidad de agua se infiltra en el suelo llenando los poros o espacios que en él existen, como consecuencia, el suelo se satura, y aumenta su peso, facilitando que se debilite y se deslice, perjudicando siempre a los moradores del este sitio de igual manera, cuando se han presentan sismos fuertes se ha dado el peligro de que esta ladera que se encuentra debilitada y se han deslizado , afectando a los moradores y a sus viviendas que vive sobre y en la parte baja de ésta.

Laderas.

No se puede hablar de los métodos de estabilización sin conocer en detalle el subsuelo del terreno, la cantidad de tierras que va a tener que soportar. El suelo es un recurso de singular importancia para el hombre dada la relación de dependencia entre ambos establecida; en él encuentran soporte gran número de actividades productivas de los sectores de alimentos, industria y vivienda, entre otros. (Red SICTA Corporación Suiza, 2012).

Las laderas de Centroamérica están compuestas de ambientes muy diversos, que difieren por sus condiciones agroecológicas, socioeconómicas, necesidades y prioridades de las familias productoras. Características como clima, tipo de suelo, acceso a tecnologías varían a nivel de región, comarca o incluso en parcelas. (Red SICTA Corporación Suiza, 2012).

Erosión.

La erosión del suelo es uno de los principales indicadores de la degradación de los ecosistemas con importantes implicaciones ambientales y socioeconómicos que pueden conducir a la desertificación de las zonas más vulnerables. (Salvador, 2016). Los factores que controlan los distintos procesos erosivos dependen de la compleja interacción de fenómenos climáticos litológicos topográficos de naturaleza muy variada Además de los factores ambientales muchos autores concuerdan en que la mayoría de los procesos erosivos se relaciona a la actividad humana (Salvador, 2016).

La erosión puede ser definida, de forma amplia, como un proceso de arrastre del suelo por acción del agua o del viento; o como un proceso de desprendimiento y arrastre acelerado de las partículas de suelo causado por el agua y el viento (Suárez, 1980). Esto implica la existencia de dos elementos que participan en el proceso: uno pasivo que es el suelo, y uno activo que es el agua, el viento, o su participación alterna; la vegetación por su parte actúa como un regulador de las relaciones entre ambos elementos. Por otra parte, desde la perspectiva geológica y de formación del paisaje, la erosión es entendida como parte del proceso de morfogénesis a través del cual se alteran y moldean las formas terrestres. (Suárez, 1980).

Desde este punto de vista, la configuración que hoy se tiene de la superficie de la tierra, se debe a los procesos continuos de agradación y degradación que, en tiempo geológico, han moldeado la superficie. Estos procesos geomorfológicos están relacionados con factores internos (litología, estructura, tectónica, volcanismo y topografía) y externos (clima: temperatura y precipitación; organismos; y acción antrópica). (Suárez, 1980).

Para contrarrestar el efecto de la erosión y grandes desplazamientos de tierra debido a fenómenos como los empujes propios de los suelos dichos problemas estudiaremos más adelante. (Suárez, 1980).

3.1.2 ESTRUCTURAS Y SISTEMAS DE CONTENCIÓN.

Las estructuras de contención proporcionan soporte lateral, temporal o permanente, a taludes verticales o cuasi verticales de suelo, enrocado o macizos rocosos muy fracturados o con discontinuidades desfavorables. Las estructuras de contención pueden ser autónomas, que soporten directamente las solicitudes de los materiales por contener, ó que involucren a dichos materiales con ayuda de refuerzos, para que éstos participen con sus propiedades a soportar dichas solicitudes en forma segura. (Yépez, 2011).

LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN PUEDEN SER:

- Muros de gravedad (en mampostería, concreto ciclópeo, tierra reforzada, gaviones, o cribas).
- Muros en voladizo (con o sin contrafuertes).
- Tablestacas
- Pantallas atirantadas.
- Muros anclados.
- Estructuras y excavaciones entibadas.
- Otros que se diseñaren y que su cálculo y estabilidad estén garantizadas.

En el diseño de estructuras de contención se deben tener en cuenta las condiciones externas y fuerzas actuantes a que puede estar sometida, teniéndose en cuenta el tiempo de servicio esperado de la estructura. (Yépez, 2011).

3.1.3 SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE LADERAS.

Hay tipos de medidas preventivas para evitar posibles deslizamientos, entre ellas las técnicas y las prácticas. Entre las primeras se anotan la evaluación de los taludes mediante fotografía aérea; los mapas topográfico y geotécnico; el conocer el contenido en agua, la pendiente, medida de las longitudes desplazadas; la modificación de la geometría del talud mediante tacones, cortes y bermas; la corrección del drenaje por medio de pozos, zanjas, galerías y vegetación; el mejoramiento de la resistencia del suelo mediante mallas, anclajes o muros de contención. (Yépez, 2011).

Existen varios tipos generales de estructura, y cada una de ellas tiene un sistema diferente de transmitir las cargas. Los muros de contención se utilizan para detener masas de tierra u otros materiales sueltos cuando las condiciones no permiten que estas masas asuman sus pendientes naturales. Estas condiciones se presentan cuando el ancho de una excavación, corte o terraplén está restringido por condiciones de propiedad, utilización de la estructura o economía. (Arteaga, 2009). Para proyectar muros de sostenimiento es necesario determinar la magnitud, dirección y punto de aplicación de las presiones que el suelo ejercerá sobre el muro. (Arteaga, 2009)

A continuación, detallaremos algunos métodos para estabilización de laderas: (Muros) que existentes en la actualidad.

3.2 TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN.

Los tipos más comunes en su uso son el de gravedad, el de cantiléver o voladizo y el de contrafuertes. (Arteaga, 2009)

3.3 MUROS DE GRAVEDAD.

Son muros con gran masa que resisten el empuje mediante su propio peso y con el peso del suelo que se apoya en ellos; suelen ser económicos para alturas moderadas, menores de 5 m, son muros con dimensiones generosas, que no requieren de refuerzo. (Arteaga, 2009). En cuanto a su sección transversal puede ser de varias formas. Los muros de gravedad pueden ser de concreto ciclópeo, mampostería, piedra o gaviones. (Arteaga, 2009).

La estabilidad se logra con su peso propio, por lo que requiere grandes dimensiones dependiendo del empuje. (Arteaga, 2009). La dimensión de la base de estos muros oscila alrededor de 0,4 a 0,7 de la altura. Por economía, la base debe ser lo más angosta posible, pero debe ser lo suficientemente ancha para proporcionar estabilidad contra el volcamiento y deslizamiento, y para originar presiones de contacto no mayores que las máximas permisibles. (Arteaga, 2009)

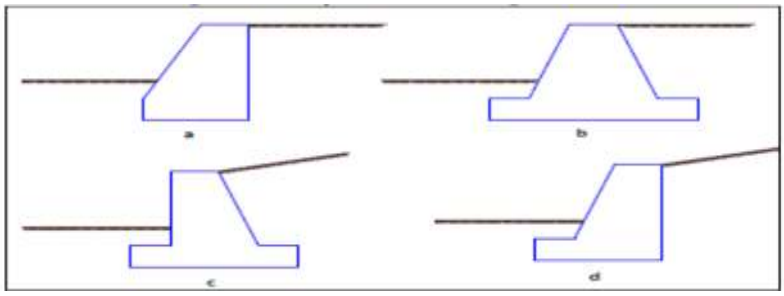


Figura 1: Formas de muros de gravedad

3.2.1 MUROS EN VOLADIZO O EN MÉNSULA (CANTILÉVER).

Este tipo de muro resiste el empuje de tierra por medio de la acción en voladizo de una pantalla vertical empotrada en una losa horizontal (zapata), ambos adecuadamente reforzados para resistir los momentos y fuerzas cortantes a que están sujetos. (Arteaga, 2009). Estos muros por lo general son económicos para alturas menores de 10 metros, para alturas mayores, los muros con contrafuertes suelen ser más económicos.

La forma más usual es la llamada **T**, que logra su estabilidad por el ancho de la zapata, de tal manera que la tierra colocada en la parte posterior de ella, ayuda a impedir el volcamiento y lastra el muro aumentando la fricción suelo-muro en la base, mejorando de esta forma la seguridad del muro al deslizamiento. (Arteaga, 2009)

Estos muros se diseñan para soportar la presión de tierra, el agua debe eliminarse con diversos sistemas de drenaje que pueden ser barbacanas colocadas atravesando la pantalla vertical, o sub-drenajes colocados detrás de la pantalla cerca de la parte inferior del muro. (Arteaga, 2009)

Si el terreno no está drenado adecuadamente, se puede presentar presiones hidrostáticas no deseables. La pantalla de concreto en estos muros es por lo general relativamente delgadas, su espesor oscila alrededor de (1/10) de la altura del muro, y depende de las fuerzas cortante y momentos flectores originados por el empuje de tierra. El espesor de la corona debe ser lo suficientemente grande para permitir la colocación del concreto fresco, generalmente se emplean valores que oscilan entre 20 y 30 cm. (Arteaga, 2009)

El espesor de la base es función de las fuerzas cortantes y momentos flectores de las secciones situadas delante y detrás de la pantalla, por lo tanto, el espesor depende directamente de la posición de la pantalla en la base, si la dimensión de la puntera es de

aproximadamente 1/3 del ancho de la base, el espesor de la base generalmente queda dentro del intervalo de 1/8 a 1/12 de la altura del muro. (Arteaga, 2009)

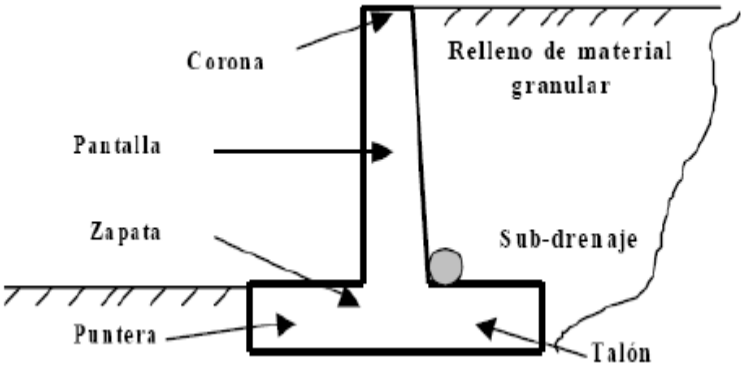


Figura 2: Sección transversal de un muro en voladizo o ménsula

3.2.2 MUROS CON CONTRAFUERTES.

Los contrafuertes son uniones entre la pantalla vertical del muro y la base. La pantalla de estos muros resiste los empujes trabajando como losa continúa apoyada en los contrafuertes, es decir, el refuerzo principal en el muro se coloca horizontalmente, son muros de concreto armado, económicos para alturas mayores a 10 metros. (Arteaga, 2009)

En la figura 9, se muestra una vista parcial de un muro con contrafuertes, tanto la pantalla como los contrafuertes están conectados a la losa de fundación. Los contrafuertes se pueden colocar en la cara interior de la pantalla en contacto con la tierra o en la cara exterior donde estéticamente no es muy conveniente. (Arteaga, 2009)

Los muros con contrafuertes representan una evolución de los muros en voladizo, ya que al aumentar la altura del muro aumenta el espesor de la pantalla, este aumento de espesor es sustituido por los contrafuertes; la solución conlleva un armado, encofrado y vaciado más complejo. (Arteaga, 2009).

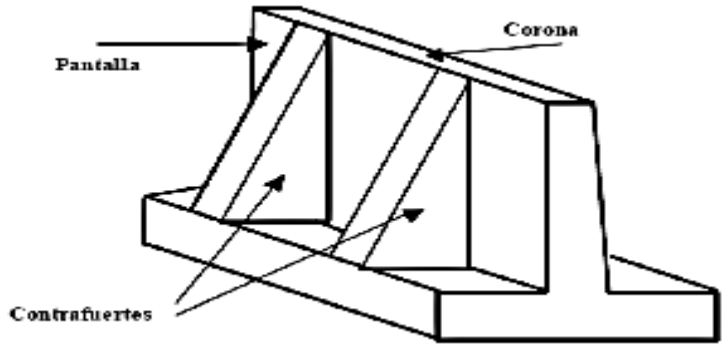


Figura 3: Muro de contención con contrafuerte

En los Muros con contrafuertes el empuje del terreno es recibido por una pantalla y transmitido al suelo de cimentación por medio de una zapata. La unión entre la pantalla y zapata se lleva a cabo por medio de contrafuertes, que pueden ser exteriores o interiores. Como se muestra a continuación:

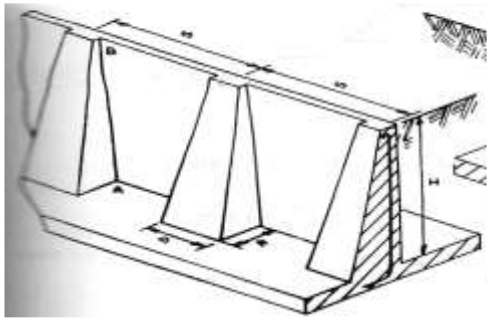


Figura 4: Muros de contrafuerte exterior

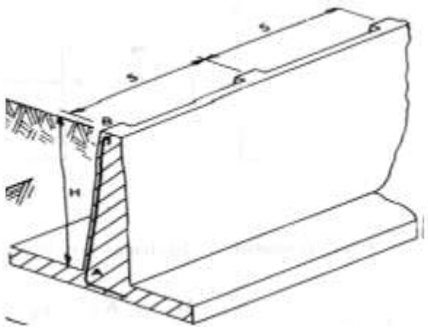


Figura 5: Muros de contrafuerte interior

Características: El contrafuerte es un elemento de unión entre la pared vertical y la zapata, que evita el giro y colapso que pueda tener la pantalla debido al empuje de las tierras. Estos contrafuertes están sujetos a tensiones y por lo tanto requerirán acero a lo largo de AB. Así mismo debe anclarse tanto en la pantalla como en la zapata de cimentación. La separación económica entre contrafuertes puede obtenerse por la ecuación empírica propuesta por algunos autores, con ligeras modificaciones: $S = 0.75 + 0.30H < 3.00m$.

Siendo S la separación entre ejes, en metros, y h la altura del contrafuerte en metros. Otros autores aconsejan emplear una separación máxima de 3m.

- La estabilidad exterior y el deslizamiento se investiga para una unidad de contrafuerte de longitud correspondiente a la misma que existe entre contrafuerte.

- La longitud de la zapata puede quedar, aproximadamente siendo igual a la mitad del muro y con un 30% de dicha longitud formando el pie de la zapata y el resto para talón.

3.2.3 MUROS DE CONTENCIÓN REFORZADOS CON GEO SINTÉTICOS.

Este es un sistema que se ha venido empleando con relativo éxito en la actualidad y tiene el nombre registrado de tierra armada. Aunque el sistema ha presentado un buen desempeño, su principal problema radica en la determinación de la duración del refuerzo metálico dentro del suelo, teniendo en cuenta que se encuentra expuesto a un proceso permanente de corrosión. (Rivera, 2004).

Gracias al desarrollo de nuevos materiales que pueden soportar las condiciones de humedad y de acidez o alcalinidad dentro del suelo, se ha venido implementando el uso de mantos sintéticos tales como los geotextiles y geo mallas, para que suministren refuerzo, debido a las características mecánicas que estos poseen, como es su resistencia a la tensión. (Rivera, 2004).

Los estudios que condujeron al uso de esta nueva tecnología tuvieron origen en Francia y Suecia a finales de la década de los setenta. Los muros de contención reforzados con geo sintéticos se han convertido mundialmente en una alternativa de construcción frente a los muros de concreto reforzado y a los terraplenes conformados, principalmente cuando hay deficiencias en la capacidad portante del suelo de fundación o cuando las condiciones geométricas de la sección a desarrollar no permiten que las zonas de relleno sean conformadas con un ángulo igual o menor al de reposo natural del suelo de relleno. (Rivera, 2004).

No es necesario que las condiciones sean tan críticas como las mencionadas anteriormente, la gran ventaja es que son alternativas más económicas, de hecho, bajo las mismas condiciones geotécnicas y constructivas, un muro de suelo reforzado puede originar una reducción de los costos totales de un 30 a un 60%, si se compara con los muros reforzados en concreto, debido al hecho que se pueden emplear materiales térreos del sitio. (Rivera, 2004).

Alrededor del mundo, este sistema es empleado masivamente en vías y con el fi n de ganar área útil en lotes que la han perdido por efecto de deslizamientos. (Rivera, 2004).

La evolución en este campo ha sido tan grande que hoy en día, gracias a investigaciones realizadas por la FHWA de los Estados Unidos, se han desarrollado métodos constructivos y de diseño para conformar terraplenes de acceso a puentes en suelo reforzado con geo sintéticos. (Rivera, 2004).

3.2.4 MUROS PANTALLA DE HORMIGÓN.

- Son estructuras de retención del tipo flexible.
- Cumplen su función estabilizadora experimentando deformaciones apreciables de flexión.
- Estas deformaciones influyen en la distribución y magnitud de los empujes.

3.2.5 MUROS DE SEMI GRAVEDAD.

Los muros de semi gravedad, están, en cuanto a funcionamiento estructural, entre los de gravedad y los de voladizo. Para su estabilidad dependen de su propio peso más algo de suelo que actúe detrás del muro. Se utilizan también en alturas entre 3 a 4 metros, y suelen tener algo de armadura de refuerzo. (LLopiz, 2010).

3.2.6 MURO CICLÓPEO.

Son aquellos elementos estructurales que se sitúan para retener car cargas de empujes laterales del terreno hacia un posible espacio, evitando deslizamientos al interior del mismo. (Baselli, 2011)

Conoce más acerca de este tema que contiene bastante información acerca de las características y procedimientos para su ejecución. Los muros de contención de hormigón ciclópeo tienen una buena reacción ante esfuerzos de compresión que ejerce un empuje lateral sobre la superficie excavada, sin embargo, el desempeño del muro de contención a esfuerzos de pandeo por sub momentos de tracción ocasionados por curvas laterales, niveles

freáticos, vertientes internas o bajos coeficientes de cohesión son bajos, por lo cual se debe incrementar el espesor del muro de contención para retener estas cargas. (Baselli, 2011)

Por tal efecto el muro de contención de este tipo, presenta una gran masa cuando se solicitan los momentos mencionados, logrando grandes pérdidas de espacio interior de terreno por su posicionamiento y al mismo tiempo incrementando el costo de material y mano de obra a emplear. (Baselli, 2011)

Este muro de contención funciona como una represa de agua, la cual es más ancha en su parte inferior, ya que existe un empuje lateral mayor por presentarse mayor cantidad de agua abajo que arriba. La morfología para estos muros puede ser variable dependiendo al diseño y al cálculo estructural, pero al tener la base ensanchada, las más frecuentes son: la Trunco Piramidal (1), la Trunco Piramidal Media (2) y la Escalonada (3). (Baselli, 2011)

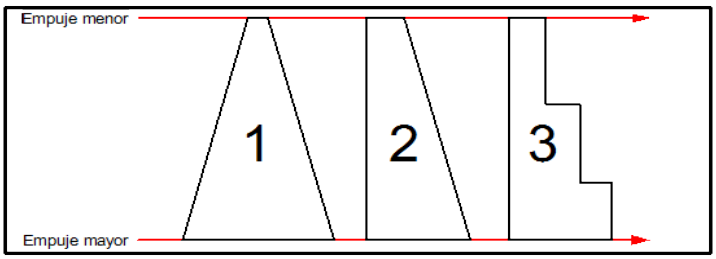


Figura 6: Muros

También existe el diseño para muros de contención ciclópeo, de sección longitudinal, sin ensanchamientos de base, pero se da cuando el terreno aporta momentos de empuje lateral menores a los 20 kg/cm2. (Baselli, 2011)

Procedimiento para la ejecución: Una vez realizadas las excavaciones para muros de contención, (se procede a realizar el encofrado de acuerdo al diseño propuesto en los planos de construcción arquitectónicos y civiles. (Baselli, 2011)

Se debe notar que el muro de contención de hormigón ciclópeo tiene una fundación del mismo material, que se debe vaciar conjuntamente. La base de la excavación que va a portar el elemento estructural, deberá estar nivelada y compactada, para lo cual se recomienda colocar una carpeta de hormigón pobre de dosificación H-18 (180 kg cemento/m3) en proporciones 1:4 en cemento y arena corriente de construcción para optimizar la nivelación de las primeras capas. (Baselli, 2011)

El proceso de vaciado añade a su ítem el costo de la madera en tablas y puntales rollizos para asegurar el sistema de encofrado, el cual se realizará desde el nivel de fundación, (si esta se encontrara dentro de una excavación propia, el encofrado se colocará desde el arranque del muro). (Baselli, 2011)

3.2.6.1 HORMIGONES.

Relacionados con la densidad, las proporciones y para qué son utilizados, existen distintas clases que tienen usos específicos a continuación serán detallados.

- **Hormigón ordinario:** es el resultado de la mescla entre cemento portland, agua y elementos áridos varios tamaños que sean superiores o inferiores a 5mm, más grava y arena. (UMACON)
- **Hormigón en masa:** esta clase no requiere de estructuras internas de acero uno solo aguanta esfuerzos relacionados con la compresión.
- **Hormigón armado:** es el más habitual por contener estructuras de acero en su interior que han sido debidamente dispuestas. Es ideal para resistir cargas de tracción y compresión. (UMACON)
- **Hormigón pretensado:** esta mescla lleva en su interior una armadura de acero que está diseñada para ser tensionada en función de la tracción después de verterlo. La pretensada también puede ocurrir antes de la mescla fresca. (UMACON)
- **Hormigón post tensado:** parecido al anterior, la armadura de acero se tensa después de que el cemento haya fraguado y endurecido. (UMACON)
- **Hormigón Autocompactante:** no precisan de capacitación debido a una dosificación precisa de adictivos supe plastificantes que facilitan que se compacte por su propio peso
- **Hormigón ciclópeo:** este tipo contiene en su interior piedras que superan los 30 cm.
- **Hormigón Sin finos:** como lo indica su nombre, esta mescla no contiene arena, pero si áridos gruesos.
- **Hormigón de alta densidad:** contrario al anterior este se fabrica con áridos de densidad superior como barita, hemetita o magnetita. (UMACON)

Peso del hormigón	Hormigón en masa	2.2 tn/m^3
	Hormigón armado	2.4 tn/m^3

3.2.7 MUROS CRIBA.

El sistema está formado por vigas entrelazadas las cuales forman un armazón que se rellena con suelo granular. El conjunto actúa como un muro de gravedad y tiene la ventaja de permitir una tolerancia de asentamiento diferenciales apreciables, siendo la principal la fuerza estabilizante de peso del relleno interior, de la misma manera que los gaviones. Este relleno de las celdas puede ser variado, aunque siempre granular, con menos exigencias que en el caso de los gaviones, ajustando adecuadamente la separación entre largueros. (Muros criba , 2014)

3.2.8 DURABILIDAD Y MANTENIMIENTO.

Una durabilidad inadecuada puede resultar en un costo muy alto de mantenimiento o puede causar que la estructura de contención alcance muy rápidamente su estado límite de servicio o su estado límite último. Por lo tanto, la durabilidad del muro y la vía de diseño junto con los requisitos de mantenimiento deben ser considerados en el diseño, seleccionando adecuadamente las especificaciones de los materiales de construcción, teniendo en cuenta el clima local, y el ambiente del sitio donde se plantea colocar la estructura. Por ejemplo, el concreto, el acero y la madera se deterioran en forma diferente de acuerdo a las circunstancias del medio ambiente reinante. (Baselli, 2011)

3.2.9 ESTÉTICA

Las estructuras de contención pueden ser un detalle dominante de un paisaje urbano o rural y debe realizarse un diseño adecuado para mejorar lo más posible su apariencia, sin que esto lleve a incrementos significantes en su costo. (Belandria, 2008)

Además de satisfacer los requerimientos de funcionalidad, la estructura de contención debe mezclarse adecuadamente con el ambiente a su alrededor para complacer las necesidades estéticas del paisaje. (Belandria, 2008)

Los aspectos que son importantes con referencia a su impacto estético son:

- Altura e inclinación de su cara exterior.
- Curvatura en planta. En ocasiones los muros son diseñados con un criterio de muro ordinario cuando con el mismo costo se podría haber construido un muro elegante.

- Gradiente y conformación de la superficie del terreno aledaño. La cobertura vegetal debe ser un compañero constante de la estructura de contención.
- Textura de la superficie de la cara frontal, y la expresión y posición de las juntas verticales y horizontales de construcción.

La mejora del aspecto estético puede lograrse a través de una formaleta-estructura adecuada. En ocasiones diversos tipos de vegetación pueden incorporarse a la estructura para mejorar su apariencia, pero debe tenerse en cuenta que estas plantas no causen un daño al muro, a largo plazo. El consejo de un Arquitecto paisajista debe ser buscado para lograr efectos especiales. (Belandria, 2008)

3.2.9.1 DRENAJES.

En la práctica se ha observado que los muros de contención fallan por una mala condición del suelo de fundación y por un inadecuado sistema de drenaje. Determinar cuidadosamente la resistencia y compresibilidad del suelo de fundación, así como el estudio detallado de los flujos de agua superficiales y subterráneos son aspectos muy importantes en el proyecto de muros de contención. (Belandria, 2008)

Cuando parte de la estructura del muro de contención se encuentra bajo el nivel freático, bien sea de manera ocasional o permanente, la presión del agua actúa adicionalmente sobre él. En la zona sumergida la presión es igual a la suma de la presión hidrostática más la presión del suelo calculada con la expresión más conveniente de empuje efectivo, de manera que la presión resultante es considerablemente superior a la obtenida en la condición de relleno no sumergido. Esta situación ha sido ignorada por muchos proyectistas y es una de las causas de falla más comunes en muros de contención. En consecuencia, resulta más económico proyectar muros de contención que no soporten empujes hidrostáticos, colocando drenes ubicados adecuadamente para que canalicen el agua de la parte interior del muro a la parte exterior. (Belandria, 2008)

En condiciones estables de humedad, las arcillas contribuyen a disminuir el empuje de tierra, sin embargo, si estas se saturan, generan empujes muy superiores a los considerados en el análisis. Por esta razón es conveniente colocar material granular ($\phi > 0$) como relleno en los muros de contención. (Belandria, 2008)

Las estructuras sumergidas o fundadas bajo el nivel freático, están sujetas a empujes hacia arriba, denominado sub-presión. Si la sub-presión equilibra parte del peso de las estructuras, es beneficiosa ya que disminuye la presión de contacto estructura-suelo, pero si la sub-presión supera el peso de estructura, se produce una resultante neta hacia arriba la cual es equilibrada por la fricción entre las paredes de la estructura y el suelo. Esta fricción puede ser vencida inmediatamente al saturarse el suelo, produciendo la emersión de la estructura. (Belandria, 2008)

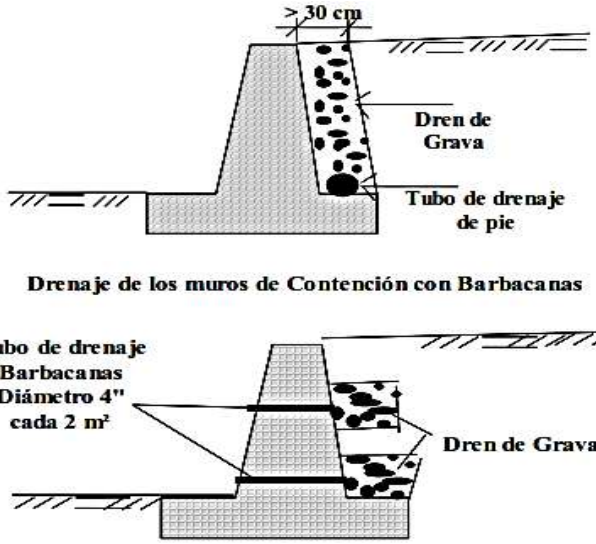


Figura 7: Drenaje de los muros de contención con Dren de pie

3.3 SELECCIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL RELLENO.

El mejor relleno para colocar en la parte posterior del muro es un suelo con buen drenaje y sin cohesión. Además, se suelen colocar agujeros lloraderos de unos 100 a 200 mm, colocados como tubos en distancias entre 1.5 a 3.0 m en vertical y horizontal. Para facilitar drenaje y evitar taponamiento se coloca piedra triturada en el extremo posterior de cada lloradero, 8 cuidando de que, si el material es muy fino tipo arena trituradas, colocar piezas de mayor tamaño alrededor de los orificios. Deben tomarse precauciones para que el agua que proviene de los drenajes sea evacuada en forma rápida y segura sin que se estacione o penetre en el suelo cercano a las fundaciones del muro. Los drenajes hacia el frente del muro no son muy agradables desde el punto de vista estético, por lo que a veces se colocan drenajes longitudinales embebidos en piedras trituradas o gravas a lo largo de la cara posterior del muro, en uno o más niveles, con buenas pendientes, los cuales deben tener sus descargas en los extremos. (LLopiz, 2010)

La escogencia del material de relleno detrás de una estructura de contención depende de los materiales disponibles, las condiciones del sitio la carga que se vaya a colocar sobre el relleno y el tipo de muro. El relleno ideal generalmente, es un material drenante, durable, de alta resistencia y rígido que esté libre de materiales indeseables. (Suarez, 2006)

Sin embargo, la escogencia final del material depende de su costo y disponibilidad contra el costo de utilizar materiales de menor calidad, pero de comportamiento aceptable, El relleno detrás de un muro generalmente no debe contener. (Suarez, 2006). Turba, material vegetal, maderas, materiales orgánicos o degradables, materiales tóxicos, materiales susceptibles a combustión, caucho, metales, plásticos o materiales sintéticos, lodo, arcillas expansivas, suelos colapsarles o materiales solubles. (Suarez, 2006).

También el relleno no debe ser químicamente agresivo; por ejemplo, la presencia de sulfatos en los suelos puede acelerar el deterioro del concreto o el acero. (Suarez, 2006).

Colocación y compactación del relleno.

Todos los materiales que se coloquen detrás de estructuras de contención, incluyendo los filtros, deben ser compactados. Al especificar el grado de compactación del relleno y de los filtros, debe tenerse en consideración las funciones que estos materiales van a cumplir. Entre mayor sea el grado de compactación la resistencia al cortante es mayor y el relleno es más rígido, pero la permeabilidad es menor. (Suarez, 2006).

Generalmente se especifica que la densidad debe cumplir una especificación del 90% de la densidad Proctor modificado para el nivel de los 1.5 metros más alto del relleno y del 95% cuando se requiere pavimentar la superficie arriba del muro. (Suarez, 2006).

Debe tenerse en cuenta que la compactación produce presiones mayores sobre la estructura, por lo tanto, el efecto de la compactación debe tenerse en cuenta en el diseño.

Debe demostrarse durante la etapa de diseño o antes de la construcción que los materiales a utilizar cumplen con la especificación. El diseñador debe especificar muy claramente el tipo, número y frecuencia de los ensayos de calidad, permitiendo que los ensayos puedan ser aumentados durante la construcción de acuerdo a la heterogeneidad de los materiales y al tamaño del muro. (Suarez, 2006).

Cuando el Contratista suministra el material el costo del relleno pueden minimizarse si se le permite una gama amplia de materiales, particularmente cuando materiales de buena calidad pueden encontrarse en la vecindad del sitio de trabajo, por lo tanto, la especificación de los rellenos no debe ser demasiado restrictiva. El uso de rellenos de arcilla no es recomendable debido a los problemas asociados con expansión contracción, y consolidación, pero a menudo son los únicos materiales disponibles. (Suarez, 2006).

Los rellenos de limos uniformes no deben usarse porque esos materiales son prácticamente imposibles de compactar. Los rellenos compuestos de suelos finos, requieren de un drenaje adecuado para evitar la formación de presiones altas de poros. El relleno compuesto de roca fracturada es un material muy bueno para su uso como relleno de muros de contención. Generalmente, deben preferirse los materiales bien gradados y con pocas cantidades de finos. (Suarez, 2006).

El movimiento o migración de finos debe prevenirse y puede requerirse la construcción de filtros diseñados específicamente para prevenir que el suelo atraviese los enrocados.

3.3.1 TOPOGRAFÍA.

La topografía juega un papel importante ya que se refiere a la forma tridimensional de un terreno. Describe los cerros, valles, pendientes, y la elevación de la tierra. El determinar la topografía es uno de los pasos iniciales en el diseño de terrenos ya que indica la pendiente del terreno. (Suarez, 2006).

Altimetría: Metodologías y técnicas para la determinación y la representación de la altura de un punto determina y representa la altura o cota de cada punto respecto de un plano de referencia. (Suarez, 2006).

Curvas de nivel: perfil topográfico expresa gráficamente y escala la forma del contorno dela superficie en una dirección establecida. Es una sección vertical que hacemos del terreno en una dirección determinada. (Suarez, 2006).

3.3.2 SELECCIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN.

Los siguientes factores deben tenerse en cuenta para la elección del tipo de muro de contención es necesario un análisis completo y profundo teniendo en cuenta factores principales como:

- Localización del muro de contención propuesto, su posición relativa con relación a otras estructuras y la cantidad de espacio disponible.
- Altura de la estructura propuesta y topografía resultante.
- Condiciones del terreno y agua freática.
- Cantidad de movimiento del terreno aceptable durante la construcción y la vida útil de la estructura, y el efecto de este movimiento en muros vecinos, estructuras o servicios.
- Disponibilidad de materiales.
- Tiempo disponible para la construcción.
- Apariencia.
- Vida útil y mantenimiento (Baselli, 2011).

El muro en cantiléver es el tipo de estructura de contención que más de adapta para la ladera en estudio cumpliendo con los siguientes factores mencionados anteriormente y son adecuados por su prendimiento técnico sismo resistente y económico a diferencia de otros muros. (Ordoñez, 2012)

Esta estructura se diseñará de tal forma que no se rebasen los siguientes estados límites de falla:

- Volteo.
- Desplazamiento del muro.
- Falla de la cimentación del mismo o del talud que lo soporta.
- Rotura estructural.
- Además, se revisarán los estados límite de servicio, como:
- Asentamiento

3.4 CRITERIOS DE COMPORTAMIENTO.

Una estructura de contención y cada parte de esta, requiere cumplir ciertas condiciones fundamentales de estabilidad, rigidez o flexibilidad, durabilidad, etc., durante la construcción y a lo largo de su vida útil y en muchos casos se requiere plantear alternativas para poder cumplir con las necesidades de un proyecto específico. Estas alternativas pueden requerir de análisis y cálculos adicionales de interacción suelo - estructura. En todos los casos el diseño debe ser examinado de una manera crítica a la luz de la experiencia local. Cuando una estructura de contención no satisface cualesquiera de sus criterios de comportamiento se pueden considerar que ha alcanzado el "Estado Límite". Durante el período de diseño se deben discutir en toda su extensión todo el rango posible de estados límite. (Ordoñez, 2012)

Las siguientes clases principales de estado límite deben analizarse:

- **Estado límite último.**

Es el estado en el cual se puede formar un mecanismo de falla, bien sea en el suelo o en la estructura (inclinación o fractura). Para simplicidad en el diseño debe estudiarse el estado inmediatamente anterior a la falla y no el colapso total del muro. (Ordoñez, 2012)

- **Estado límite de servicio.**

Es el estado en el cual no se cumple un criterio específico de servicio. Los estados límite de servicio deben incluir los movimientos o esfuerzos que hagan ver una estructura deformada o "fea", que sea difícil de mantener o que se disminuya su vida útil esperada. También se debe tener en cuenta su efecto sobre estructuras adyacentes o redes de servicios. Siempre que sea posible, una estructura de contención debe diseñarse en tal forma que se muestren signos visibles de peligro que adviertan de una falla. El diseño debe evitar que pueda ocurrir falla súbita o rotura, sin que haya Ocurrido previamente deformaciones que indiquen que puede ocurrir una falla. Se recomienda en todos los casos que la estructura de contención tenga suficiente ductilidad cuando se acerque a una falla. (Ordoñez, 2012)

3.4.1 ANÁLISIS ESTÁTICO.

Los métodos de equilibrio límite son ampliamente utilizados en el análisis estático de las estructuras de contención debido a la simplificación matemática, como también a la amplia experiencia en el uso. (Ordoñez, 2012)

3.4.2 MÉTODOS DE DISEÑO.

Las teorías más comúnmente usadas son las C.A. Coulomb (Francia 1776), y W.J.M. Rankine (Inglaterra 1857), las cuales pueden sintetizarse diciendo que el empuje activo de tierra es una fricción del empuje hidrostático debido a la misma altura de agua, la cuantía de la fricción depende del ángulo formado por la tierra del relleno con el horizontal trazada en el extremo superior del muro δ y del ángulo de fricción interna ø del mismo material de relleno, (el empuje de tierra actúa paralelo al relleno, o sea formando el mismo ángulo δ con la horizontal. (Ordoñez, 2012)

3.4.3 MÉTODO DE RANKINE 1857.

En muros de contención con cara vertical que retiene suelo granular de peso específico g, y talud horizontal, el método de Rankine establece una distribución triangular de esfuerzos horizontales sobre la cara vertical que contiene el suelo granular con una resultante denominada empuje activo, K localizada en el centroide de la distribución triangular, a H/3 desde la base de la estructura siendo H la altura del muro (Baselli, 2011).

3.4.4 MÉTODO DE COULOMB 1776.

Coulomb (1776) fue el primero en estudiar el problema de presiones laterales de suelos sobre muros de contención.

Asumió que la fuerza que actúa en la espalda del muro es el resultado del peso de la cuña de suelo sobre una superficie plana de falla Coulomb utilizó el equilibrio de fuerzas para determinar la magnitud del empuje de suelo actuando en el muro para las condiciones de empuje activo mínimo y empuje pasivo máximo. Dado que este problema es un número indeterminado de superficies de falla debe ser analizado para identificar la superficie de falla crítica. Coulomb identificó el ángulo A que forma el plano de falla del suelo con la

horizontal, imponiendo la **condición de fuerza mínima para producir la falla** (Baselli, 2011).

Tipo de Suelos	W(kg/m3)	(θ)
Arcillas	**1800 a 1920**	**15º a 32º**
Limo seco y suelto	**1600 a 1920**	**27º a 30º**
Limo denso	**1760 a 1920**	**30º a 35º**
Arena suelta y grava	**1600 a 2100**	**30º a 40º**
Arena densa y grava	**1920 a 2100**	**25º a 35º**
Arena suelta, seca y bien graduada	**1840 a 2100**	**33º a 35º**
Arena densa, seca y bien graduada	**1920 a 2100**	**42º a 46º**

Tabla 1 Peso específico de suelos

Fuente: (Osorio, 2012)

3.5 ANÁLISIS DINÁMICO

La respuesta dinámica es compleja en las estructuras de contención, pues los esfuerzos y desplazamientos dependen del estrato de cimentación, de las fuerzas inerciales, la rigidez de la estructura, del comportamiento del suelo retenido y de las características del sismo, etc. Stader (1996) sugiere que las soluciones para el comportamiento dinámico de las estructuras de contención pueden ser clasificadas en tres principales categorías: método rígido-plástico o pseudo estático, elástico y elastoplástico, en donde estos métodos adoptan hipótesis simplificadoras para la construcción de modelos matemáticos, pudiendo el comportamiento real ser ligeramente diferente.

3.6 MÉTODO DE LOS ESFUERZOS ADMISIBLES.

Las propiedades básicas para la clasificación de suelos y ensayos son las que se implementaron, según norma internacional ASTM D 2487.

clasificación completa para cada uno de los estratos o unidades estratigráficas y sus distintos niveles de meteorización según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

(SUCS). Más adelante, se detalla valores para diferentes tipos de suelo escogidos por autores.

3.6.1 CAPACIDAD DE CARGA

Capacidad de carga es la máxima presión que el suelo puede soportar de una cimentación sin fallar por exceder su resistencia al esfuerzo cortante. Depende de la magnitud, forma y dimensiones de la cimentación.

La parte inferior de una estructura se denomina generalmente cimentación y su función es transmitir la carga de la estructura al suelo en que ésta descansa. Una cimentación adecuadamente diseñada, como se dijo anteriormente, es la que transfiere la carga a través del suelo sin sobre-esforzar a éste. Sobre-esforzar al suelo conduce a un asentamiento excesivo o bien a una falla por cortante del suelo, provocando daños a la estructura.

Terzaghi expresó la capacidad de carga última, es decir, aquella capacidad que originará una falla repentina en el suelo que soporta la cimentación.

3.6.1 ESTABILIDAD AL VOLCAMIENTO Y DESLIZAMIENTO.

Donde se incluya el sismo se puede tomar FS= 2. Para estudiar la estabilidad al volcamiento, los momentos se toman respecto a la arista inferior de la zapata en el extremo de la puntera. La relación entre los momentos estabilizantes **Mr.** producidos por el peso propio del muro y de la masa de relleno situada sobre el talón del mismo y los momentos de volcamiento **Mv**, producidos por los empujes del terreno, se conoce como factor de seguridad al volcamiento **FS y**, esta relación debe ser mayor de 2.

$$FSV = MR / MV > 2$$

3.6.2 CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD DEL MURO.

La distancia donde se ubica la resultante de la carga y la diferencia entre la mitade la base y este valor sera la excentricidad, este valor debe estar ubicdo dentro del tercio medio de la base de la base de la zapata.

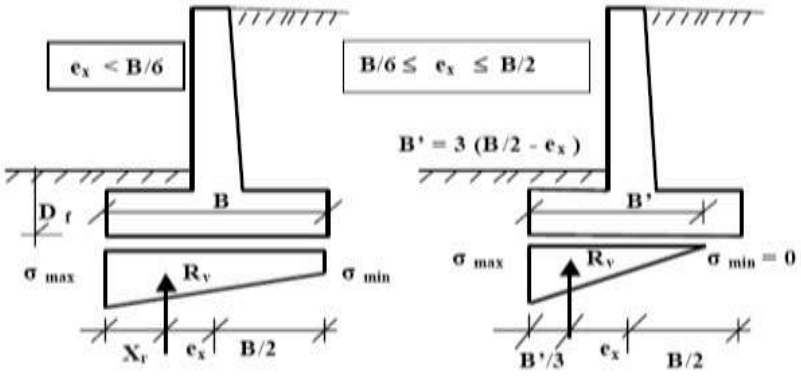


Figura 8: Presión de contacto muro-suelo de fundación

RESULTANTE DEL TERCIO MEDIO

XR = (MR – MV) / PESO

Donde:

XR= (**Momento Resistente** – **Momento Volcamiento**) / (**Peso total**)

Excentricidad

e = (B / 2) – XR

3.6.3 ESFUERZO PRODUCIDO POR LA CIMENTACIÓN.

La capacidad admisible del suelo de fundación adm debe ser mayor que el esfuerzo de compresión máximo o presión de contactos máx. Transferido al terreno por el muro, para todas las combinaciones de carga *Fuente:* (EVERARD. N., 1976)

Transmisión de presiones se analiza 1 m de muro por tanto L = 1.00

Qc = (Peso / (B*L)) * (1+6e / B) <

Qc = (Peso / (B*L)) * (1-6e / B) >

La mayoría de veces se produce una falla asimétrica, se produce por heterogeneidad del suelo o por condiciones geométricas específicas. En la tabla N°3 mostramos las presiones admisibles más comunes, de acuerdo al tipo de suelo Bajo ningún concepto el esfuerzo calculado del suelo (q suelo) debe ser mayor que el esfuerzo admisible (q adm) ya que

esto significaría que el suelo en que se está cimentando el muro no resistiría estos esfuerzos Fuente: (EVERARD. N., 1976)

Tipos de Suelos	Qadm. (Tn/m²)
Arcilla blanda de densidad media	15
Arcilla de consistencia media	25
Arena fina suelta	20
Arena gruesa suelta	30
Arena fina compacta	30
Arena y gravas sueltas	30
Grava suelta, y arena gruesa compactada	40
Mezcla de arena y gravas, compactadas	60
Arenas o gravas muy compactadas o parcialmente cementadas	100
Roca sedimentaria	150

Tabla 2: Presiones admisibles más comunes de acuerdo al tipo de suelo

Fuente: (EVERARD. N., 1976)

3.7 PRESIÓN LATERAL SOBRE LOS MUROS.

La presión real que se produce detrás de un muro de sostenimiento es difícil de estimar pues depende de varias variables del suelo cuyas características son complejos de evaluar. Factores como el tipo de relleno, su evolución en el tiempo, contenidos de humedad, variaciones de la misma, tipo de compactación, presencia o ausencia de sobrecargas en la superficie del suelo etc. Hacen que la estimación de la presión sea aproximada y haya que trabajar con rango de valores.

Las arenas y las gravas limpias se consideran superiores a todos los demás suelos porque son altamente permeables, no son susceptibles a la acción del congelamiento y no pierden estabilidad con el paso del tiempo. por ello, los rellenos se especifican en general con material no cohesivo.

3.8 EMPUJE DE TIERRA.

Este movimiento se da cuando el elemento de contención gira o se desplaza hacia el exterior bajo las presiones del relleno o la deformación de su cimentación hasta alcanzar unas condiciones de empuje mínimo, calculando de esta forma: $E = ½ \gamma H2 tg2 (45^a – \phi / 2)$

Donde:

E = Componente horizontal del empuje de tierras.

γ = Densidad natural del suelo.

H = Altura total del muro comprendida desde la base del muro hasta la parte superior de la zapata.

ϕ = angulo de friccion interna del material

El coeficiente ϕ es el angulo de rozamiento interno, el mismo que surge de la rotura del equilibrio de la masa de suelo retenida por el muro de contencion dicho angulo esta entre la normal y la presion de la masa de suelo.

Para determinar el valor de **Ka** que es el coeficiente de precion activa del suelo se obtiene de la siguiente ecuacion: $Ka = tg2\ (45^a - \phi / 2)$

En el caso de muros que van a desplazarse o deflectarse lo suficiente como para alcanzar las condiciones minimas de empuje activo, se considera el coeficiente de presion lateral activo de tierras. Para un ànalisis en condiciones de largo plazo, los empujes de tierra seràn calculados usando los esfuerzos efectivos ;ademas se adicionaràn los empujes hidrostàticos en los casos que sea necesario (Belandria, Rafael Angel Torres, 2008)

3.8.1. EMPUJE PASIVO DE TIERRA.

Este tipo de empujes se da cuando el elemento de contencion es comprimido contra el terrreno por las cargas transmitidas por una estructura u otro efecto similar hasta alcanzar unas condiciones de maximo empuje. $E = ½\ \gamma\ H2\ tg2\ (45^a + \phi / 2)$

3.8.2 PRESION ACTIVA DE TIERRA.

Este empuje no es mas que la reaccion opuesta por la pantalla del muro al movimiento del suelo, despues de aver alcanzado el maximo de las resistencias internas de corte del suelo. Mediante este efecto se produce una expacion lateral del macizo y el undimiento de la superficie libre del suelo producto del movimiento de la pantalla (Belandria, Rafael Angel Torres, 2008).

$$ka*\gamma s*h\hat{}2) /2$$

γ = peso específico de los suelos (T/m3)

h= altura total del muro (m).

Ka= coeficiente de presión activa.

3.8.3 MOMENTO DE VOLTEO DEBIDO A LA PRESION ACTIVA.

El momento de volcado se produce a una distancia de 1/3 de la altura total del estribo medidos desde la base del mismo (Belandria, Rafael Angel Torres, 2008).

$$Mv = Pa * (H/3)$$

La componente horizontal del empuje de tierra debe ser resistida por las fuerzas de roce entre el suelo y la base del muro. La relación entre las fuerzas resistentes y las actuantes o deslizantes (empuje), se conoce como:

Factor de seguridad al deslizamiento FSd, esta relación debe ser mayor de 1,5. Es común determinar esta relación sin considerar el empuje pasivo que pudiera presentarse en la parte delantera del muro, a menos que se garantice éste durante toda la vida de la estructura. Para evitar el deslizamiento se debe cumplir:

$$FSD = PESO*tg\phi/Pa$$

3.8.4 EMPUJES HIDROSTATICOS.

El empuje debido a la presion del agua debe corresponder el maximo nivel de agua que pueda ocurrir durante la vida util del elemento de construccion , para fines de analisis , si es que no se ha previsto medidas de drenaje adecuadas (Belandria, Rafael Angel Torres, 2008).

3.8.5 INCUMPLIMIENTO DE LAS CONDICIONES DE ESTABILIDAD.

En caso de no cumplir con la estabilidad al volcamiento y/o con las presiones de contacto, se debe redimensionar el muro, aumentando el tamaño de la base. Si no se cumple con la estabilidad al deslizamiento, debe modificarse el proyecto del muro, para ello hay varias alternativas (Belandria, Rafael Angel Torres, 2008).

1.Colocar dentellón o diente que se incruste en el suelo, de tal manera que la fricción suelo–muro cambie en parte por fricción suelo-suelo, generando empuje pasivo frente al dentellón, Se recomienda colocar el dentellón a una distancia 2. Hd medida desde el extremo de la puntera, Hd es la altura del dentellón y suele escogerse en la mayoría de los casos mayor o igual que el espesor de la base (Belandria, Rafael Angel Torres, 2008).

2.Aumentar el tamaño de la base, para de esta manera incrementar el peso del muro y la fricción suelo de fundación–muro.

3.Hacer uso del empuje pasivo Ep, su utilización debe ser objeto de consideración, puesto que para que éste aparezca deben ocurrir desplazamientos importantes del muro que pueden ser incompatibles con las condiciones de servicio, además se debe garantizar la permanencia del relleno colocado sobre la puntera del muro, de no poderse garantizar durante toda la vida útil del muro, solo se podrá considerar el empuje pasivo correspondiente a la altura del dentellón..

3.8.6. NORMAS DE DISEÑO.

Las zonas donde se diseña el acero es en la parte superior que corresponde a el esfuerzo provocado en el talón del muro, este esfuerzo es resultado de la carga del relleno que se genera.

El modelo matemático que se obtiene para el análisis estructural es el de una viga empotrada que está siendo cargada con una carga puntual que resulta del peso del relleno (Institute, American Concrete ACI318S-14). Las cargas mayoradas son las cagas especificadas en el reglamento general de construcción multiplicadas por los factores de carga apropiados. La resistencia requerida U se expresa en términos de carga mayoradas o de fuerzas y momentos internos correspondientes (Institute, American Concrete ACI318S-14)

El factor asignado a cada carga está influenciado por el grado de precisión con el cual normalmente se puede calcular la carga y por las variaciones esperadas para dicha carga durante la vida de la estructura. Por esta razón, a las cargas muertas que se determinan con mayor precisión y son menos variables se les asigna un factor de carga más bajo que a las cargas vivas. Los factores de carga también toman en cuenta variabilidades inherentes del análisis estructural empleado al calcular los momentos y cortantes (Institute, American Concrete ACI318S-14).

La resistencia requerida U debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas según ACI-318S-14 en el indicio (5.3.1) del capítulo 5 pagina 65.

COMBINACION DE CARGA	ECUACION	CARGA PRIMARIA
U=1.4D	(5.3.1a)	D
U=1.2D+1.6L+0.5(L, ó S ó R)	(5.3.1b)	L
U=1.2+1.6(L, ó S ó R)+(1.0L, ó 0.5W)	(5.3.1.c)	L, ó S ó R
U=1.2+1,0W+1.0L+0.5(L, ó S ó R)	(5.3.1d)	W
U=1.2+1.0E+1.0L+0.2S	(5.3.1e)	E
U=0.9D+1.0W	(5.3.1f)	W
U=0.9D+1.0E	(5.3.1g)	E

Tabla 3: Combinación de carga según el ACI

Fuente: (Institute, American Concrete ACI318S-14)

El recubrimiento de concreto para protección del refuerzo sometido a la intemperie y otros efectos se miden des de la superficie del concreto hasta la superficie exterior del acero, para el cual se define el recubrimiento. Cuando se prescriba un recubrimiento mínimo para una clase del elemento estructural, este debe medirse hasta el borde exterior de los estribos o espirales, si el refuerzo trasversal abraza las barras principales; hasta la capa exterior de barra, si se emplea más de una capa sin estribos; hasta los dispositivos metálicos de los extremos a los ductos en el acero de potenzado (Institute, American Concrete ACI318S-14).

Las condiciones “superficies de concreto en contacto con el suelo o expuestas a la intemperie”

Se refieren a exposiciones directas no solo a cambios de temperatura si no tan bien de humedad. Las superficies inferiores de cascara delgada o de losas, por lo general no se consideran directamente “expuestas”, a menos que estén expuestas a humedecimiento y secado alternados, incluyendo el debido a las condiciones de condensación o de filtraciones directas desde la superficie expuestas, escorrentía. Tabla 20.6.1.3.1 capitulo 20

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzos	Recubrimientos Especificado, min
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con el	todos	Todos	75
Expuesto a la interperie o en contacto con el suelo	todos	Barras No. 19 a No. 57	50
		Barra No. 16. Alambre MW200 ó MD200, y menores	40
No expuesto a la interperie ni en contacto con el suelo	Losas viguetas y muras	Barra No. 43 y No. 57	40
		Barra No. 36 y menores	20
	Vigas, columnas pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos cerrados para confinamiento	40

Tabla 4: Recubrimiento del concreto para protección

Fuente: (Institute, American Concrete ACI318S-14)

3.9. DISEÑO DEL TALÓN.

El momento flexionante del diseño y el efecto de cortante debe ser mayorada según el ACI-318S-14 Como es una sapata tiene la caracteriaticas de una losa de concreto masizo, este tipo de elementos no necesariamente se diseñan estrivos para el esfuerzo cortante si se revisa sino la capasidad resistente es mayor al cortante ultimimo actuante producido por las cargas mayorado los esfuerzon según (Institute, American Concrete ACI318S-14)

U= 1,7 D

Revisión a cortante. ø = 0,85

$$\boldsymbol{Vu} = \frac{\boldsymbol{V}}{\phi * \boldsymbol{b} * \boldsymbol{d}}$$

Donde:

V= Cortante de la zapata (kg).

b= base del cálculo 1 metro de ancho colaborante (cm).

d= peralte efectivo de la zapata (cm).

Ø= factor de reducción de carga. (ACI-318)

El valor del Vu debe ser menor al valor del Vares que está definido por la siguiente

$$\mathbf{Vres = 0.53*}\sqrt{\boldsymbol{f'c}}$$

Si el Vu< Vres, entonces la dimensión de la mayor zapata es la correcta.

Diseño a Momento Flexionarte (Hormigón Armado) ø = 0,90

El diseño a momento flexionaste es aquel que define el armado principal del acero para el diseño de hormigón está basado en el diseño de cuantías que no es más que el porcentaje del área bruta del concreto (ag) la cuantía de diseño debe ser a la cuantía mínima y no pasar la máxima la cuantía expresa la siguiente expresión.

$$= \mathbf{0.85} * \frac{\boldsymbol{f'c}}{\boldsymbol{Fy}} * \left(\mathbf{1} - \sqrt{\mathbf{1} - \frac{\mathbf{2.36} * \boldsymbol{Ru}}{\boldsymbol{f'c}}} \right)$$

Donde:

F`c= Resistencia del Hormigón.

Fy= Fluencia del Acero.

Ru= Resistencia nominal de diseño.

$$\boldsymbol{Ru} = \frac{\boldsymbol{Mu}}{\phi * \mathbf{b} * \mathbf{d^2}}$$

Donde:

Mu= Momento flexionante ultimo.

Ø= factor de reducción de carga. (ACI-318)

b= base del cálculo 1 metro de ancho colaborante (cm).

d= peralte efectivo de la zapata (cm).

La cuantía calculada se verifica con la cuantía mínima que está definida así:

$$\boldsymbol{\rho min = \frac{14}{fy} = 0.0033}$$

Donde:

Fy= Fluencia del Acero.

El acero de refuerzo tiene la siguiente expresión:

$$\boldsymbol{As = \rho * b * d}$$

Donde:

$\boldsymbol{\rho}$ = Cuantía de diseño.

b= base del cálculo 1 metro de ancho colaborante (cm).

d= peralte efectivo de la zapata (cm).

El número a varillas a emplear para el diseño se define:

$$\boldsymbol{\#V = \frac{As}{Av}}$$

Donde:

As= Acero calculado.

Av= Área de la varilla designada.

La separación de las varillas se dará en un metro de sección, y será la separación

entre las caras de las varillas definidas con la siguiente expresión:

$$\boldsymbol{S = \frac{b - 2r - (\#v * \emptyset)}{\#v - 1}}$$

Donde:

b= Base de diseño (100cm)

r= Recubrimiento (5cm) para muros y zapatas según ACI

#v= números de varillas.

Ø= Diámetro de la varilla empleada.

Se verificar la cuantía final, puesto que en hormigón se diseña por cuantía y no por acero esta cuantía no debe ser un valor mucho mayor a la cuantía del diseño.

Donde:

b= Base de diseño (100cm)

d= Peralte efectivo.

Asf= Acero Final (#v*ø)

3.9.1 DISEÑO DEL PIE DE LA CIMENTACIÓN.

La cimentación de la parte frontal o pie de la zapata, se diseña con el esfuerzo del suelo ya que esta parte no está sujeta a un relleno considerable del suelo.

El proceso es el mismo de la parte del talón de la cimentación, sin embargo, lo que varía es el modelo matemático del análisis estructura.

Mayorado los esfuerzos.

U= 1,7D

Armado trasversal o de reparto.

$$\boldsymbol{As = \rho * b * d}$$

Este armado de reparto o transversal se define por lo recomendado e

Donde:

$\boldsymbol{\rho}$ **=** Cuantía de diseño**. = 0,0018**

3.9.2. DISEÑO DE LA PANTALLA.

Para el diseño de la pantalla está sujeta a la presión que genera el suelo, como es un relleno general una carga de forma triangular puesto que es una presión, entonces se ha optado por dividir la pantalla en tres secciones, ya que el empuje del suelo, no es el mismo en el fondo en la pantalla a diferencia del extremo de la pantalla.

El modelo matemático que se genera es el de una viga en cantiléver o volado como comúnmente se conoce empotrada a la losa o zapata unida monolíticamente.

En cada una de las secciones se toma la presión activa lo que varía en estas secciones se toma la presión activa lo que varía en estas secciones es la distancia. Pero la fórmula es la de la presión activa.

$$Pa = (ka * \gamma s * h^2) / 2$$

El valor de Pa es la fuerza que multiplicada por la distancia h/3 genera el momento flexionante mientras que la fuerza es la misma para el diseño de corte.

En la mayorizacion de las cargas en los muros se toma la siguiente.

Cortante	U=1.7*PA
Momento	Mu = 1.7 * PA * H/3

Una vez obtenidos los esfuerzos momento y cortante se realiza la revisión por cortante tal como se hace en la zapata.

Utilizando la expresión:

Armado transversal o de reparto.	Armado Vertical de la Cara exterior
ρmin= 0,0020 Según ACI para MUROS	ρ min= Según ACI para MUROS
As= ρ * b * d	As= ρ * b * d

4.MATERIALES Y MÉTODOS

4.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN.

Se trata de una investigación aplicada, donde se está resolviendo un problema de forma inmediata aplicando métodos y fórmulas matemáticas que sirven para diseñar muros de contención.

4.2 POBLACIÓN Y MUESTRA:

4.2.1 Población.

El sector ubicado en la ciudadela Mirador San Antonio es el campo de estudio en este trabajo de titulación y fue tomado como la población para desarrollar el proyecto.

4.2.2 Muestra.

La información topográfica del sector y las calicatas fueron tomadas como muestra para este trabajo de investigación.

4.3 MÉTODO DE INVESTIGACIÓN

Para el desarrollo de la investigación se utilizaron los siguientes métodos:

4.3.1 DOCUMENTAL.

Empleado para elaborar un sistema coherente de conceptos y proposiciones lógicas que constituirán el marco contextual de la investigación. Permitirá fundamentar teóricamente el problema: Tabla de Análisis granulométrico, Tabla de Clasificación de los suelos según AASHTO, tabla de los pesos específicos del suelo según Terzaghi, tabla de Angulo de fricción interno para suelos según Everard. N, Tanner. J., Tabla de presiones admisibles sobre suelos y rocas Everard. N, Tanner. J., Tabla de combinación de carga según Instituten América concrete, tabla de protección del concreto según Instituten América concrete.

4.3.2 EMPÍRICO.

Aborda la realidad de los hechos que son observables, cuantificables y medibles. Es un método que contrasta sus hipótesis de una forma rigurosa a través de la demostración

científica que determina dicha hipótesis: topografía, calicata, medición de la calicata, Ensayos de laboratorio, Dimensionamiento y cálculo del muro.

4.4 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.

4.4.1 Técnicas.

Las técnicas empleadas para el desarrollo de este trabajo de investigación son:

Instrumentos, mediciones, topografía, ensayo de suelo en laboratorio, trabajo en gabinete.

4.4.2 Instrumentos.

Para la realización de este trabajo se hará recolección adecuada del suelo en el sitio utilizando: pala, pico y saco, adicionalmente tablas, formatos, e instrumentos de recolección de datos en laboratorio plano de referencia, (instrumentos topográficos).

Entre los instrumentos de oficinas:

- Computadoras de escritorio para el desarrollo y procesamiento de información.
- Utilización de programas como el AutoCAD, y paquete office.
- Aplicación formatos y fórmulas.

4.5. LEVANTAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.

4.5.1 TOPOGRÁFICO.

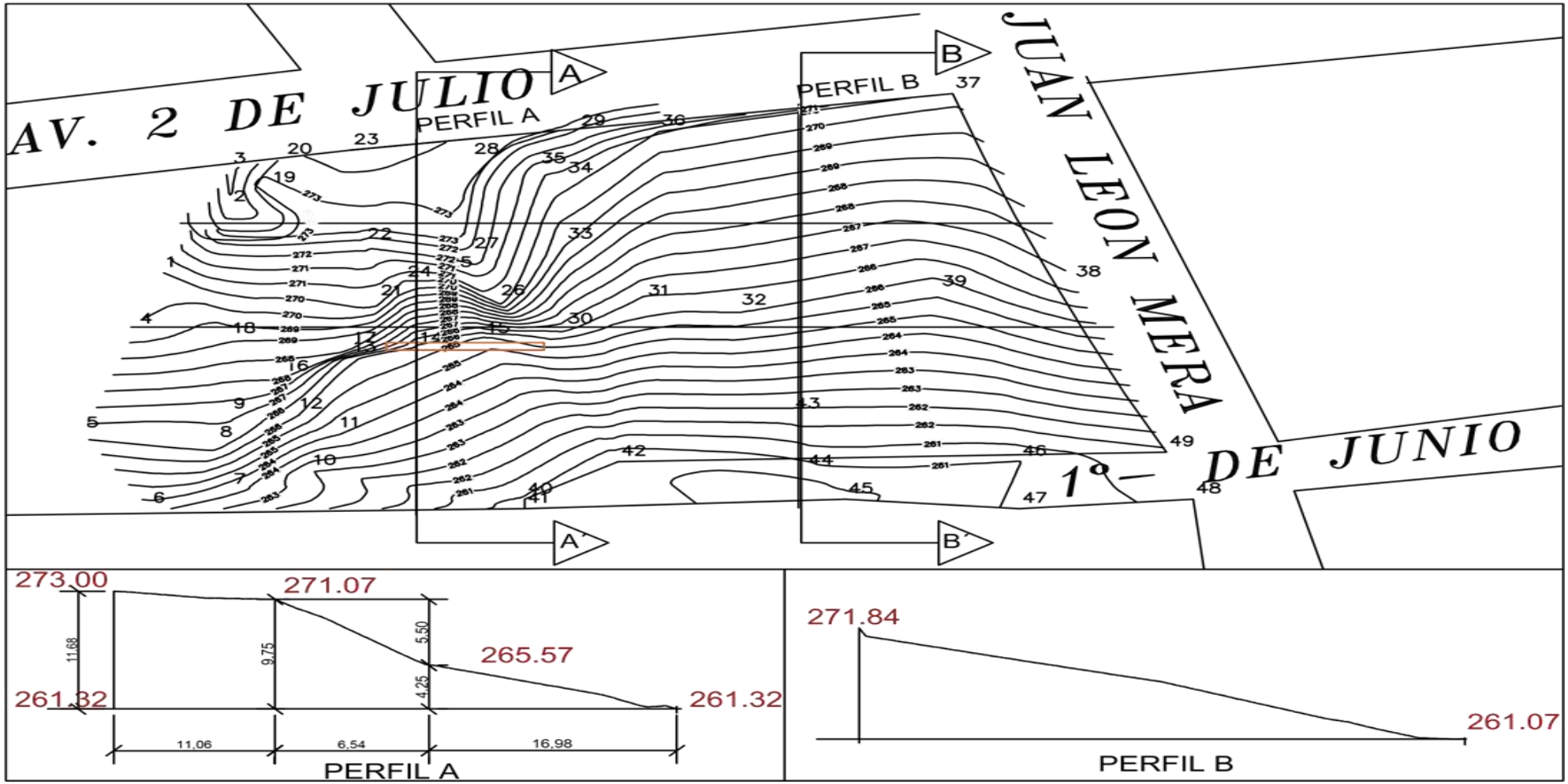


Figura 9: Topografía, ubicación del sitio de estudio

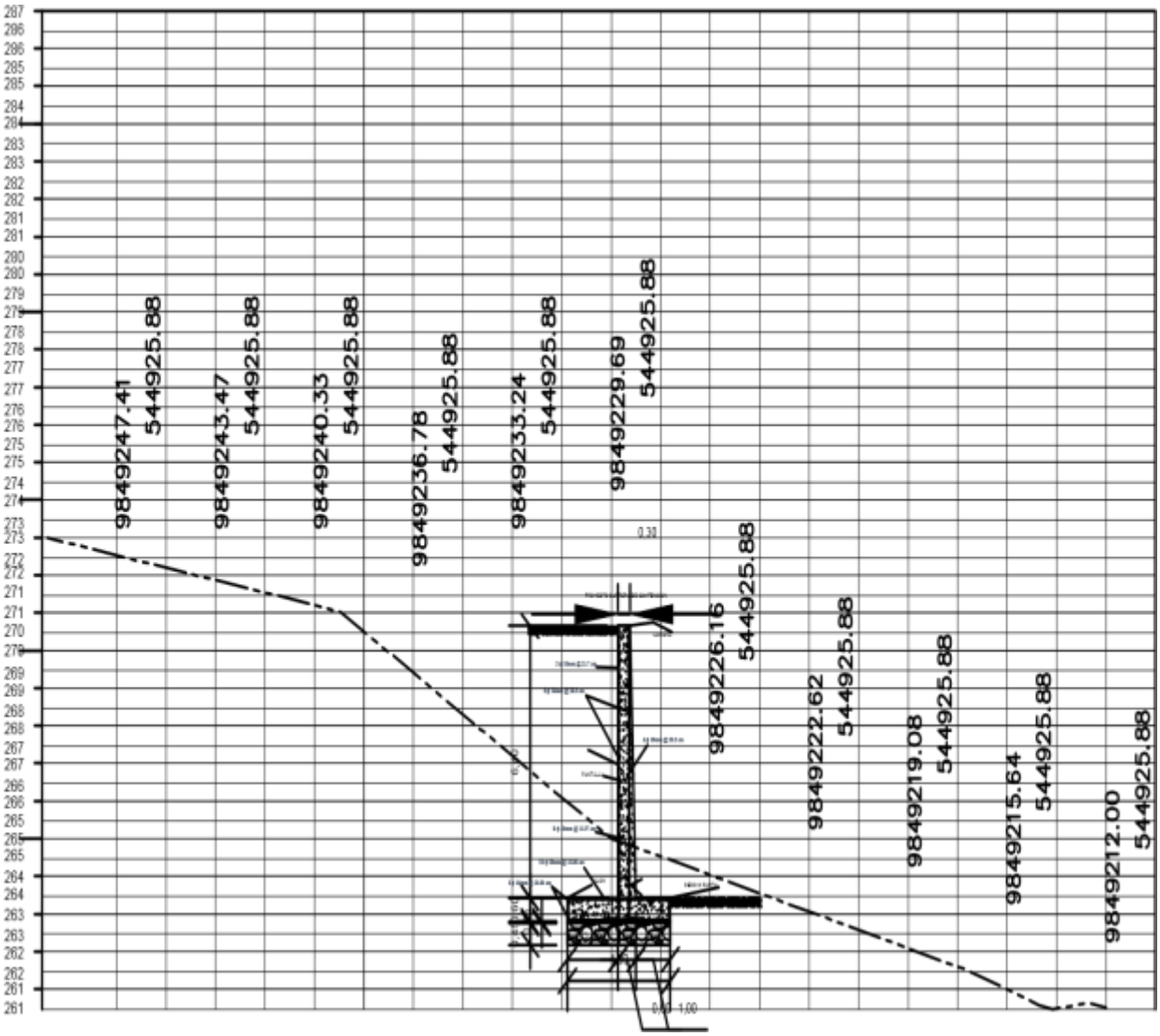


Figura 10: Representación topográfico del muro

COORDENADAS. U.T.M

	NORTE Y	ESTE X
Inicio	544907	9849237
Fin	544982	9849218

Tabla 5: Referencia de las coordenadas

Altitud: cota inferior =259.87 m.s.n.m; cota superior=273, 70 m.s.n.m

Longitud del muro según la topografía: 10.00 metros.

COORDENADAS			
PUNTO	**NORTE**	**ESTE**	**COTA**
1	544907	9849237	270
2	544912	9849244	273
3	544912	9849248	273.7
4	544905	9849231	269.4
5	544901	9849220	266.21
6	544906	9849212	263.7
7	544912	9849214	263.75
8	544911	9849219	266.35
9	544912	9849222	266.62
10	544918	9849216	262.54
11	544920	9849220	264.07
12	544917	9849222	265.57
13	544921	9849228	265.58
14	544926	9849229	265.28
15	544931	9849230	264.83
16	544916	9849226	267.6
17	544921	9849229	268.12
18	544912	9849230	268.57
19	544915	9849246	271.07
20	544916	9849249	272.34
21	544923	9849234	270.3
22	544922	9849240	271.68
23	544921	9849250	272.75
24	544925	9849236	269.92
25	544928	9849237	270.54
26	544932	9849234	270.42
27	544930	9849239	271.84
28	544930	9849249	272.24
29	544938	9849252	272.01
30	544937	9849231	266.15
31	544943	9849234	265.84
32	544950	9849233	265.57
33	544937	9849240	269.84

34	544937	9849247	270.24
35	544935	9849248	270.69
36	544944	9849252	270.01
37	544966	9849256	269.75
38	544975	9849236	266.82
39	544965	9849235	265.15
40	544934	9849213	260.42
41	544934	9849212	260.15
42	544941	9849217	260.02
43	544954	9849222	261.8
44	544955	9849216	260.02
45	544958	9849213	259.07
46	544971	9849217	260.49
47	544971	9849212	260.58
48	544984	9849213	261.2
49	544982	9849218	261.32

Tabla 6: Coordenadas topográficas

4.5.2 CALICATA

Ubicada en la ladera entre las calles Juan León Mera y Primero de Junio su profundidad de excavación es de un metro cincuenta en la que fue extraída una muestra de suelo de aproximadamente 2000 gramos.

5. RESULTADOS.

5.1 CARACTERISTICAS DEL SUELO.

TAMIZ	DIAMETRO	P.RETENIDO PARCIAL	P. RETENIDO ACUMULADO	% RETENIDO	% QUE PASA	
		GRANULOMETRIA		**SERIE GRUESA**		
3"	76,2	0				
2.1/2"	63,5	0				
2"	50,8	0				
1½"	38,1	0			100,00	
1"	25,4	25,8	25,8	1,68	98,32	

3/4"	19,1	11,8	37,6	0,77	97,55	
1/2"	12,7	17,5	55,1	1,14	96,41	
3/8"	9,52	19,4	74,5	1,26	95,15	
N°4	4,76	8,5	83	0,55	94,60	
20	1	25	108,00	1,62	92,97	
40	0,42	43,10	151,1	2,80	90,17	
100	0,149	18,7	169,8	1,21	88,96	
200	0,074	6,8	176,6	0,44	88,53	
pasan 200		1362,7	1539,3	88,53	0,00	
suman		1539,30				

Tabla 7: Cálculos de ensayos de laboratorio

P INICIAL SECO=

N°		PESO	PESO	PESO		%
TARRO		HUMEDO	SECO	TARRO	W	PROMEDIO

HUMEDAD NATURAL

K		1733,7	1539,30		194,40	12,63
						12,63

Tabla 8:Cálculos de ensayos de laboratorio

LIMITE LÍQUIDO

RECIPIENTE #	S	I	LL
MASA DE RECIPIENTE + MUESTRA HÚMEDA (P1)	23,70	21,50	20,10
MASA DE RECIPIENTE + MUESTRA SECA (P2)	21,30	19,90	19,10
MASA DE AGUA (P3 = P1 - P2)	2,40	1,60	1,00
MASA DE RECIPIENTE (P4)	15,60	15,40	14,10
MASA DE MUESTRA SECA (P5 = P2 - P4)	5,70	4,50	5,00
% DE HUMEDAD (W = P3 × 100 ÷ P5)	42,11	35,56	0,20
# DE GOLPES	11	15	34

$$Ll = \frac{42,11 + 35,56 + 0,20}{3} = 25.95$$

LIMITE PLÁSTICO

RECIPIENTE #	HP	RF	P3

L. Líquido = 25,95

MASA DE RECIPIENTE + MUESTRA HÚMEDA (P1)	7,10	9,40	7,70
MASA DE RECIPIENTE + MUESTRA SECA (P2)	6,90	9,27	7,59
MASA DE AGUA (P3 = P1 - P2)	0,20	0,13	0,11
MASA DE RECIPIENTE (P4)	6,00	8,70	7,10
MASA DE MUESTRA SECA (P5 = P2 - P4)	0,90	0,57	0,49
% DE HUMEDAD (W = P3 × 100 ÷ P5)	22,22	22,81	22,45

L. Plástico = 22,49

I. Plasticidad = 3,46

$$Lp = \frac{22,22 + 22,28 + 22,45}{3}$$

$$= 22.49$$

IP=25.49-22.49=3.46

Figura 11: Numero de golpes

A continuación, se procederá a la clasificación del suelo según AASHTO.

TABLA Nº 1 : Clasificación de Suelos según AASHTO

CLASIFICACION GENERAL	Materiales Granulares (igual o menor del 35% pasa el tamiz Nº 200)							Materiales Limo - Arcillosos (más del35% que pasa el tamiz Nº 200)			
GRUPOS	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
SUB - GRUPOS	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 / A-7-6
% que pasa el Tamiz:											
Nº 10	50 máx.										
Nº 40	30 máx.	50 máx.	51 mín.								
Nº 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características del Material que pasa el tamiz Nº 40											
Límite Líquido			NO PLÁSTICO	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 máx.
Índice de Plasticidad	6máx	6 máx.		10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Índice de Grupo	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Tipos de Material	fragmentos de piedra grava y arena		Arena fina	Grava, arenas limosas y arcillosas				Suelos Limosos		Suelos Arcillosos	
Terreno de Fundación	Excelente a Bueno					Regular a Deficiente					

NOTA: El índice de plasticidad de los suelos A-7-5 es igual o menor que su Límite Líquido 30, el de los A-7-6 mayor que su Límite Líquido (fig. 1) se halla indicada la relación ente lo LL e IP de los materiales finos. Dicho de otro modo, el grupo A-7 es subdividido en A-7-5 ó A-7-6 dependiendo del Límite Plástico (L.P.)
Si el LP ≥ 30, la clasificación es A-7-6
Si el LP < 30, la clasificación es A-7-5

Figura14: Clasificación de los suelos

En el ensayo realizado en el laboratorio nos dio el tipo de suelo, a continuación, detallamos lo siguientes:

- El % que pasa por el tamiz N° 40, pertenece al grupo A-3 que significa Arena Fina
- El % que pasa por el tamiz N° 200, pertenece al grupo A6 que significa suelos arcillosos
- Característica del material que pasa por el tamiz N° 40 en el Limite Liquido e Índice de plasticidad pertenece al grupo A6

  Con los datos dados llegamos a la conclusión de que tenemos **suelos arcillosos.**

A falta de datos de laboratorio el peso específico del duelo y Angulo de fricción interno puede escogerse en la tabla 9 dependiendo del tipo de suelo con el que se va a trabajar.

Tipo de Suelos	**W(kg/m3)**	**(θ)**
Arcillas	1800 a 1920	15º a 32º
Limo seco y suelto	1600 a 1920	27º a 30º
Limo denso	1760 a 1920	30º a 35º
Arena suelta y grava	1600 a 2100	30º a 40º
Arena densa y grava	1920 a 2100	25º a 35º
Arena suelta, seca y bien graduada	1840 a 2100	33º a 35º
Arena densa, seca y bien graduada	1920 a 2100	42º a 46º

Tabla 9: El ángulo puede tomarse aproximadamente como se indica en la tabla

Fuente (Osorio, 2012)

Peso específico del duelo escogido 1800(kg/m3)

Angulo de fricción escogido= 32°

Los valores pueden ser tomados a partir de referencias bibliograficas; en la tabla 10.

Valores de Qadm. para diferentes tipos de suelos.

Tipos de Suelos	Qadm. (Tn/m²)
Arcilla blanda de densidad media	15
Arcilla de consistencia media	25
Arena fina suelta	20
Arena gruesa suelta	30
Arena fina compacta	30
Arena y gravas sueltas	30
Grava suelta, y arena gruesa compactada	40
Mezcla de arena y gravas, compactadas	60
Arenas o gravas muy compactadas o parcialmente cementadas	100
Roca sedimentaria	150

Tabla 10:: Calculo de presión admisible más comunes, de acuerdo al tipo de suelo

Fuente: (EVERARD. N., 1976)

Promedio de valores marcados en la tabla = (15+25) /2 = 20.00T/m2=2.00kg/cm2

5.1.1 REVISION DE LA ESTABILIDAD DE LA LADERA

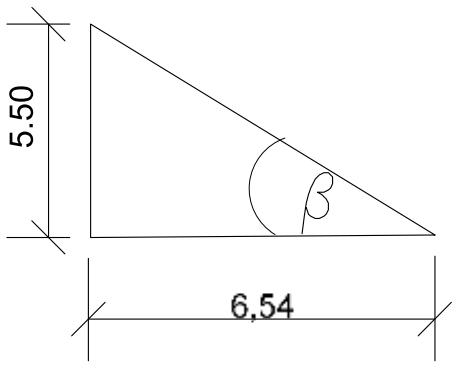


Figura 12: Topografía, ubicación del sitio de estudio

$$\mathbf{Tg\ \beta\ \frac{5{,}50}{6{,}54}\ 40,\ 06}$$

Ø =32° Análisis de suelo valor obtenido mediante la tabla 9

El Angulo del suelo natural de la ladera en estudio es de 40°

Para evitar derrumbamientos del suelo es necesario la colocación un muro de sostenimiento o de contención que constituya un soporte lateral para la masa de suelo

5.2 TIPO DE MURO DE CONTENCIÓN.

En base a la topografía y los estudios de suelo realizados fue seleccionado el muro en voladizo o cantiléver por su rendimiento técnico y económico como el tipo de estructura de contención ideal que resolverá esta problemática.

5.3. DISEÑO DEL MURO.

Para el cálculo y dimensionamiento se utilizó las siguientes dimensiones de tanteo sugeridas por HUNTINGTON para muros en cantiléver.

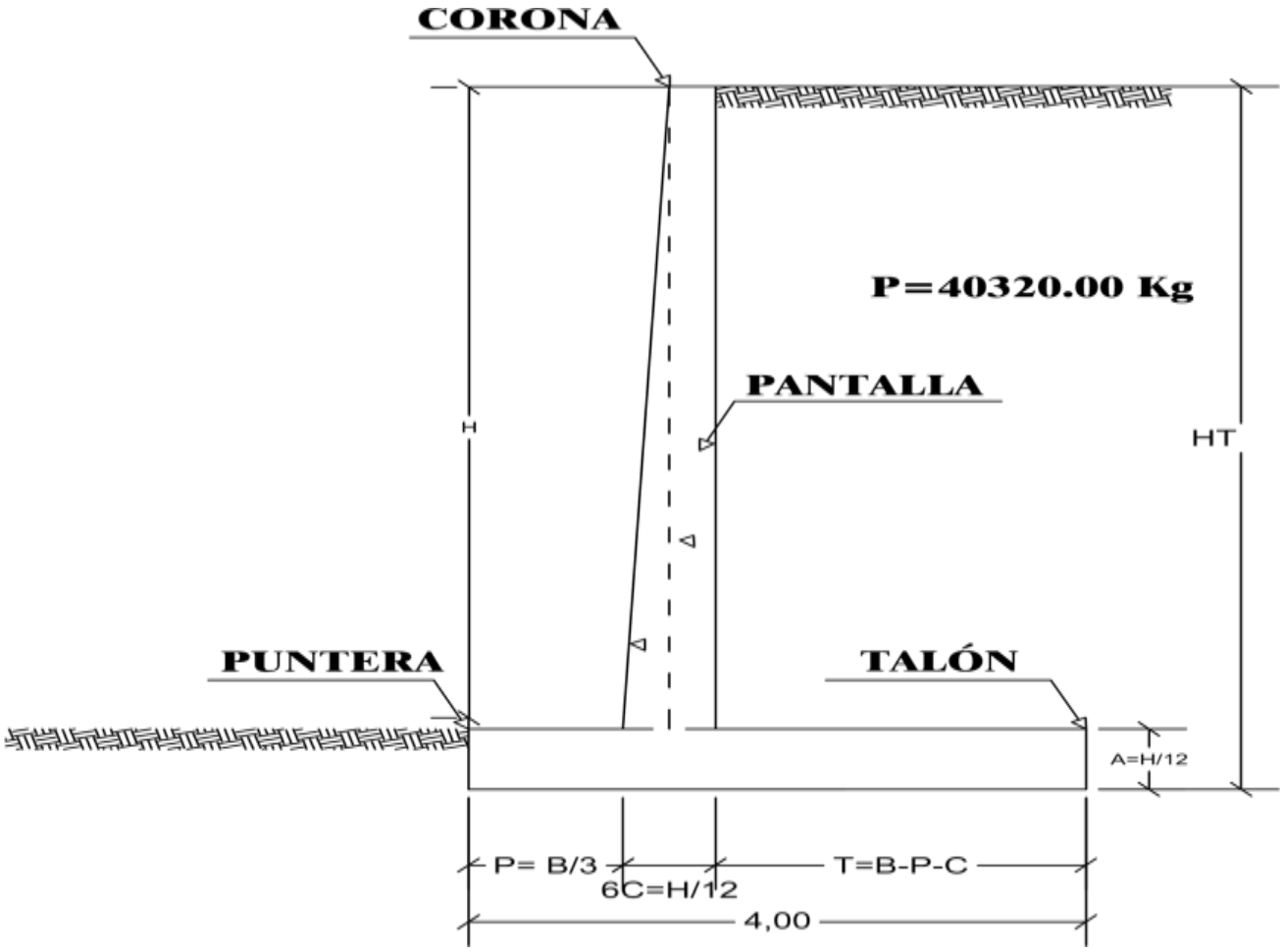


Figura 13: Muro en cantiléver

DIMENSIONAMIENTO Ht=7.15m

ANCHO DE CORONA

C= Ht/24

C= 0.30m

C= 0.30m

ALTURA DE ZAPATA

A= Ht/12 = 7.00m/12

A= 0.60m

BASE DEL MURO

B= (1/2) H A (2/3) H

B=7.00m/2 A 7.00m*2/3

B= 3.50m a 4.67m

B=4.00m

PUNTERA

P= (1/4) B

P=4.00m/4

P=1.00 m

ANCHO DE BASE PANTALLA

C'=H/12

C'=7.00m/12

C'=0.60m

TALON DEL MURO

T=B-P-C'

T= (4.00-1.00-0.60) m

T= 2.40m

DATOS:

H = 7.00m

γ. Hormigón = 2400 Kg/m^3

φ = 32°(valor obtenido mediante la tabla 9 de los diferente tipos de suelo,

a = 2*φ/3=21.33° (Fricción Hormigón-suelo).

γ = 1800 Kg/m^3(valor obtenido mediante la tabla número 9 peso específico del suelo.)

Qadm. =2.00 kg/cm^2 (Datos obtenidos mediante la tabla número 10 de presión admisible.)

$\boldsymbol{f'c}$ = 280 kg/cm^2 (resistencia del hormigón)

$\boldsymbol{Fy}$ = 4200 kg/cm^2 (fluencia del acero)

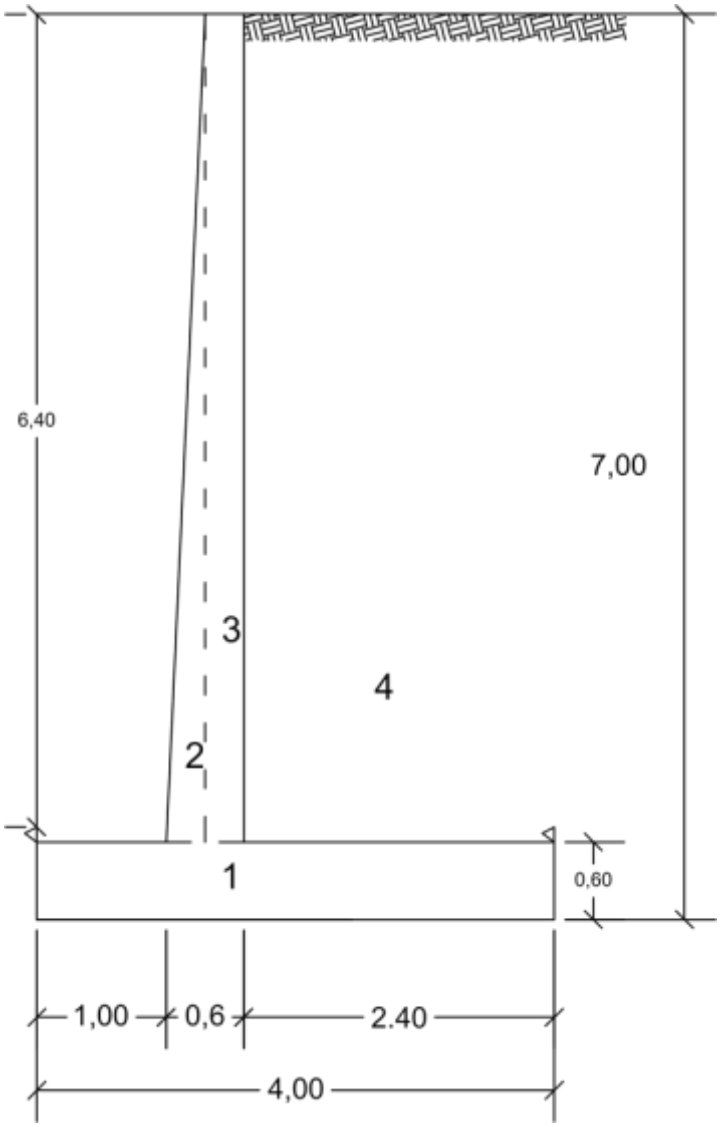


Figura 14: Pre dimensionamiento del muro

PROCEDIMIENTO:

$E = ½*\gamma*Ht^{2*}tg^2 (45°-32°/2).$

$E = 0.5*1800Kg/m^3*(7m)^2*tg^2 (45°-32°/2).$

$E = 44100Kg/m\ tg^2 (29).$

$E = 44100Kg/m*(0.55431)^2.$

E = 13550,15 Kg/cada metro lineal del muro.

Y = H/3

Y = 7.00m/3

Y = 2.33m.

Como no es una forma regular el muro se descompone en figuras geométricas sencillas para el cálculo de su peso y los brazos de palanca con respecto al centro de gravedad para el cálculo final del peso del muro y los momentos estabilizantes.

Fig. N°	**Sección**	**Área (m^2)**	**Peso Específico(Kg/m^3)**	**Peso Total (Kg)**	**Centro de Gravedad X (Kg-m)**	**Momento X**
1	4.00*0.60	2.40	2400	5760.00	2.00	11520.00
2	0.3*6.40/2	0.96	2400	2304.00	1.20	2764.80
3	0.30*6.40	1.92	2400	4608.00	1.45	6681.60
4	2.40*6.40	15.36	1800	27648.00	2.80	77414.40
			suman	**40320.00**		**98380.80**

Tabla 11: Tabla de cálculo de Peso total y Momentos de gravedad

X (cg) = Momento X / Peso Total.

X (cg) =**98380.80** Kg-m / **40320.00** Kg.

X (cg) = 2.44 m

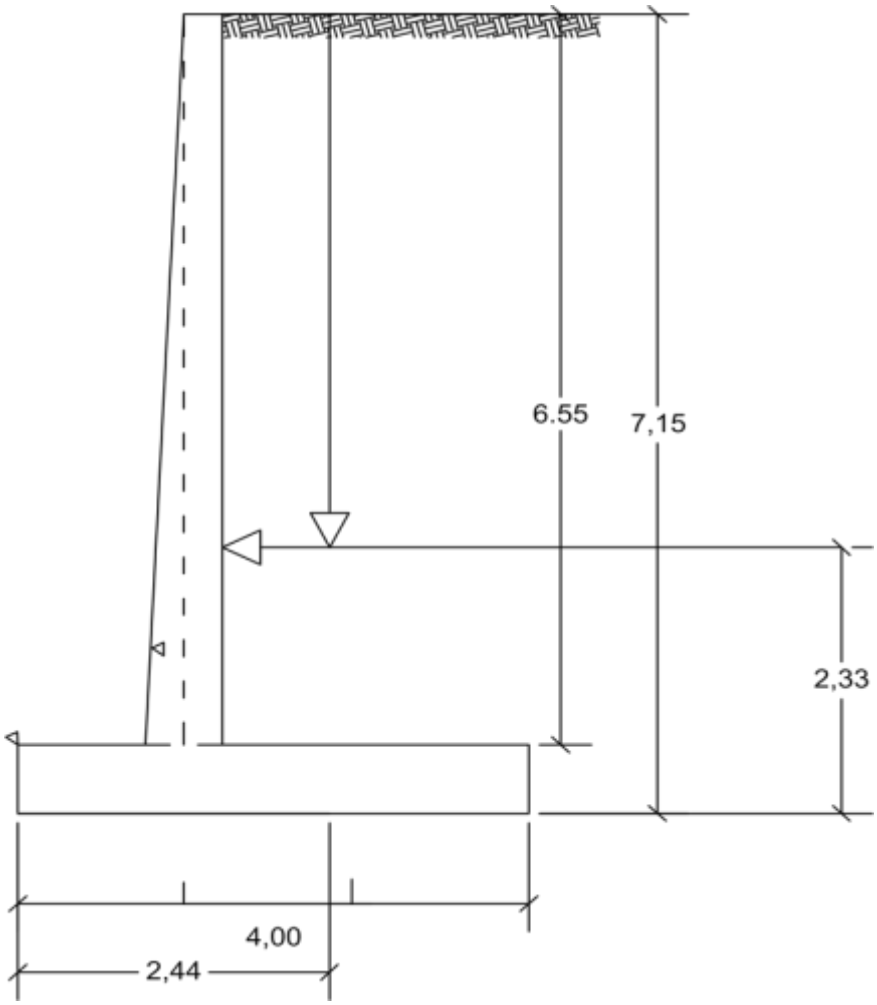


Figura 15: Pre diseño del muro

Momento de Volcamiento.

Mv = E * Y

Mv = 13550,15 kg * 2.33m

Mv = 31571.85 Kg-m.

Momento Resistente.

Mr = Peso * X(cg)

Mr = 40320.00 Kg * 2.44m

Mr = 98380.80 Kg-m.

Factor de Seguridad al Volcamiento.

FSV = MR / MV

FSV = 98380.80 Kg-m / **31571.85** Kg-m

FSV = 3.12 > 2 SI

Coeficiente de presión activa del suelo

Ka= tg^2(45 -ϕ /2)

Ka= tg^2(45 – 32°/2)

Ka= 0.31

Mv = Pa*(H/3)

Presión activa del suelo (Pa)

Pa= (ka*γs*hˆ2) /2

Pa= (0.31*1.8*49.00) /2

Pa= 13,61 t/m

Momento de Volcamiento.

Mv = Pa * (H/3)

Mv = 13610 kg/m * 2.33 m

Mv = 31756.67 Kg-m.

Factor de Seguridad al Deslizamiento.

FSD = PESO*tgϕ/Pa

FSD = 40320.00 Kg*tg(32°) / 13610Kg

FSD = 1.85 ≥ 1.5 SI

Resultante dentro del tercio medio:

B / 3 = 4.00 / 3 = 1.33

XR = (MR – MV)/ PESO

XR= (**98380.80 Kg-m** – **31571.85 Kg-m**)/ 40320 Kg = 1.65 m.

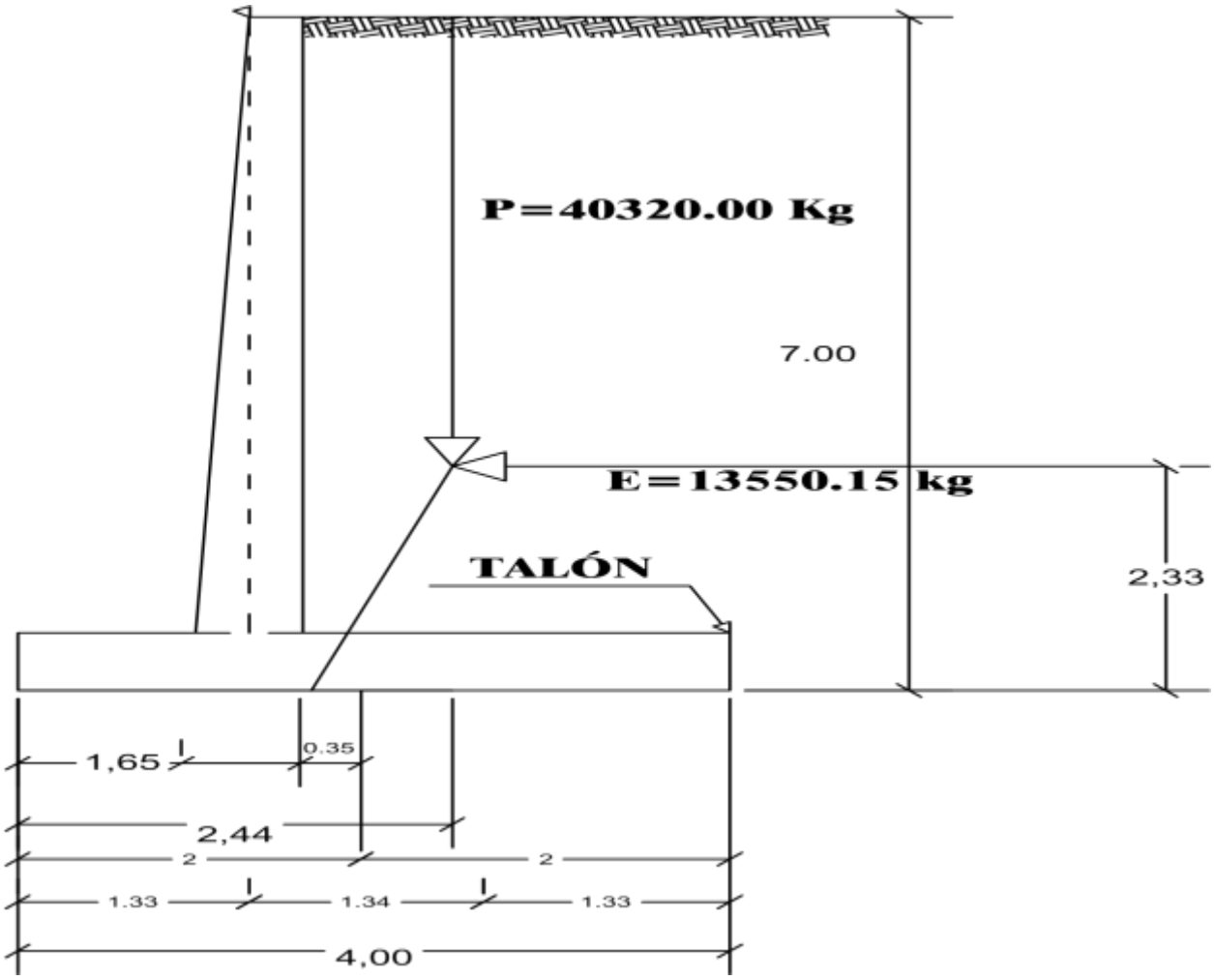


Figura 16: Prediseño del muro

La excentricidad debe estar dentro del tercio medio para que no se produzcan asentamientos en ninguno de los lados de la zapata.

Excentricidad:

e = (B / 2) – XR

e = (4.00 / 2) – 1.65 m = 0.35m.

Transmisión de presiones. Se analiza un metro de muro por lo tanto L = 1 m.

Qc = (Peso / (B*L)) * (1±6e / B)

Qc = 40320.00 Kg / (4.00m*1.00m) * (1±6*0.35m/4.00m)

Qc = 10080 kg/m2 * (1+0.525)

Qc 1 = 10080 kg/m2 * (1.525) =15372.00 Kg/m^2

1.54 Kg/cm^2 < 2.00 kg/cm2 **OK//**

Qc = (Peso / (B*L)) * (1±6e / B)

Qc = 40320.00 Kg / (4.00m*1.00m) * (1±6*0.35m/4.00m)

Qc = 10080 kg/m2 * (1-0.525)

Qc 2 = 10080 kg/m2 * (0.475) = 4788.00 kg/m^2 > 0.

0.48 Kg/cm^2 > 0 **OK//**

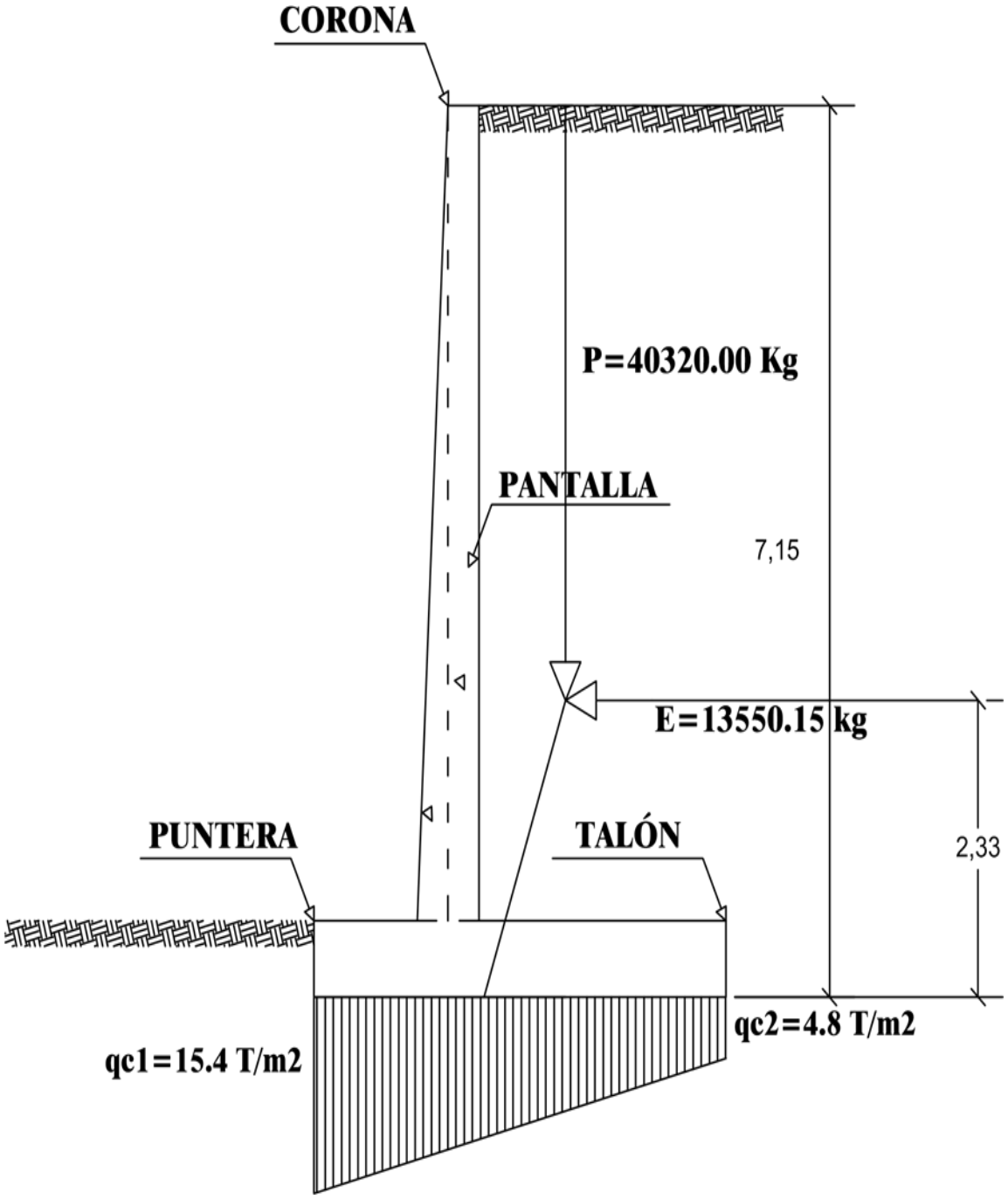


Figura 17: Excentricidad del muro

CÁLCULO ESTRUCTURAL DEL MURO

DISEÑO DEL TALON DEL MURO

Cargas de diseño sobre el talón

	BASE	ALTO	ɣ(T/m3)	PESO	
Wɣs	**2.40**	**6.40**	**1.800**	**25.92**	**t/m**
Wz	**2.40**	**0.6**	**2.400**	**3.45**	**t/m**

Tabla 12: Diseño del talón del muro

Wu=29.3 T/m * 1m de ancho colaborante = 29.3 T

Modelo matemático de análisis estructural

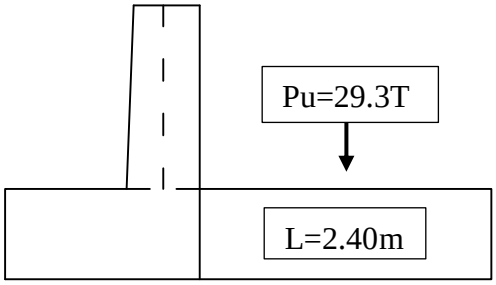


Figura 18: Modelo matemático

M=Pu*L/2= 29.3*2.40/2= 35.16 T-m

V=Pu=29.3 T

Mayorando los esfuerzos según ACI-328S-08(9.2.1)

U=1.4*D

Mu=35.16 T-m *1.4=49.22 T-m

V=29.3 T*1.4=41.02 T=41020kg

Revisión a Cortante ϕ=0.85

$$\boldsymbol{Vu} = \frac{\boldsymbol{V}}{\phi * \boldsymbol{b} * \boldsymbol{d}}$$

b=100cm
t=60cm
d=55cm

$$Vu = \frac{41020.00kg}{0.85 * 100cm * 55cm}$$

Vu=8.77 kg/cm2

Vres = 0.53*$\sqrt{\boldsymbol{f'c}}$= 8.86kg/cm2 **OK**

Si el **Vu< Vres**, entonces la dimensión de la zapata es la correcta.

Diseño a momento flexionante (hormigón armado) ϕ=0.90

$$\boldsymbol{Ru = \frac{Mu}{\phi * b * d^2}}$$

$$\boldsymbol{Ru = \frac{4922000.00\ kg - cm}{0.90 * 100\ cm * 3025\ cm} = 1.08\ kg/cm}$$

$$\boldsymbol{\rho = 0.85 * \frac{f'c}{Fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * Ru}{f'c}}\right)}$$

$$\rho = 0.85 * \frac{280}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * 18.08}{280}}\right)$$

$$\boldsymbol{\rho = 0.00449}$$

$$\boldsymbol{\rho min = 0.0018}$$ **Según ACI para losas macizas**

$$\boldsymbol{\rho min = \frac{14}{fy} = 0.0033}$$ **Según ACI para elementos a flexión**

$$\boldsymbol{As = \rho * b * d}$$

$$\boldsymbol{As = 0.0045 * 100 * 55 = 24.75 cm2}$$

Varilla a utilizar ϕ=18mm

Área de la varilla=Av.=2.5447cm2

$$\boldsymbol{\#V = \frac{As}{Av} = \frac{24.75}{2.5447} = 9.73 \approx 10\ varillas}$$

$$\boldsymbol{S = \frac{b - 2r - (\#v * \emptyset)}{\#v - 1}}$$

$$\boldsymbol{S = \frac{100 - 10 - (10 * 1.8)}{10 - 1} = 8.00 cm}$$

Se verifica la cuantía final, puesta que en hormigón se diseña por cuantía y no por acero, esta cuantía no debe ser un valor mucho mayor a la cuantía de diseño.

$$\boldsymbol{\rho = \frac{As\ f}{b*d} = \frac{\#v*Av}{b*d} = \frac{10*2.5447 cm2}{100 cm*55 cm} = 0.00463}$$ **OK**

Armado principal del talón del muro

10 ϕ 18mm @ 8.00 cm en una sección de un metro.

DISEÑO DE LA PUNTERA DEL MURO

La base de la zapata de la parte frontal, al no estar sujeta a un relleno se la diseña con el esfuerzo del suelo variando el modelo matemático del análisis estructural.

Cargas de diseño sobre el puntal

Wu= 15.40 T/m2 * 1m de ancho colaborante = 16.00 T/m

Modelo matemático de análisis estructural

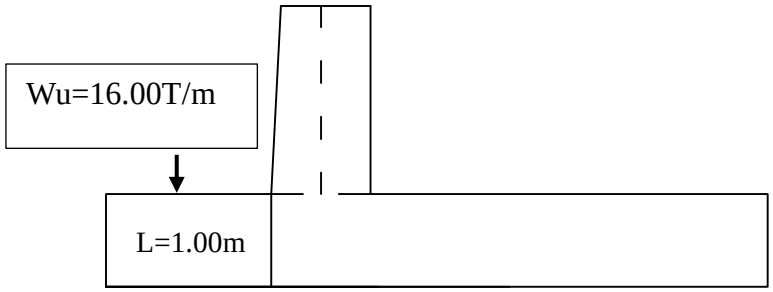


Figura 19: Análisis estructural

M=Wu*L^2/2= 16.00*1.00^2/2= 8 T-m

V=Wu*L= 16.00T/m * 1.00m= 16 T

Mayorando los esfuerzos según ACI-328S-08(9.2.1)

U=1.7*D

Mu=8 T-m *1.7= 13.60T-m

V=16T*1.7=27.20 T=27200.00 kg

Revisión a Cortante ϕ=0.85

b=100cm
t=60cm
d=55cm

$$\boldsymbol{Vu = \frac{V}{\phi * b * d}}$$

$$Vu = \frac{27200.00\ kg}{0.85 * 100cm * 55cm}$$

Vu=5.81kg/cm2

Vres = 0.53*$\sqrt{f'c}$= 8.86 kg/cm2 **OK**

Si el **Vu< Vres**, entonces la dimensión de la zapata es la correcta

.

Diseño a momento flexionante (hormigón armado) ϕ=0.90

$$\boldsymbol{Ru = \frac{Mu}{\phi * b * d^2}}$$

$$\boldsymbol{Ru = \frac{1360000.00\ kg - cm}{0.90 * 100\ cm * 3025\ cm} = 4.99\ kg/cm}$$

$$\boldsymbol{\rho = 0.85 * \frac{f'c}{Fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * Ru}{f'c}}\right)}$$

$$\rho = 0.85 * \frac{280}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * 4.99}{280}}\right)$$

$$\boldsymbol{\rho = 0.0012}$$

$$\boldsymbol{\rho min = 0.0018}$$ **Según ACI para losas macizas**

$$\boldsymbol{\rho min = \frac{14}{fy} = 0.0033}$$ **Según ACI para elementos a flexión**

$$\boldsymbol{As = \rho * b * d}$$

$$\boldsymbol{As = 0.0033 * 100 * 55 = 18.15 cm2}$$

Varilla a utilizar ϕ=18mm

Área de la varilla=Av.=2.5447cm2

$$\boldsymbol{\#V = \frac{As}{Av} = \frac{18.15}{2.5447} = 7.13 \approx 7 varillas}$$

$$\boldsymbol{S = \frac{b - 2r - (\#v * \emptyset)}{\#v - 1}}$$

$$\boldsymbol{S = \frac{100 - 10 - (7 * 1.8)}{7 - 1} = 12.90 cm}$$

Se verifica la cuantía final, puesta que en hormigón se diseña por cuantía y no por acero, esta cuantía no debe ser un valor mucho mayor a la cuantía de diseño.

$$\boldsymbol{\rho = \frac{As\ f}{b*d} = \frac{\#v*Av}{b*d} = \frac{7*2.5447 cm2}{100 cm*55 cm} = 0.0032}$$ **OK**

Armado principal del talón del muro

7 ϕ 18mm @ 12.90 cm en una sección de un metro.

ARMADO TRANSVERSAL O DE REPARTO

$$\boldsymbol{As = \rho * b * d}$$

$$\boldsymbol{As = 0.0018 * 100 * 55 = 9.9 cm2}$$

Varilla a utilizar ϕ=16mm

Área de la varilla=Av.=2.011cm2

$$\#V = \frac{As}{Av} = \frac{9.9}{2.011} = 4.92 \approx 5 varillas$$

$$S = \frac{b - 2r - (\#v * \emptyset)}{\#v - 1}$$

$$S = \frac{100 - 10 - (5 * 1.6)}{5 - 1} = 20.5\ cm$$

Se verifica la cuantía final, puesta que en hormigón se diseña por cuantía y no por acero, esta cuantía no debe ser un valor mucho mayor a la cuantía de diseño.

$$\rho = \frac{As\ f}{b*d} = \frac{\#v*Av}{b*d} = \frac{5*2.011cm2}{100cm*55cm} = 0.0018 \qquad \textbf{OK}$$

Armado transversal o de reparto del muro

5 ϕ 16mm @ 20.50 cm en una sección de un metro.

DISEÑO DE PANTALLA DEL MURO

La pantalla está sujeta a la presión que genera el suelo, se ha optado por dividir la pantalla en tres secciones, ya que el empuje del suelo, no es el mismo en el fondo en la pantalla a diferencia del extremo de la pantalla.

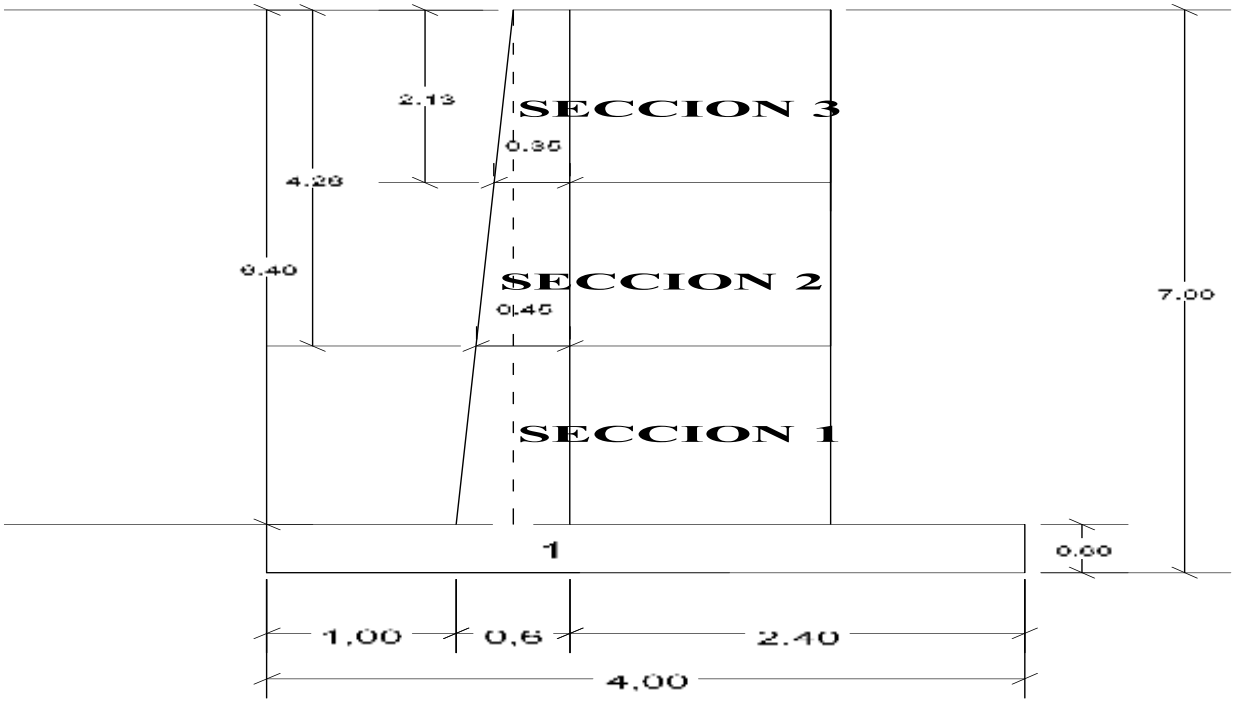


Figura 20 diseño de la pantalla

Coeficiente de presión activa Ka

Ka= tg^2(45 -ϕ /2)

Ka= tg^2(45 – 32°/2)

Ka= 0.31

CONSIDERESE:

Peso específico del suelo **γ = 1.800 T/m3**

F´c=210 kg/cm^2 (resistencia del hormigón)

SECCIÓN 1

Pa= (ka*γs*h^2) /2

Pa= (0.31*1.8*40.96) /2

Pa= 11.43t/m * 1m colaborante= 11.43 T

Cortante

Vu=1.7*PA =19.43Ton

Momento

Mu=1.7*PA* H/3

Mu=1,7*11.43*2,13=41.39T-m

SECCIÓN 2

Pa= (ka*γs*h^2) /2

Pa= (0.31*1.8*18.15) /2

Pa= 5.06 t/m * 1m colaborante= 5.06T

Cortante

Vu=1.7*PA =8.60 Ton

Momento

Mu=1.7*PA* H/3

Mu=1.7*8.60*1.42= 20.76T-m

SECCIÓN 3

Pa= (ka*γs*h^2) /2

Pa= (0.31*1.8*4.5369) /2

Pa= 1.27t/m * 1m colaborante= 1.27 T

Cortante

Vu=1.7*PA = 2.15Ton

Momento

Mu=1.7*PA* H/3

Mu=1,7*2.15*0.71= 2.60T-m

RESUMEN FINAL DE ESFUERZOS

	MOMENTO (T-m)	CORTANTE (Ton)
SECCION 1	**41.39**	**19.43**
SECCION 2	**20.76**	**8,60**
SECCION 3	**2.60**	**2.15**

Tabla 13: Resumen final de esfuerzos

REVISIÓN A CORTANTE ϕ=0.85

b=100cm t=60cm d=55cm

$$\boldsymbol{Vu} = \frac{\boldsymbol{V}}{\phi * \boldsymbol{b} * \boldsymbol{d}}$$

$$Vu = \frac{19430.00kg}{0.85 * 100cm * 55cm}$$

Vu=4.16 kg/cm2

Vres = 0.53*$\sqrt{f'c}$= 7.68kg/cm2 OK

Si el **Vu< Vres**, entonces la dimensión es la correcta.

SECCION 1

Diseño a momento flexionante (hormigón armado) ϕ=0.90

$$\boldsymbol{Ru} = \frac{\boldsymbol{Mu}}{\phi * \boldsymbol{b} * \boldsymbol{d}}$$

$$\boldsymbol{Ru} = \frac{\mathbf{4139000.00\ kg - cm}}{\mathbf{0.90 * 100\ cm * 3025\ cm2}} = \mathbf{15.20\ kg/cm}$$

$$\boldsymbol{\rho = 0.85 * \frac{f'c}{Fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * Ru}{f'c}}\right)}$$

$$\rho = 0.85 * \frac{210}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * 15.20}{210}}\right)$$

$$\boldsymbol{\rho = 0.00379}$$

$$\boldsymbol{\rho min = 0.0018}$$ **Según ACI para losas macizas**

$$\boldsymbol{\rho min = \frac{14}{fy} = 0.0033}$$ **Según ACI para elementos a flexión**

$$\boldsymbol{As = \rho * b * d}$$

$$\boldsymbol{As = 0.0038 * 100 * 55 = 20.9\ cm2}$$

Varilla a utilizar ϕ=18mm

Área de la varilla=Av.=2.5447cm2

$$\boldsymbol{\#V = \frac{As}{Av} = \frac{20.9}{2.5447} = 8.2131 \approx 8\ varillas}$$

$$\boldsymbol{S = \frac{b - 2r - (\#v * \emptyset)}{\#v - 1}}$$

$$\boldsymbol{S = \frac{100 - 10 - (8 * 1.8)}{8 - 1} = 11.97m}$$

Ya que el hormigón se diseña por cuantía, se comprueba la cuantía final puesto que la cuantía no debe ser un valor muy superior a la cuantía del diseño.

$$\boldsymbol{\rho = \frac{As\ f}{b*d} = \frac{\#v*Av}{b*d} = \frac{8*2.5447cm2}{100cm*55cm} = 0.0037}$$ **OK**

Armado principal del muro S1

10 ϕ 18mm @ 11.00 cm en una sección de un metro.

SECCION 2

Diseño a momento flexionante (hormigón armado) ϕ=0.90

b=100cm t=50cm d= 45cm

$$\boldsymbol{Ru = \frac{Mu}{\phi * b * d}}$$

$$\boldsymbol{Ru = \frac{2076000.00\ kg - cm}{0.90 * 100\ cm * 2025\ cm2} = 11.39\ kg/cm}$$

$$\boldsymbol{\rho = 0.85 * \frac{f'c}{Fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * Ru}{f'c}}\right)}$$

$$\rho = 0.85 * \frac{210}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * 11.39}{210}}\right)$$

$$\boldsymbol{\rho = 0.0028}$$

$$\boldsymbol{\rho min = 0.0018}$$ **Según ACI para losas macizas**

$$\boldsymbol{\rho min = \frac{14}{fy} = 0.0033}$$ **Según ACI para elementos a flexión**

$$\boldsymbol{As = \rho * b * d}$$

$$\boldsymbol{As = 0.0033 * 100 * 45 = 14.85\ cm2}$$

Varilla a utilizar ϕ=18mm

Área de la varilla=Av.=2.5447cm2

$$\boldsymbol{\#V = \frac{As}{Av} = \frac{14.18}{2.5447} = 5.84 \approx 6\ varillas}$$

$$\boldsymbol{S = \frac{b - 2r - (\#v * \emptyset)}{\#v - 1}}$$

$$\boldsymbol{S = \frac{100 - 10 - (6 * 1.8)}{6 - 1} = 17.16\ cm}$$

Ya que el hormigón se diseña por cuantía, se comprueba la cuantía final puesto que la cuantía no debe ser un valor muy superior a la cuantía del diseño.

$$\boldsymbol{\rho = \frac{As\ f}{b*d} = \frac{\#v*Av}{b*d} = \frac{6 * 2.5447 cm2}{100cm * 354m} = 0.0034}$$ **OK**

Armado principal del muro S2

6 ϕ 18mm @ 17.16 cm en una sección de un metro.

SECCION 3

Diseño a momento flexionante (hormigón armado) ϕ=0.90

$$\boldsymbol{Ru = \frac{Mu}{\phi * b * d}}$$

b=100cm t=40cm d= 35cm

$$\boldsymbol{Ru = \frac{260000.00\ kg - cm}{0.90 * 100\ cm * 1225\ cm2} = 2.36\ kg/cm}$$

$$\boldsymbol{\rho = 0.85 * \frac{f'c}{Fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * Ru}{f'c}}\right)}$$

$$\rho = 0.85 * \frac{210}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * 2.36}{210}}\right)$$

$$\boldsymbol{\rho = 0.00057}$$

$$\boldsymbol{\rho min = 0.0018}$$ **Según ACI para losas macizas**

$$\boldsymbol{\rho min = \frac{14}{fy} = 0.0033}$$ **Según ACI para elementos a flexión**

$$\boldsymbol{As = \rho * b * d}$$

$$\boldsymbol{As = 0.0033 * 100 * 35 = 11.55 cm2}$$

Varilla a utilizar ϕ=18mm*

Área de la varilla=Av.=2.5447cm2

$$\boldsymbol{\#V = \frac{As}{Av} = \frac{11.55}{2.5447} = 4.54 \approx 5\ varillas}$$

$$\boldsymbol{S = \frac{b - 2r - (\#v * \emptyset)}{\#v - 1}}$$

$$\boldsymbol{S = \frac{100 - 10 - (5 * 1.8)}{5 - 1} = 21.7\ cm}$$

Ya que el hormigón se diseña por cuantía, se comprueba la cuantía final puesto que la cuantía no debe ser un valor muy superior a la cuantía del diseño.

$$\boldsymbol{\rho = \frac{As\ f}{b*d} = \frac{\#v*Av}{b*d} = \frac{5*2.5447cm2}{100cm*35cm} = 0.0036}$$ **OK**

Armado principal del muro

5 ϕ 18mm @ 21.7 cm en una sección de un metro.

Armado transversal o de reparto

$$\boldsymbol{\rho = 0.0020}$$ **según ACI para MUROS**

$$As = \rho * b * d$$

$$As = 0.0020 * 100 * 55 = 11\ cm2$$

Varilla a utilizar ϕ=16mm

Área de la varilla=Av.=2.011cm2

$$\#V = \frac{As}{Av} = \frac{11}{2.011} = 5.46 \approx 5\ varillas$$

$$S = \frac{b - 2r - (\#v * \emptyset)}{\#v - 1}$$

$$S = \frac{100 - 10 - (5 * 1.6)}{5 - 1} = 20.5\ cm$$

Ya que el hormigón se diseña por cuantía, se comprueba la cuantía final puesto que la cuantía no debe ser un valor muy superior a la cuantía del diseño.

$$\rho = \frac{As\ f}{b*d} = \frac{\#v*Av}{b*d} = \frac{5*2.011cm2}{100cm*55cm} = 0.0018$$ **OK**

Armado transversal o de reparto del muro

5 ϕ 16mm @ 20.5 cm en una sección de un metro.

ARMADO VERTICAL CARA EXTERIOR

$$\rho = 0.0012$$ **Según ACI para MUROS**

$$\mathbf{As = \rho * b * d}$$

$$\mathbf{As = 0.0012 * 100 * 55 = 6.6\ cm2}$$

Varilla a utilizar ϕ=18mm

Área de la varilla=Av.=2.5447cm2

$$\mathbf{\#V = \frac{As}{Av} = \frac{6.6}{2.5447} = 2.59 \approx 3\ varillas}$$

$$\mathbf{S = \frac{b - 2r - (\#v * \emptyset)}{\#v - 1}}$$

$$\mathbf{S = \frac{100 - 10 - (3 * 1.8)}{3 - 1} = 20.5\ cm}$$

Ya que el hormigón se diseña por cuantía, se comprueba la cuantía final puesto que la cuantía no debe ser un valor muy superior a la cuantía del diseño.

$$\rho = \frac{As\ f}{b*d} = \frac{\#v*Av}{b*d} = \frac{3*2.5447cm2}{100cm*55cm} = 0.0013 \qquad \text{OK}$$

Armado vertical cara exterior

3 ϕ 18mm @ 20.5 cm en una sección de un metro.

Armado estructural

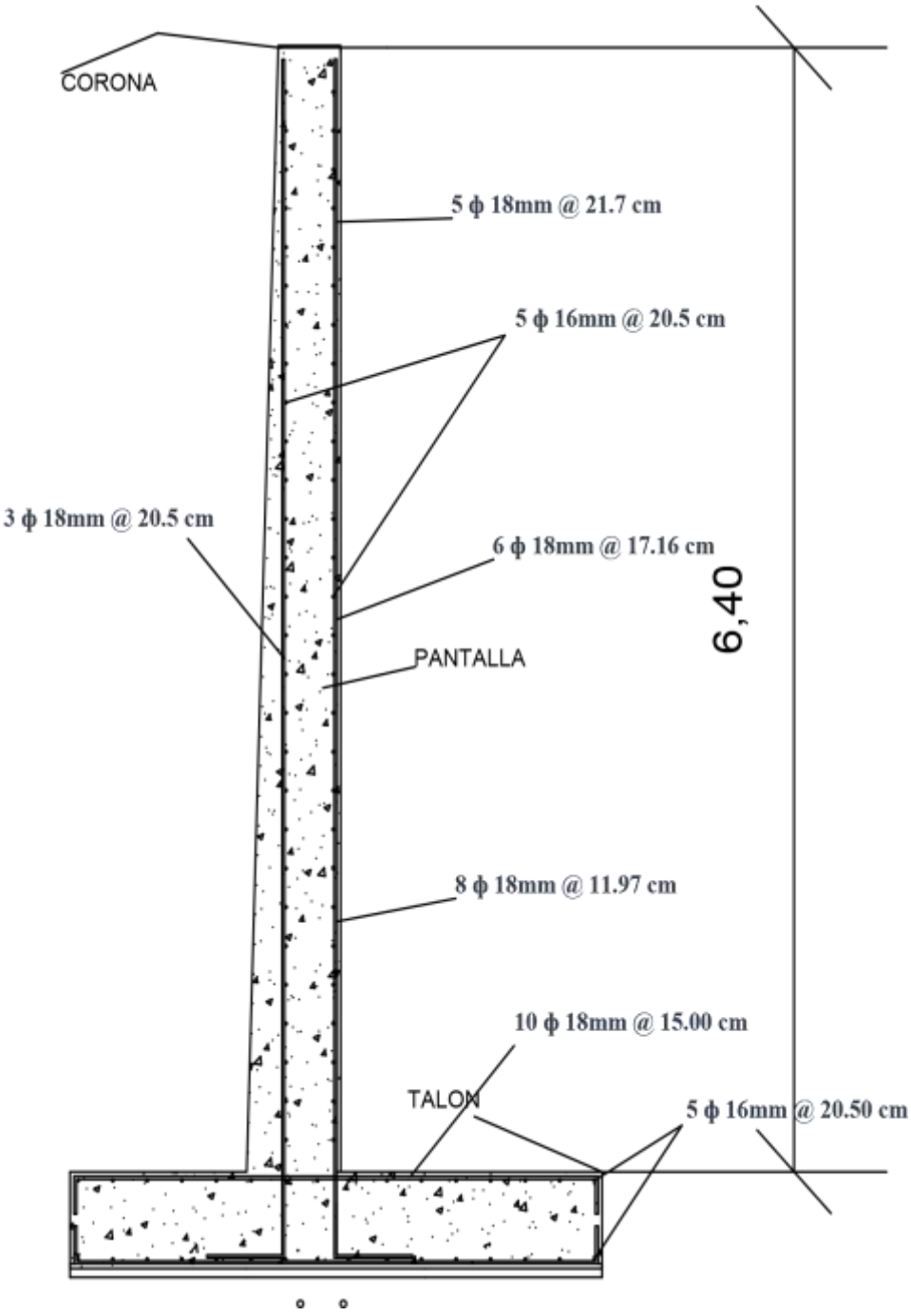


Figura 21: Topografía, ubicación del sitio de estudio

6. CONCLUSIONES

- En la ciudadela se llevó efecto una inspección donde se pudo constatar que se presenta la inestabilidad de una ladera con riesgo a las estructuras como viviendas en el sitio, dándose a conocer un problema para los habitantes del sector entre las calles Juan León Mera y primero de junio Mirador San Antonio.

- Se determinó las características topográficas y físicas del suelo, así se encontró la solución correcta para esta problemática.

- Mediante los estudios y trabajos en gabinete se permitirá determinar que la ladera es inestable y se necesita construir el muro de tipo cantiléver.

- Se diseña un muro tipo cantiléver de hormigón armado el cual cumple con los requisitos mínimos de deslizamiento, volteo y hundimiento.

7. RECOMENDACIONES

- Evitar construir en zona de riesgo establecidas por las leyes donde las condiciones geológicas, geotécnicas, y topográficas no sean las correctas para la construcción de estructuras como viviendas.

- Es necesario una clara representación de las características del suelo, para evitar datos imprecisos en la topografía y el proceso de levantamiento de la información de campo.

- Es preciso realizar los ensayos correspondientes para conocer las características del suelo y topografía mediante trabajo en gabinete.

- Es importante utilizar este procedimiento de diseño ya que cumple con todos los requisitos de seguridad para muros de contención.

8. BIBLIOGRAFÍA

AASHTO. (1994). Estimación de empujes sobre muros de contención . En *Manual diseño de puentes.*

Arteaga, S. Z. (2009). *Calculo estructural.* Guayaquil.

Baselli, A. (2011). *Muo de contenciòn de hormigòn ciclòpeo.*

Belandria, R. A. (2008). *Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado.* Mérida.

Belandria, Rafael Angel Torres. (2008). *Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado.* Merida.

Belandria, Rafael Angel Torres. (2008). *Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado.* Merida.

Belandria, Rafael Angel Torres. (2008). *Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado.* Merida.

Cabrera, T. (2008). *Diseño de muros pantalla de hormigon.* México.

Campos, O. A. (2011). *Inestabilidad de Laderas, Influencia de la actividad humana* . Mexico DF.

Castilla, U. d. (2010). *Muros de contencion* . Castilla.

construccionenacero. (s.f.). Recuperado el 13 de 02 de 2019, de construccionenacero: http://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/u11/ci_30._estimacion_preliminar_de_propiedades_del_suelo.pdf

EVERARD. N., T. J. (1976). *Diseño de Concreto Armado.* mexico.

Everard. N.,Tanner. J. (1976). *Diseño de Concreto Armado,Primera Edición en Español.* Mexico: McGraw-Hill México S.A., Pag. 309.

HERRERA M. JERONIMO H. (1996). *Puentes segunda edicion* .

Hurtado, D. (2017). *Deslizamientos de laderas que afectan a las viviendas* . Mexico DF.

Institute, American Concrete ACI318S-14. (s.f.). *REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-14).* Obtenido de https://www.google.com/search?client=firefox-b-d&q=aci+318-14

LLopiz, C. R. (2010). *Muros de retencion* . Cuyo.

Lopez, J. J. (2004). *El urbanismo de la ladera; un reto ambiental tecnologico y del ordenamiento territorial.* Bogotà.

Lucero Pardo, F.H., Pachacama Caiza, E. A., Rodríguez Montero, W. A. (s.f.). Quito .

Miranda, G. O. (2014). *Composicion y clasificacion de suelo.* Asunciòn.

(2014). *Muros criba* . Mexico DF.

Nelson Afanador Garcìa et all. (2012). *Diseño sismico de muros de contenciòn.* Santander.

Norma Tecnica Ecuatoriana. (2014). Geotecnica y cimentaciones. Quito.

Ordoñez, A. (2012). *Muros de contenciòn.* Lima.

Osorio, S. (23 de 01 de 2012). Obtenido de Geotecnica: http://geotecnia-sor.blogspot.com/2012/01/historia-de-la-geotecnia-precursores-de.html

Palacios Zambrano, L. P., Toala Chávez,M. J. (2014-2015). *"Diseño de Dos Muros de Contención para el Proyecto Ciudad Casa de la Cultura de la Ciudad de Portoviejo, Provincia de Manabí 2014-2015".* Portoviejo, Manabí.

Parrales P. G. (2018). *"Diseño Geométrico y Estructural de Muro de Contención, sobre Margen Izquierdo del Estero Tusa-Jipijapa entre calles Tungurahua y Moltalvo".* Jipijapa, Manabí, Ecuador.

RCM Construcciones y Reformas. (2017). *Muros de contención: qué son y cómo escoger el adecuado.* Barcelona.

Red SICTA Corporación Suiza. (2012). *Proyecto de red de innovación agricola.*

Rivera, L. (2004). *Muros de contención reforzados con material geosinteticos* . Cauca.

Salvador, L. G. (2016). *Laderas y erosion de suelo en espacio agricola.* La Rioja.

Suarez, J. (2006). *Deslizamiento y estabilizacion de taludes en zonas tropicales , Estructuras de contencion o anclaje.*

TERZAGHI-. (s.f.). *Peso Especifico del suelo.*

UMACON. (s.f.). Recuperado el 30 de 08 de 2018, de http://www.umacon.com/noticia.php/es/tipos-de-hormigon-y-cemento/372

Universidad Autonoma de Mexico. (2015). *Manual de procedimientos analiticos.* Mexico D.F.

Velasco, L. G. (2014). *Mecanica de Suelos I* . Cauca.

VILLAS, U. C. (2008). *https://sjnavarro.files.wordpress.com/2008/08/tablas-de-referencia.pdf.* Obtenido de https://sjnavarro.files.wordpress.com/2008/08/tablas-de-referencia.pdf

Yépez, F. (junio de 2011). Laderas,zona de riesgo habitable. *ElComercio.com*. Recuperado el jueves de julio de 2018, de http://www.elcomercio.com/tendencias/construir/laderas-zona-de-riesgo-habitable.html.

9. ANEXOS

PRESUPUESTO REFERENCIAL ESTRUCTURAL					
RUBRO	**DESCRIPCION**	**U**	**CANTIDA**	**P. UNIT**	**TOTAL**
1	LIMPIEZA Y DESBROCE	M2	**1,00**	**$ 0,60**	**0,60**
2	REPLANTEO Y NIVELACION	M2	**1,00**	**$ 1,34**	**1,34**
3	EXCAVACION Y DESALOJO	M3	**84,70**	**$ 7,23**	**612,38**
4	RELLENO PIEDRA BOLA	M3	**9,80**	**$ 23,59**	**231,18**
5	RELLENO DE SUB BASE	M3	**4,20**	**$ 18,37**	**77,15**
6	REPLANTILLO DE HORMIGÓN SIMPLE f'c= 210 kg/cm2	M3	**0,70**	**$ 136,85**	**95,80**
7	ACERO DE REFUERZO FY = 4.200 KG/CM2	KG	**1907,03**	**$ 2,54**	**4843,86**
8	HORMIGÓN SIMPLE f'c= 280 kg/cm2	M3	**17,11**	**$ 192,21**	**3288,71**
			SUB TOTAL		**$ 9.149,08**
					$ 1.097,89
			TOTAL		**$ 10.246,97**

Prepuesto referencial

Levantamiento topográfico

Topografía

Ensayo en laboratorio peso de la muestra

Ensayo en laboratorio granulometría

Ensayo en laboratorio limite liquido

Ensayo en laboratorio limite plastico