



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ
FACULTAD DE CIENCIAS MATEMÁTICAS, FÍSICAS Y
QUÍMICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS DE GRADO
PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERA CIVIL

MODALIDAD: INVESTIGACIÓN DIAGNÓSTICA O PROPOSITIVA

TEMA:

**“DISEÑO DE DOS MUROS DE CONTENCIÓN PARA EL
PROYECTO CIUDAD CASA DE LA CULTURA DE LA CIUDAD
DE PORTOVIEJO, PROVINCIA DE MANABÍ 2014- 2015”**

AUTORAS:

**PALACIOS ZAMBRANO LUCIA PAULINA
TOALA CHÁVEZ MARÍA JOSE**

DIRECTORA: ING. BLANCA MENDOZA GARCIA MG. SC.

2014 - 2015

DEDICATORIA

Esta tesis se la dedico a mi Dios primero, quien estuvo guiándome en este largo camino, dándome las fuerzas para seguir adelante sin desmayar en cada obstáculos que se me presentaba, enseñándome a encarar las adversidades sin perder nunca la dignidad y ni desfallecer en el intento. “Gracias por estar siempre a mi lado”.

A mis amados hijos (Victoria, Anita y Jorge) que dieron el tiempo que les pertenecía y me lo obsequiaron para poderme realizar profesionalmente y son el motivo de ser mejor cada día.

A mis padres por su amor y su ayuda. Me han dado todo lo que soy como persona, mi carácter, mi empeño y mi perseverancia para conseguir mis objetivos, pero en especial al pilar de mi vida, mi compañera en los momentos difíciles y amiga fiel MI MADRE.

A mis tíos (Enrique y Carmen) que me apoyaron y su ayuda fue un impulso para que yo entrara a estudiar y confiaron en mí en todo momento que Si la terminaría. “Gracias LO LOGRE”.

Palacios Zambrano Lucía Paulina

DEDICATORIA

Mi tesis la dedico con todo el amor y cariño del mundo.

A Dios por permitirme vivir y regalarme una familia hermosa.

Con mucho amor principalmente a mis padres que me dieron la vida y han estado conmigo en todo momento. Gracias por todo papá y mamá por darme una carrera para mi futuro y creer en mí, aunque hemos pasado épocas difíciles siempre han estado apoyándome y brindándome todo su amor. Los quiero con todo mi corazón, con este trabajo solo le estoy devolvieron algo de lo mucho que me han dado.

A mis hermanas por estar conmigo cuando las necesitaba. Las quiero a pesar de que son algo intensas, pero las quiero.

A mi esposo e hija por su cariño y amor incondicional por esperarme en esas desveladas que eran necesarias para lograr lo que me propuse desde un principio culminar mi carrera con éxitos. Los amos son mi vida.

A toda mi familia que de una u otra manera me han estado apoyándome y ayudándome, gracias infinitas.

Sin todos ustedes no lo hubiera logrado gracias por todo los quiero muchos.

Toala Chávez María José

AGRADECIMIENTO

El presente trabajo de tesis me gustaría primordialmente agradecerle a Dios por bendecirme en todo momento y por haber permitido que se hiciera realidad este sueño tan anhelado.

A mis padres por ese amor inagotable que tienen hacia mí, que a pesar de mis errores y aciertos siguen amándome. Te Amo Madrecita.

A mis hijos por soportar largas horas de ausencia sin la compañía de su madre y a pesar de eso me esperaban siempre con una sonrisa, con un beso o un abrazo que son mis energía para continuar día a día. Los Amo y Los Amare Siempre.

A mis tíos Enrique y Carmen por su apoyo y ayuda incondicional (espiritual, moral y económico), gracias por enviarme a estudiar y confiar en mí aun cuando muchos dudaron. Muchas Gracias Los Quiero Muchísimo.

A mis hermanos que siempre aportaron con su granito de arena.

A la UNIVERSIDAD TECNICA DE MANABI por haberme abierto las puertas y darme la oportunidad de estudiar y ser una profesional.

A los Ingenieros de la Facultad de Matemáticas por impartir sus conocimientos.

A mi Director de Tesis y a los Miembros de Tribunal de Tesis por brindarme la oportunidad de recurrir a su capacidad y experiencia.

También quiero agradecer de manera especial al Ing. Víctor García Pinargote por su afecto, amistad y darme la mano para llegar a esta gran meta.

Palacios Zambrano Lucia Paulina

AGRADECIMIENTO

Le agradezco a Dios por haberme acompañado y guiado a lo largo de mi carrera, por ser mi fortaleza en los momentos de debilidad y brindarme una vida llena de aprendizajes, experiencias y sobre todo felicidad.

Les doy gracias infinitas a mis padres Jacinto y Consuelo por apoyarme en todo momento por los valores que me inculcaron, y por haberme dado la oportunidad de tener una excelente educación.

A mis hermanas Consuelo y Patricia por ser parte importante en mi vida y representar la unión familiar y apoyarme cuando las necesitaba.

A mi esposo Ángel, le doy las gracias por ser parte importante en mi vida, por su apoyo, paciencia y amor incondicional.

A mi hija Mariel, por su sonrisa y carita angelical que me animaban a seguir adelante en días difíciles.

A mi suegra Asunción por su ayuda, entereza y apoyo absoluto en todo momento y cuando la requería.

A mi director y tribunal de tesis, por sus enseñanzas, paciencia y conocimientos para poder terminar con éxitos mis estudios.

Toala Chávez María José



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ

FACULTAD DE CIENCIAS MATEMÁTICAS FÍSICAS Y QUÍMICAS

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Yo, Ing. Blanca Mendoza García Mg. Sc.; en calidad de Director de Tesis

CERTIFICO

Que la tesis previa a la investidura de Ingenieros Civiles titulada: **“DISEÑO DE DOS MUROS DE CONTENCIÓN PARA EL PROYECTO CIUDAD CASA DE LA CULTURA DE LA CIUDAD DE PORTOVIEJO, PROVINCIA DE MANABÍ 2014- 2015”**, es trabajo original de los autores: Palacios Zambrano Lucia Paulina y Toala Chávez María José.

Las mismas que han cumplido con responsabilidad, honestidad y capacidad profesional, bajo mi dirección y tutoría, concordando con lo establecido en el Reglamento General de Graduación de la Universidad Técnica de Manabí, por tal motivo pongo a consideración la siguiente aprobación.

Portoviejo, Diciembre de 2014

Ing. Blanca Mendoza García Mg. Sc.

DIRECTOR DE TESIS



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ

FACULTAD DE CIENCIAS MATEMÁTICAS FÍSICAS Y QUÍMICAS

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

**“DISEÑO DE DOS MUROS DE CONTENCIÓN PARA EL
PROYECTO CIUDAD CASA DE LA CULTURA DE LA CIUDAD
DE PORTOVIEJO, PROVINCIA DE MANABÍ 2014- 2015”**

TESIS DE GRADO

Sometida a consideración del Tribunal de Revisión y Evaluación y
Legalizada por el Honorable Consejo Directivo, como requisito previo a
la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

APROBADA:

Ing. Gloria Santana Parrales Mg. Sc.
PRESIDENTE DEL TRIBUNAL

Ing. Cesar Solórzano Vélez Mg. Sc.
MIEMBRO DEL TRIBUNAL

Ing. Olinda Caicedo Arévalo Mg. Sc.
MIEMBRO DEL TRIBUNAL



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ

FACULTAD DE CIENCIAS MATEMÁTICAS FÍSICAS Y QUÍMICAS

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

El Tribunal de Revisión y Evaluación conformado por Ing. Gloria Santana Parrales Mg. Sc., el Ing. Cesar Solórzano Vélez Mg. Sc. y la Ing. Olinda Caicedo Arévalo Mg. Sc., Presidente y Miembros respectivamente, para la tesis, cuya modalidad es Investigación Diagnóstica o Propositiva, titulada: **“DISEÑO DE DOS MUROS DE CONTENCIÓN PARA EL PROYECTO CIUDAD CASA DE LA CULTURA DE LA CIUDAD DE PORTOVIEJO, PROVINCIA DE MANABÍ 2014- 2015”**, cuyos autores son las egresadas: **PALACIOS ZAMBRANO LUCIA PAULINA Y TOALA CHÁVEZ MARÍA JOSE**, certifica que se reunieron para el análisis y estudio de la tesis indicada, la misma que cumple con todos los requisitos estipulados en el Reglamento General de Graduación de la Universidad Técnica de Manabí.

Portoviejo, Enero de 2015

Ing. Gloria Santana Parrales Mg. Sc.

PRESIDENTE DEL TRIBUNAL

Ing. Cesar Solórzano Vélez Mg. Sc.

MIEMBRO DEL TRIBUNAL

Ing. Olinda Caicedo Arévalo Mg. Sc.

MIEMBRO DEL TRIBUNAL

DECLARACIÓN SOBRE DERECHOS DEL AUTOR

PALACIOS ZAMBRANO LUCIA PAULINA Y TOALA CHÁVEZ MARÍA JOSE, egresadas de la Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Químicas, **DECLARAMOS QUE:**

La tesis de grado denominada “**DISEÑO DE DOS MUROS DE CONTENCIÓN PARA EL PROYECTO CIUDAD CASA DE LA CULTURA DE LA CIUDAD DE PORTOVIEJO, PROVINCIA DE MANABÍ 2014- 2015**”, ha sido desarrollada en base a una exhaustiva investigación, respetando derechos intelectuales de terceros, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía, en consecuencia esta tesis es fruto del esfuerzo, entrega y dedicación de los autores.

Palacios Zambrano Lucia Paulina

Toala Chávez María José

ÍNDICE

DEDICATORIA.....	II
AGRADECIMIENTO	IV
AGRADECIMIENTO	V
CERTIFICACIÓN.....	VIII
DECLARACIÓN	IX
SUMARY.....	XIV
1. INTRODUCCIÓN.....	15
2. ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN.....	16
2.1. ANTECEDENTES.....	16
2.2. JUSTIFICACIÓN.....	17
3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	18
3.1. DIAGNOSTICO DE LA COMUNIDAD.....	18
3.2. IDENTIFICACION DEL PROBLEMA.....	18
3.3. PRIORIZACION DEL PROBLEMA.....	18
4. OBJETIVOS: GENERAL Y ESPECIFICOS.....	19
4.1. OBJETIVOS GENERAL.....	19
4.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	19
5. MARCO REFERENCIAL	20
5.1 DEFINICION DE MUROS DE CONTENCION.....	20
5.2. PRINCIPALES TERMINOS USADOS EN LOS MUROS DE CONTENCION.....	21
5.3. TIPOS DE MURO DE CONTENCION.....	21
5.3.1. MURO DE GRAVEDAD.....	21
5.3.2. MURO EN VOLADIZO O EN CANTILIVER.....	22
5.3.3. MURO CON CONTRAFUERTES.....	23
5.4. TIPOS DE EMPUJES EN MUROS DE CONTENCION.....	24
5.5. TEORIA DE RANKINE.....	25
5.6. PRESION HIDROESTATICA.....	26
5.7. PESO PROPIO.....	28
5.8. SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO.....	29
5.9. SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO.....	30
5.10. COMPROBACION DEL PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA NORMAL (N) Y DE PRESIONES SOBRE EL TERRENO.....	34
5.11. FORMAS DE AGOTAMIENTOS EN MUROS.....	40

5.11.1.	GIRO EXCESIVO DEL MURO.....	40
5.11.2.	DESLIZAMIENTOS DE MUROS.	40
5.11.3.	DESLIZAMIENTO PROFUNDO DEL MURO	41
5.11.4.	DEFORMACION EXCESIVA DE LA PANTALLA.....	41
5.11.5.	FISURACION EXCESIVA.	42
5.11.6	ROTURA POR FLEXION.	42
5.11.7.	ROTURA POR ESFUERZO CORTANTE.....	43
5.11.8.	ROTURA POR ESFUERZO RAZANTE.....	43
6.	DISEÑO METODOLOGICO.	44
6.1.	PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS EN VOLADIZO.	44
6.2.	CONDICIONES DE SUELO Y CARGA.	45
6.3.	ESTABILIDAD DEL MURO.....	45
6.4.	FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO.....	47
6.5.	FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO.....	47
6.6.	CALCULO DE EXCENTRICIDAD DEL MURO.	47
6.7.	ESFUERZOS PRODUCIDOS EN LA CIMENTACION.	48
6.8.	DISEÑO DE LA CIMENTACION	49
6.9.	DISEÑO DEL PIE DE LA CIMENTACION.....	52
6.10.	DISEÑO DE LA PANTALLA.....	53
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	56
7.1.	CONCLUSIONES.....	56
7.2.	RECOMENDACIONES.	57
8.	BIBLIOGRAFIA.....	58
9.	ANEXOS.....	58
9.1.	ANEXOS 1. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MUROS	59
9.2.	ANEXOS 2. PRESUPUESTO Y ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS	94
9.3.	ANEXOS 3. ESPECIFICACIONES TECNICAS	105
9.4.	ANEXOS 4. PLANOS ESTRUCTURALES.....	109

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura nº 1. Detalle de muros de contencion	21
Figura nº 2. Tipos de muros de gravedad	22
Figura nº 3. Tipos de muro de voladizo.....	23
Figura nº 4. Tipos de muros de contencion	24
Figura nº 5. Formas de drenes en muros	27
Figura nº 6. Diagramas de fuerzas al volcamiento	29
Figura nº 7. Detalle de seguridad al deslizamiento.....	31
Figura nº 8. Detalle de friccion de muros	33
Figura nº 9. Diente de muros de contencion.....	34
Figura nº 10. Tercio medio de la cimentacion de un muro	34
Figura nº 11. Detalle de excentricidad de muros de contencion	35
Figura nº 12. Detalle de varios esfuerzos de suelos.....	36
Figura nº 13. Giro excesivo de muro.....	40
Figura nº 14. Deslizamiento de muro	40
Figura nº 15. Deslizamiento profundo de muro.....	41
Figura nº 16. Deformacion excesiva del muro	41
Figura nº 17. Fisuracion excesiva.....	42
Figura nº 18. Rotura por flexion.....	42
Figura nº 19. Rotura por esfuerzo cortante	43
Figura nº 20. Rotura por esfuerzo razante	43
Figura nº 21. Predimensionamiento de muros	44
Figura nº 22. Excentricidad de los muros	47

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla nº 1. Pesos especificos del suelo según TERZAGHI.....	29
Tabla nº 2. Coeficiente de rozamiento	31
Tabla nº 3. Angulos de friccion interna.....	32
Tabla nº 4. Presiones admisibles sobre suelo y roca.....	39

RESUMEN

El presente trabajo de tesis titulado “Diseño de Dos Muros de Contención para el Proyecto Ciudad Casa de la Cultura de la Ciudad de Portoviejo, Provincia de Manabí 2014- 2015”, se ha realizado con el fin de entregar una propuesta estructural y la institución beneficiaria para que al fin pueda realizar la construcción de los muros que son una necesidad, de manera segura económica, sustentable y sostenible.

El análisis estructural cumple con las normativas vigentes del American Concrete Institute ACI-318S y de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-13, además de tomar referencias de texto de ingeniería para el desarrollo del proyecto de la manera más adecuada.

En el desarrollo de la misma se utilizaron varias herramientas informáticas como son el software aplicado a la ingeniería civil como AutoCad2014, Microsoft Excel para los respectivos cálculos, sin descuidar los criterios de diseños ingenieriles.

Al final se presenta planos estructurales de manera que generen un buen proyecto, además del presupuesto referencial de la obra estructural.

Con este proyecto se trata de beneficiar a la población Manabita y a los ciudadanos que conllevan alguna relación con la Casa de la Cultura de Manabí, de la Provincia de Manabí.

SUMMARY

This thesis entitled "Design of Two Retaining Walls Project for the City House of Culture of the City of Portoviejo, Manabí Province 2014- 2015", has been performed in order to deliver a structural proposal and the beneficiary institution to finally be able to make the construction of the walls that are a necessity, economic, sustainable and solid safely.

Structural analysis complies with current regulations of the American Concrete Institute ACI-318 and Reporting Standard Construction NEC-13, besides taking engineering text references to the project in the most appropriate manner.

In developing the same number of tools such as the software applied to civil engineering as AutoCad2014, Microsoft Excel for the respective calculations, without neglecting the criteria of engineering designs were used.

At the end structural drawings so as to provide a good project, besides the reference budget of the structural work is presented.

This project is Manabita benefit the population and citizens to carry any relationship with the House of Culture of Manabí Province of Manabí.

1. INTRODUCCIÓN.

La construcción y diseño de los muros es un trabajo que se ha hecho desde tiempos antiguos, supuestamente es fácil pero esto exige mucha destreza para elaborar de una manera correcta en todos los sentidos.

Este trabajo supuestamente lo puede elaborar cualquier tipo de persona, el obrero necesita habilidad y experiencia para poder ubicar morteros, para cortar y pegar ladrillos, hilar de una forma adecuada, modelar niveles y sobre todo tener conocimiento de las herramientas y materiales que se van a utilizar.

En esta investigación se deben considerar principios básicos de la ingeniería civil para la construcción y diseño de muros.

En el estudio de esta propuesta del diseño del Muro de Contención para la Casa de la Cultura de la Ciudad de Portoviejo.

2. ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN.

2.1. ANTECEDENTES.

En este proyecto se describen todos los conceptos teóricos y herramientas que se han utilizado para realizar:

Estudios Previos:

La primera fase de la creación de los muros de contención es el estudio de la zona en la que se pretende instalar dichos muros. Se debe realizar un reconocimiento en el que se reflejen datos objetivos, como:

- Topografía de la Zona.
- Modelo Arquitectónico del Proyecto.
- Estudio de Suelo.

2.2. JUSTIFICACIÓN.

La inestabilidad de un suelo es un conjunto de problemas de diferentes índole, de estos, podemos destacar las cuantiosas pérdidas económicas que significa desalojar un talud colapsado, el fin anticipado de la vida útil de una estructura y el más importante que es el riesgo de la seguridad y la vida de las personas que serían afectadas por los deslizamientos de masas de suelo.

Con la inspección y estudio de los suelos que denoten inestabilidad, podremos tener una idea clara de las características y riesgos que involucran un suelo u las posibilidades y requerimientos para su estabilización, o podremos establecer medidas de control que garanticen la seguridad.

En este proyecto analizaremos la opción que ofrecen los muros de contención, para dar solución a los problemas de estabilidad que presenta la CASA DE LA CULTURA, ubicada entre las calles Sucre y García Moreno.

Las autoridades conscientes de esta problemática motivaron a los estudiantes para desarrollar esta investigación que permita resolver el problema que afecta la CASA DE LA CULTURA.

Se pretende con este proyecto brindarles a la CASA DE LA CULTURA el diseño de los muros para que con ellos puedan solucionar el problema que aqueja a la institución ya que es un patrimonio Cultural de la Ciudad de Portoviejo.

3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

3.1. DIAGNOSTICO DE LA COMUNIDAD.

La Casa de la Cultura Ecuatoriana, Institución autónoma de gestión cultural en la República del Ecuador. Funciona desde el año 1944 y tiene su sede principal en la ciudad de Quito D.M.. Cuenta además con sedes en casi todas las provincias del país.

Tiene por objeto coadyuvar al desarrollo de los derechos culturales y principios programáticos, enmarcados en la política pública cultural del Estado ecuatoriano (Art.3, Ley Orgánica de la Casa de la Cultura Ecuatoriana).

Se presentan problemas de inundaciones cada año debido al invierno.

3.2. IDENTIFICACION DEL PROBLEMA.

A través de un análisis sistemático identificamos que los principales problemas son: deterioro de parte de la infraestructura, readecuación de las oficinas y los problemas más importante es cuando llega el invierno y provoca deslaves e inundaciones por consecuencias de eventos climáticos.

3.3. PRIORIZACION DEL PROBLEMA.

El proyecto CIUDAD CULTURA nos ha hecho participe para el diseño del muro de contención, para que así se pueda terminar el problema que aqueja cada año a la Casa de la Cultura Ecuatoriana sucursal Portoviejo y muro portante, para que pueda soportar el relleno que se va hacer para la construcción del teatro que beneficiaría tanto a la comunidad como a CASA DE LA CULTURA, por tal razón estas serían de gran importancia en el desarrollo cultural y social de nuestras provincia.

4. OBJETIVOS: GENERAL Y ESPECIFICOS.

4.1. OBJETIVOS GENERAL.

Diseñar muros de contención para evitar deslaves e inundaciones y un portante, que van a soportar la edificación del teatro en la Casa de la Cultura de Portoviejo en la Provincia de Manabí.

4.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS.

- Realizar los estudios topográficos y de suelos respectivos.
- Reconocer las normas para el diseño de muros.
- Diseñar muro de contención para evitar las inundaciones.
- Diseñar muro portante para que soporte la edificación del teatro.
- Entregar el diseño realizado durante este proyecto, a la Casa de la Cultura con el fin de que lo pongan en práctica.

5. MARCO REFERENCIAL

5.1. DEFINICION DE MUROS DE CONTENCION

Los muros de contención¹ son estructuras que proporcionan soporte lateral a una masa de suelo y deben su estabilidad principalmente a su propio peso y al peso del suelo que este situado directamente arriba de su base.

El carácter fundamental de los muros es el de servir de elemento de contención de un terreno, que en unas ocasiones que es un terreno natural y en otras un relleno artificial, frecuentemente en la construcción de edificios o puentes es necesario contener la tierra en una posición muy próxima a la vertical; siempre que se requiera un rellenos y terraplenes hay necesidad de proyectar muros de contención, así como en los edificios con sótanos la construcción de muros de contención se hace indispensable.

Los muros de contención son estructuras continuas, permanentes relativamente rígidas, que de forma activa o pasiva produce un efecto estabilizador sobre una masa de terreno. Los muros de contención constituyen partes propias de muchas cimentaciones y su proyecto es una de las funciones del ingeniero especialista en cimentaciones.

La construcción de muros es una práctica muy antigua, que se inició debido a las múltiples necesidades del hombre, para obtener mayor seguridad en los lugares donde habitaba. Antes de 1990, los muros se construían de mampostería de piedra. Desde esa época, el concreto con o sin refuerzo, ha sido el material dominante.

Los muros de contención son elementos estructurales que deben proporcionar una adecuada seguridad para soportar todas las fuerzas y presiones que se ejercen sobre él.

¹ PECK R., HANSON W., THORNBURN T.,(1983); Ingeniería de Cimentaciones, Segunda Edición, México, Editorial Limusa, S.A., Pag. 2

5.2. PRINCIPALES TERMINOS USADOS EN LOS MUROS DE CONTENCION.

Tomando el caso más común de un muro de contención, emplearemos las designaciones que se indica en la figura N° 1.

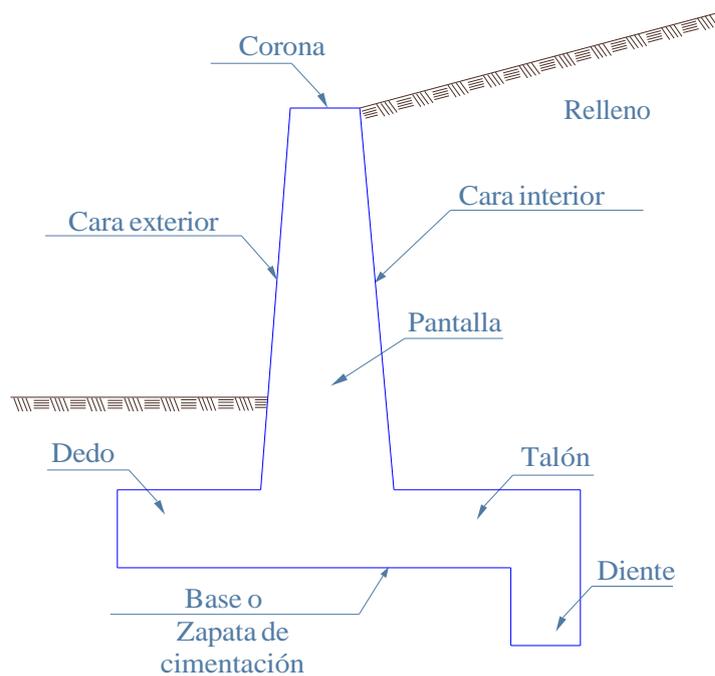


Figura N° 1. Detalles de un muro de contención

5.3. TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN

Los tipos más comunes en su uso son el de gravedad, el de cantiliver o voladizo y el de contrafuertes.

5.3.1. MUROS DE GRAVEDAD

Los muros de gravedad son aquellos muros que dependen para su estabilidad completamente de su propio peso y el del suelo que se apoyen en ellos, y son económicos para alturas menores que varían de tres a cinco metros.

Estos muros, en cuanto a su sección transversal, pueden de diferentes formas y pueden ser construidos de piedra o de concreto, que son los materiales que pueden

resistir bien esfuerzos de compresión y cortante, pero muy poco los esfuerzos de tracción, de manera que su diseño debe evitar los esfuerzos de tracción, de manera que su diseño debe evitar los esfuerzos de este tipo, a continuación se muestran algunas de las formas más comunes de muros de gravedad en la figura nº 2.

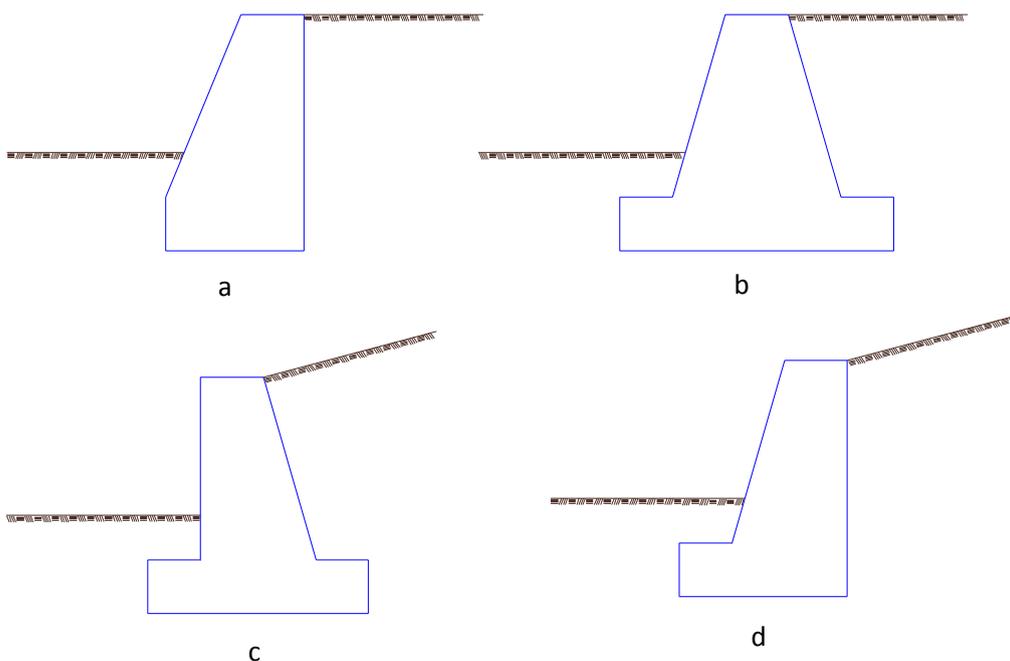


Figura N° 2. Tipos de muros de gravedad.

5.3.2. MUROS EN VOLADIZO O EN CANTILIVER.

Son aquellos que trabajan como viga en voladizo, empotrados en una zapata inferior. Estos muros se diseñan en hormigón armado y se recomienda su uso para alturas intermedias hasta los nueve metros, y como ya se dijo estructuralmente es una viga ancha sobre la cual actúa el empuje de la tierra que aumenta uniformemente hasta llegar a un máximo en el punto de empotramiento de la viga con la base del muro.

Este tipo de muros se refuerza verticalmente para contrarrestar el momento flexionante y horizontalmente para evitar las grietas, en la figura N° 3, se muestra de las formas más comunes de muros en cantiliver.

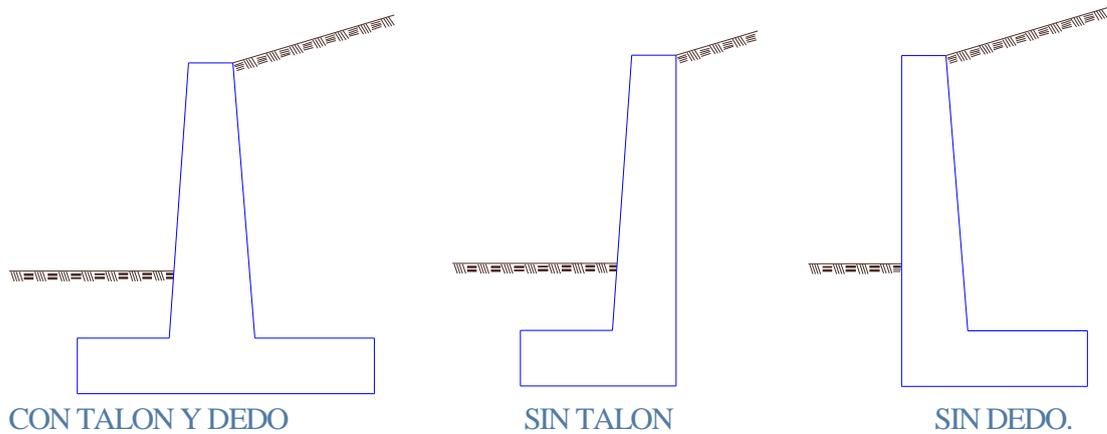


Figura n° 3. Tipos de muros en voladizo.

5.3.3. MUROS CON CONTRAFUERTE.

Los muros con contrafuertes² consiste en una losa plana vertical soportada en los lados por los contrafuertes y en la base por la cimentación del muro. Corrientemente no se tiene en cuenta el apoyo de la losa en la cimentación del muro y se proyecta como si fuera una losa continua apoyada en los contrafuertes.

Con objeto de proveer mayor espacio útil en el frente del muro, los contrafuertes se colocan en la parte posterior, estos requieren gran cantidad de refuerzo, pero por otra parte, es posible en general, que el muro tenga menor altura.

Estos muros resisten los empujes trabajando como losas continuas apoyadas en los contrafuertes, es decir que el refuerzo principal en el muro lo lleva horizontalmente, estos muros se realizan en hormigón armado y resultan económicos para alturas de 9 metros.

En la figura N°4, se muestra un muro con el contrafuerte al exterior, y otro muro con el contrafuerte interior.

² SOWERS B.,SOWERS F. (1972); Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Primera Edición, México, Editorial Limusa, S.A.,Pag. 438

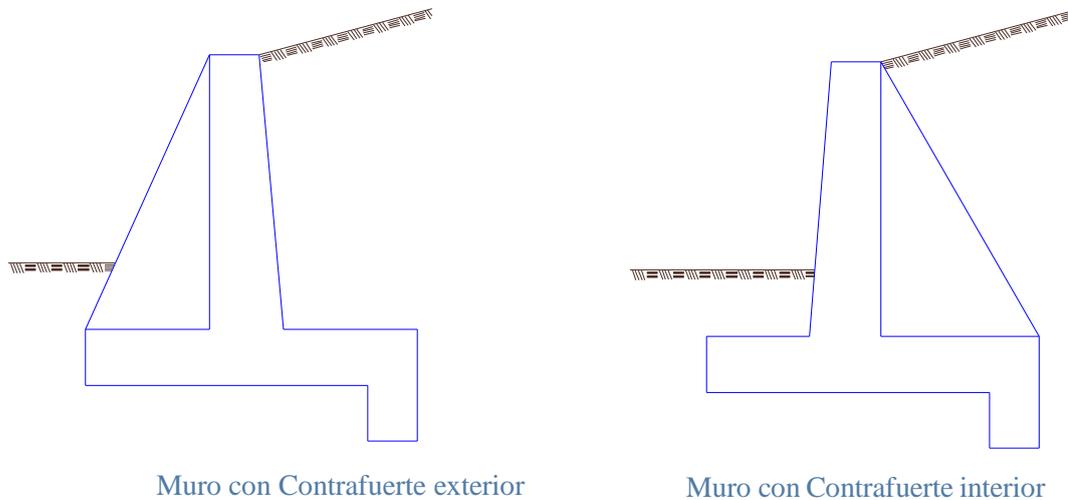


Figura n°4. Tipos de muros de contención con contrafuertes.

5.4. TIPOS DE EMPUJES EN MUROS DE CONTENCION.

El empuje es³ la presión ejercida por el suelo contra el muro de contención o viceversa y depende de la inclinación del muro, las propiedades del suelo, y la ubicación del nivel freático.

Presión Activa (PA): es el empuje o presión ejercida por el suelo contra el muro de contención.

Presión Pasiva (PP): es el empuje o presión ejercida por el muro de contención contra el suelo.

Existen diversas teorías para la determinación de estas presiones, entre las que destacan las debidas a Coulomb y Rankine. En ambas teorías se establecen diversas hipótesis simplificativas del problema, que conducen a cierto grado de error pero producen valores de empuje que entra dentro de los márgenes de seguridad.

³ DILLON S. (1996); Cimentaciones, Primera Edición, P.U.C.E., Ecuador, Pag. 1

En el estado actual de conocimientos se pueden calcular los empujes del terreno con razonable precisión en el caso de suelo granulares. Para otros tipos de suelo la precisión es poco satisfactoria.

Consideramos a la cohesión de las tierras que es una de las características de los terrenos arcillosos y que está en función de las condiciones de estabilización de las arcillas, y de la cantidad de agua que contiene. Esta característica no es constante, por lo que es mejor no tomarla en cuenta, y calcular el muro en función de las características constante del suelo o relleno como son su densidad y el ángulo de talud natural.

Los empujes o presiones pasivas (PP), ocurren en la parte delantera de los muros y en los dientes; en el cálculo es preferible no tomarlos en cuenta debido a que es posible que el relleno de la parte delantera del muro sufra una erosión, o que ocurran fuerzas de corte que eliminen la presión pasiva. Al no tomarlos en cuenta se está por el lado de la seguridad.

En este trabajo se analizaran los empujes con el método de Rankine porque con este se obtiene valores considerablemente precisos.

5.5. TEORIA DE RANKINE.

En esta teoría Rankine (1857)⁴ supone que el suelo es homogéneo, y que se encuentra en un estado de equilibrio plástico, no se consideran fuerzas de fricción entre el suelo y el muro, y el relleno puede ser inclinado. Con estas consideraciones logro simplificar el problema, y llego a obtener las siguientes ecuaciones:

Presión Activa

$$PA = \frac{\gamma_s * H^2}{2} \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} = \frac{1}{2} \gamma_s * H^2 * Ka$$

$$pa = \gamma_s * Ka * H$$

⁴ BOWLES J.,(1984), Foundation Analysis and Design, Third Edition, Tokyo, McGraw – Hill Kogakusha Ltda.,Pag. 388

Donde:

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

Cuando el relleno es horizontal $\beta = 0^\circ$:

$$PA = \frac{1}{2} \gamma_s * H^2 * \left(\frac{1 - \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi} \right)$$

Presión Pasiva

$$PP = \frac{\gamma_s * HF^2}{2} \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} = \frac{1}{2} \gamma_s * HF^2 * K_p$$

$$pp = \gamma_s * K_p * HF$$

Donde:

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

Cuando el relleno es horizontal $\beta = 0^\circ$:

$$PP = \frac{1}{2} \gamma HF^2 \left(\frac{1 + \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi} \right)$$

5.6. PRESION HIDROSTATICA.

Además de las presiones activa y pasiva del suelo, puede presentarse al empuje o presión hidrostática, el cual deberá ser tomada en cuenta a menos que se utilicen métodos adecuados de drenaje.

Drenaje⁵: El problema más importante al proyectar un relleno es el de mantener el suelo seco. Se puede usar dos métodos:

1. Sacar el agua del relleno.
2. Mantener el agua fuera del relleno.

⁵ SOWERS B., SOWERS F., (1972); Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Primera Edición, México, Editorial Limusa, S.A., Pag. 435

En todos los casos deberá usarse el primer método y en algunos los dos. El agua se saca el relleno drenándolo, esto se logra, algunas veces dejando simplemente huecos para drenar mecinales a través del muro de la figura N°5 (a). Estos huecos deben estar espaciados en ambas direcciones de 1.50 a 2.00m y deben tener un diámetro mínimo de 10 cm, para que se puedan limpiar fácilmente. Si el relleno es arena gruesa, unas cuantas paletadas de gravilla en la entrada del hueco actuara como filtro para impedir que se tape con la arena figura N°5 (b). Los huecos para drenar tienen la desventaja de descargar el agua en la base del muro donde las presiones de la cimentación son mayores. Un sistema de drenaje mejor, pero más costoso, consiste en colocar tubos perforados de 15 o 20 cm de diámetro paralelos al muro en la base del mismo y en una zanja de filtración figura N°5 (c). Se deben colocar registros en los extremos del tubo para su limpieza. Para suelos de baja permeabilidad, como las arenas limosas y los limos, es necesario hacer una obra más elaborada. Una capa inclinada de material de filtro drena todo el relleno y es fácil de construir figura N°5 (d).

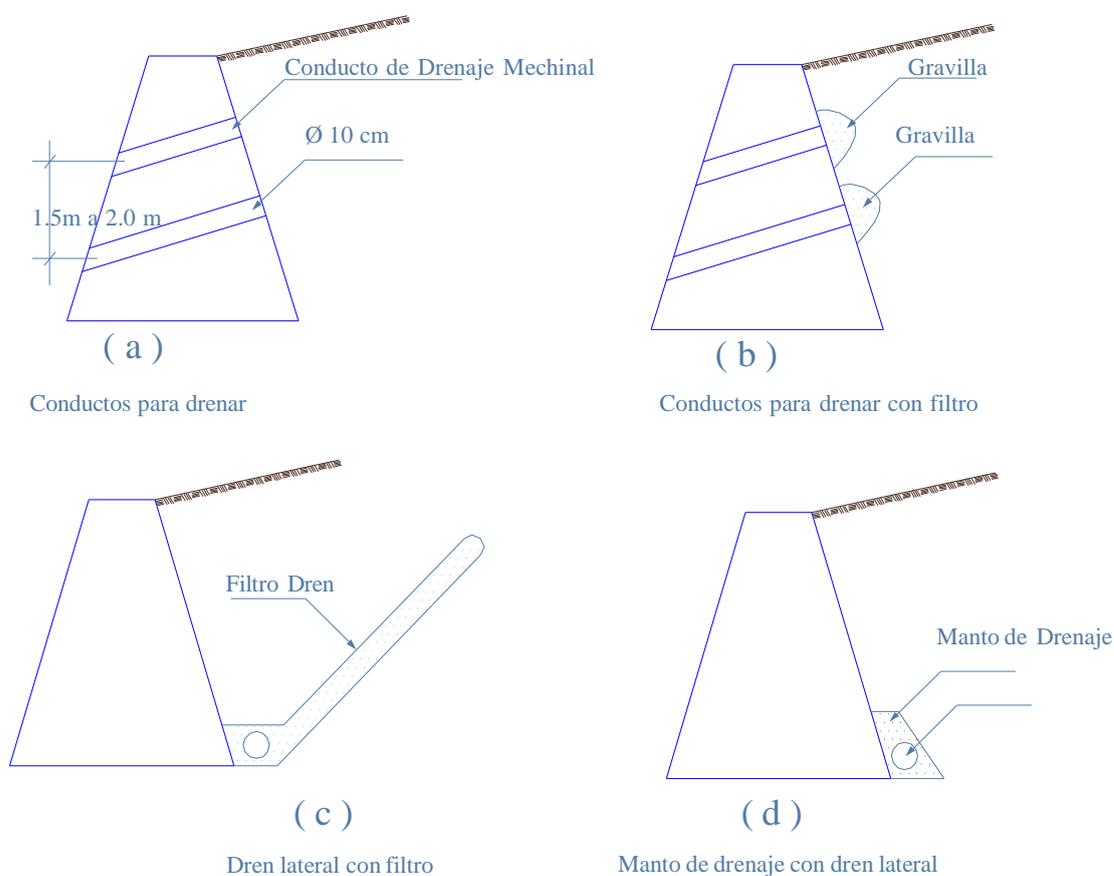


Figura n° 5. Formas de drenes en muros.

Cuando deban usarse como relleno arcillas expansivas o suelos difíciles de drenar, es necesario tomar las medidas necesarias para impedir que el agua se introduzca en el relleno. El primer paso es localizar los lugares de donde proviene el agua; el segundo es desviar el agua alejándola del relleno. Si el agua se filtra por la superficie del relleno, puede pavimentarse dicha superficie con una capa flexible e impermeable de asfalto o arcilla plástica. Se deben colocar drenes superficiales para sacar el agua del relleno. Se debe dar atención especial a la eliminación del agua que penetra a la grieta que inevitablemente se forma entre la parte superior del muro y el relleno. Una capa de grava pequeña y huecos en el muro para drenar es suficientes. Si el agua proviene de filtraciones subterráneas, la colocación de drenes interceptores puede ser muy efectiva para impedir que el agua penetre en el relleno.

Conocidas ya las formas de determinar las acciones sobre un muro se hace necesario el considerar todas las acciones que sobre este existen, tanto para el diseño del propio muro como para un enfoque de las acciones que este transmite el terreno. Las acciones fundamentales que el muro transmite al terreno son el empuje y el peso propio. Todos estos fenómenos se consideran a continuación.

5.7. PESO PROPIO.

Como su nombre lo indica el peso propio es el peso del material con que es construido el muro y el peso del suelo o relleno que actúa sobre él.

Los pesos aproximados de los diferentes macizos son:

Hormigón en masa	2.2 Tn/m ³
Hormigón armado	2.4 Tn/m ³

Para el cálculo por métodos empíricos se tomara en cuenta el tipo de material de relleno. Según Terzaghi los siguientes pesos específicos de acuerdo al tipo de suelo de relleno.

El peso se aplicara en el centro de gravedad del macizo y junto con la componente vertical del empuje tendera a la estabilización del muro.

Tipo de suelo		Peso específico y (Tn/m^3)
I	Granular grueso sin finos	1.73
II	Granular grueso con finos	1.77
III	Residual con cantos, bloques, piedra, grava, piedra, arena fina y limos arcillosos en cantidad apreciable	1.77
IV	Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos o arcillas.	1.70
V	Fragmento de arcillas dura o medianamente dura, protegidas del agua.	1.70

Tabla n° 1. Pesos específicos según TERZAGHI

5.8. SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO.

Todo muro debido al empuje activo tiende a volcar por la arista de la base del dedo alrededor del punto (A) tal como se indica en la figura N° 6.

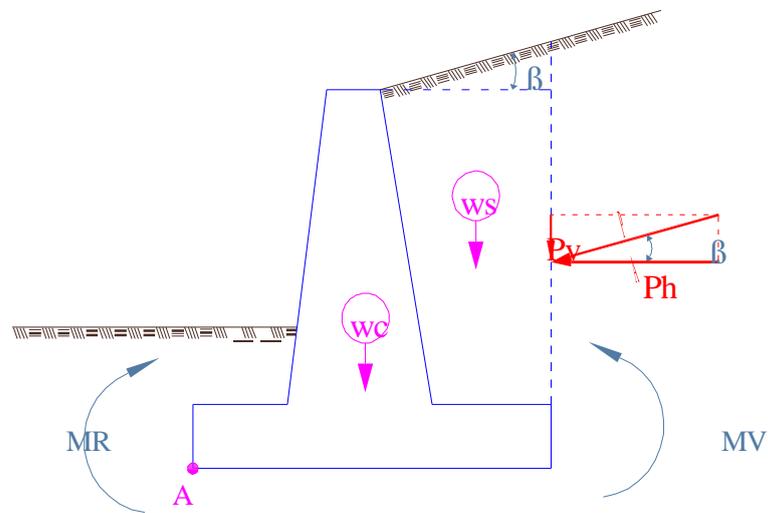


Figura n° 6. Diagrama de fuerzas de al volcamiento.

Este volteo es producido por la componente horizontal de la Presión Activa ($Ph=Pa \cdot \cos \beta$) que ocasiona un momento de volteo (MV) tal como se indica.

No se han considerado aquí los empujes pasivos, puesto que aunque existan tienden a dar seguridad al muro como ya se indicó, por ser de acción opuesta a la Presión Activa.

El peso propio del muro w_c , el peso del suelo sobre el muro w_s , así como la componente vertical de la Presión Activa ($P_v = P_a \cdot \sin \beta$) tienden a equilibrar el efecto del momento de volteo produciendo un momento estabilizador o resistente (MR).

En la práctica se dice que el muro es seguro al volteo, cuando los momentos estabilizadores tomados respecto al punto (A) divididos por el momento de volteo da como resultado un valor mayor a 1.5 en suelos granulares, y 2.0 para suelos cohesivos.

$$FSV = MR / MV \quad \begin{array}{l} \geq 1.5 \text{ Suelos granulares} \\ \geq 2.0 \text{ Suelos cohesivos} \end{array}$$

La seguridad al volteo tiene que estar comprendida entre estos valores, cuando resulte menor hay que tomar medidas contra ello, pudiéndose hacer un muro más grueso y por lo tanto de más peso o cambiando la forma del muro ya sea colocando un talón o un dedo en el muro en caso de no tenerlos para el peso total del muro se desplace hacia su cara interior, con lo que se lograra un aumento del momento resistente.

5.9. SEGURIDAD DE DESLIZAMIENTO.

Como ya se ha indicado el muro tiende a deslizarse por el efecto producido por la componente horizontal de la Presión Activa ($P_h = P_a \cdot \cos \beta$).

Lo que hace que el muro no se deslice es la fuerza de rozamiento (f_r) que se produce entre el muro y el suelo de cimentación, de ahí que convenga que la superficie de sustentación del muro sea lo más rugosa posible para lograr mayor adherencia como se indica en la figura N° 9.

Para calcular el factor de seguridad al deslizamiento necesitamos conocer el valor del coeficiente de fricción (μ) que debería emplearse para obtener la fuerza que se opone al deslizamiento es la resistencia del suelo al esfuerzo secante. En la práctica, el coeficiente empleado es el de fricción entre el suelo y el concreto para cada caso de suelos granulares gruesos, y la resistencia al esfuerzo secante o cohesión para el caso de materiales con

cohesión.⁶

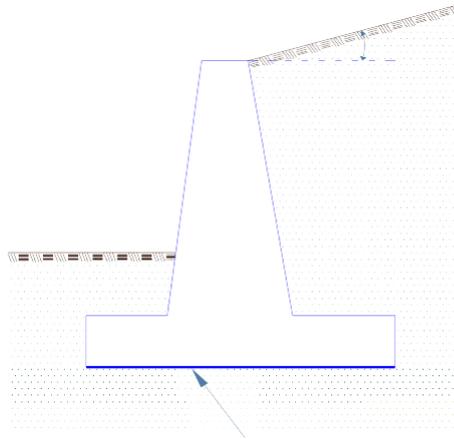


Figura n°7. Detalle de la seguridad al deslizamiento.

En ausencia de datos experimentales se recomienda los valores de la tabla 1-4 para los coeficientes de fricción (μ) de deslizamiento para el concreto.

Tipo de Suelo	Coefficientes μ
Suelos granulares sin limo	0.55
Suelos granulares con limo	0.45
Limos	0.35
Roca sana con superficie rugosa	0.65

Tabla n° 2. Coeficiente de rozamiento (μ)⁷

También podemos tomar valores de rozamiento utilizando el ángulo de fricción interna como se indica a continuación:

$$\mu = \tan \phi \quad \mu = 0.67 \tan \phi$$

μ = Coeficiente de rozamiento

ϕ = Angulo de fricción interna

⁶ EVERARD. N., TANNER. J., (1976), Diseño de Concreto Armado, Primera Edición en Español, México, McGraw – Hill México S.A., Pag. 309

⁷ CRESPO C., (1981), Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Segunda Edición, México, Editorial Limusa S.A., Pag. 491

Los valores del coeficiente de rozamiento determinados de esta manera deben estar dentro de este rango $0.4 < \mu < 0.6$.

Los verdaderos valores del ángulo de fricción interna solo pueden obtenerse por medio de ensayos con el material. En ausencia de datos de laboratorio, el ángulo puede tomarse aproximadamente como se indica en la tabla n°3.

Tipo de Suelo	(θ)
Arena seca suelta, con granos redondos, gradación uniforme	28.5°
Arena seca densa, con granos redondos, gradación uniforme	35°
Arena seca suelta, con granos angulosos, bien gradada	34°
Arena seca densa, con granos angulosos, bien gradada	46°
Limo seco y suelto	27° a 30°
Limo seco y denso	30° a 35°

Tabla n°3. Ángulos de fricción interna (θ)⁸

Una vez obtenido el coeficiente de rozamiento (μ) podemos determinar fuerzas de rozamiento entre el muro y el suelo, y calcular el Factor de Seguridad al Deslizamiento (FSD) que es igual al cociente entre la división de la fuerza de rozamiento (fr) y la componente horizontal de la Presión Activa ($Ph = Pa \cdot \cos \beta$).

La fuerza de rozamiento (fr), es igual al producto de la fuerza normal (N) ejercida por el muro sobre el suelo, que es igual a la sumatoria del peso propio del muro w_c , el peso del suelo sobre el muro w_s , así como la componente vertical de la Presión Activa ($Pv = Pa \cdot \sin \beta$), por el coeficiente de rozamiento (μ).

$$fr = N * \mu$$

En la figura N° 8 se puede apreciar las fuerzas anteriormente enunciadas.

⁸ EVERARD. N., TANNER. J., (1976), Diseño de Concreto Armado, Primera Edición en Español, México, McGraw – Hill México S.A., Pag. 309

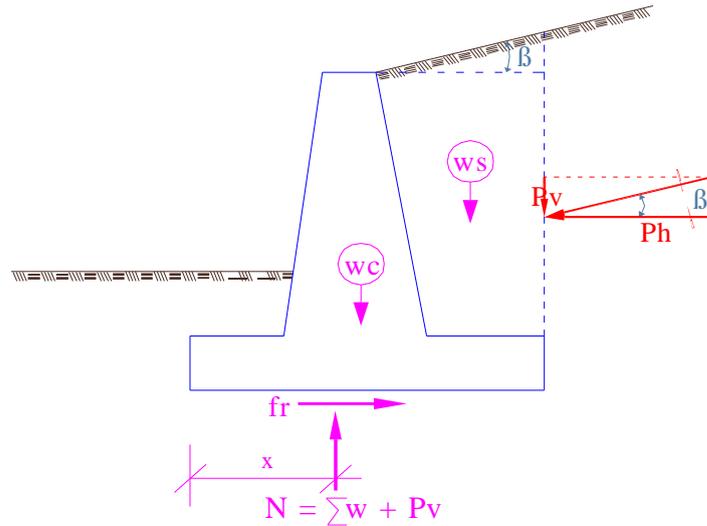


Figura N° 8. Detalles de la fricción del muro.

$$\sum F_y = 0$$

$$N = \sum w + P_v = WT$$

$$f_t = N * \mu$$

$$FSD = f_t / Ph \quad 2.1.5 \text{ Suelos granulares}$$

$$2.2.0 \text{ Suelos cohesivos}$$

Se dice que el muro es seguro al deslizamiento cuando el Factor de Seguridad al Deslizamiento (FSD) es mínimo de 1.5 en suelos granulares, y 2.0 en suelos cohesivos.

Si no se cumple con ese factor, el deslizamiento se previene aplicando cualquiera de las siguientes medidas:

- Hacer un muro más grueso y por lo tanto de más peso (aumentando sus dimensiones).
- Cambiar el suelo de cimentación para que aumente la fricción.
- Utilizar la presión pasiva delante del muro, aunque no es recomendable por lo anotado anteriormente.
- Colocar un diente en la base del muro, que es lo más recomendable cuando el

Factor de Seguridad de Deslizamiento (FSD) es mayor o igual que 1.3 como se indica en figura n° 9.

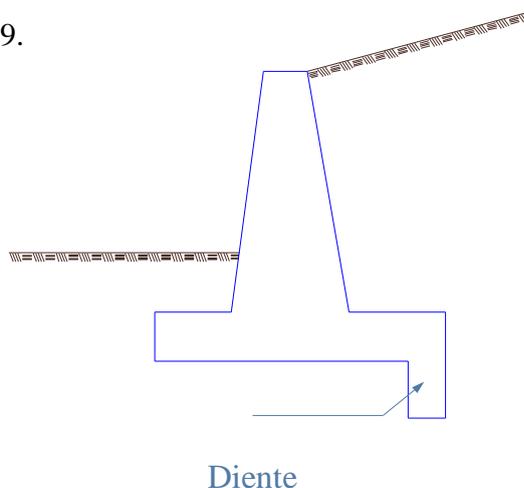


Figura n° 9. Diente de un muro.

5.10. COMPROBACION DEL PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA NORMAL (N), Y DE PRESIONES EN EL TERRENO.

La resultante del peso y empuje vertical producen sobre el terreno una presión que en ningún momento puede ser mayor que la presión admisible del suelo del terreno (q_{adm}). El valor de esta presión admisible es diferente para cada tipo de terreno y se determinaran en cada caso concreto efectuando varios ensayos con los aparatos que se tengan en uso.

En un estudio de la presión sobre el terreno, desempeña un papel muy importante el tercio medio de la cimentación como a continuación se verá. Entendiéndose por tercio medio de la cimentación a la tercera parte interior de toda cimentación a la tercera parte interior de toda cimentación como se indica en la figura n° 10.

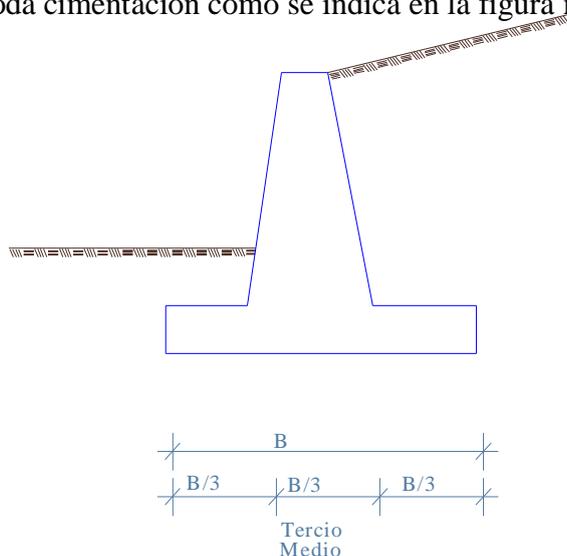


Figura n° 10. Tercio medio de la cimentación de un muro.

La resultante de la sumatoria del peso propio del muro w_c , el peso del suelo sobre el muro w_s , así como la componente vertical de la Presión Activa ($P_v = P_a \cdot \sin \beta$) producen la fuerza normal (N), que se requiere pase por el tercio medio, ya que cuando la reacción del terreno pasa por esta zona se logra una distribución de presiones prácticamente aceptable.

Para determinar si la fuerza normal (N) pasa por el tercio medio calculamos su posición usando la siguiente expresión:

$$x = (MR - MV) / N$$

si (x) cumple con la condición ($B/3 \leq x \leq 2B/3$), la fuerza normal (N) pasa por el tercio medio caso contrario estaría fuera del tercio medio.

Para calcular los esfuerzos producidos del suelo por el muro primero debemos obtener la excentricidad (e), que es la distancia existente entre la mitad de la base del muro y el lugar donde actúa la fuerza normal (N) para lo que usamos la expresión:

$$e = B / 2 - x$$

Para que la fuerza normal (N) pase por tercio medio del valor de (e) debe ser menor que ($B / 6$). En la figura n° 11 se muestra la posición de la fuerza normal (N); respecto a la excentricidad (e).

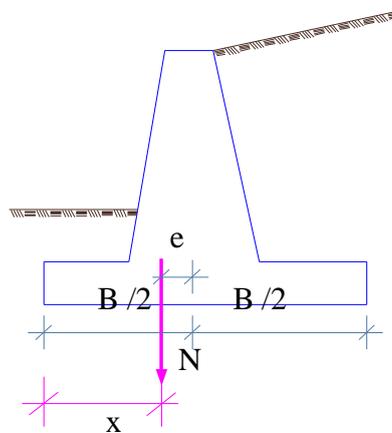


Figura n° 11. Detalle de excentricidad de un muro.

Para determinar los esfuerzos ejercidos por el muro en el suelo usamos la siguiente formula:

$$q \frac{M}{m} = \frac{N}{B * L} \pm \frac{6M}{B^2 * L}$$

Dónde: $M = N * e$

Supongamos que las distribuciones de los esfuerzos en el suelo son lineales con lo que se puede presentar cuatro casos dependiendo de la posición de fuerza (N) como se indica a continuación en la figura n° 12.

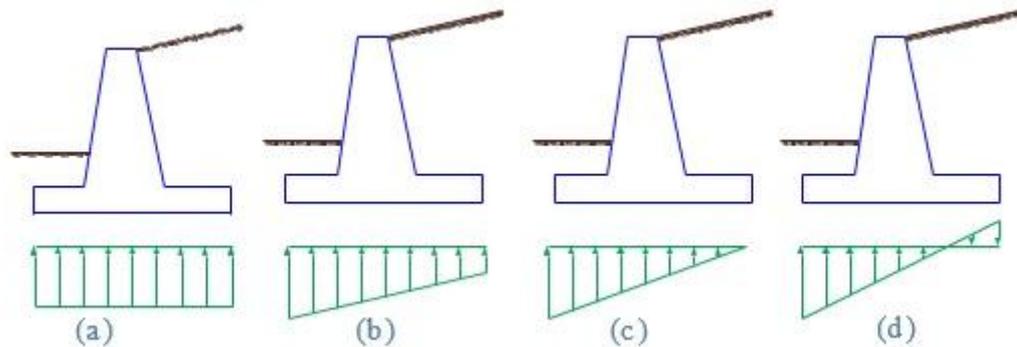


Figura n° 12. Detalles de varios esfuerzos de suelo.

Como luego se verá el caso (d) de la figura n° 12 hay que rechazarlo cuando se presente, construyendo un muro más ancho. Esto es como consecuencia de que surgirían en el lado derecho unas tracciones que no son absorbidas.

En el caso de la figura n 12 (a) la fuerza normal (N) actúa justo en el punto medio de la base (B) del muro, por lo que no existe excentricidad $e = 0$.

$$q \frac{M}{m} = \frac{N}{B * L} \pm \frac{6M}{B^2 * L}$$

$$M = N * e$$

$$M = 0$$

$$q \frac{M}{m} = \frac{N}{B * L} \pm \frac{6(0)}{B^2 * L}$$

De esta expresión se obtiene dos valores iguales.

$$qM = qm = \frac{N}{B * L}$$

En el caso de la figura N° 12 (b) la fuerza normal (N) actúa a una distancia (e) del punto medio de la base (B) del muro, por lo que la excentricidad es e = e

$$q \frac{M}{m} = \frac{N}{B * L} \pm \frac{6M}{B^2 * L}$$

$$M = N * e$$

$$q \frac{M}{m} = \frac{N}{B * L} \pm \frac{6N * e}{B^2 * L}$$

De estas expresiones se obtienen dos valores, uno máximo y otro mínimo.

$$qM = \frac{N}{B * L} + \frac{6N * e}{B^2 * L} \qquad qm = \frac{N}{B * L} - \frac{6N * e}{B^2 * L}$$

El caso de la figura N° 12 (c) surge cuando la fuerza normal (N) pasa por el borde del tercio medio, es decir cuando pasa a una distancia (B/6) del punto medio de la base (B) del muro, por lo que la excentricidad es e = B/6.

$$q \frac{M}{m} = \frac{N}{B * L} \pm \frac{6M}{B^2 * L}$$

$$M = N * B/6$$

$$q \frac{M}{m} = \frac{N}{B * L} \pm \frac{6(N * B / 6)}{B^2 * L}$$

$$q \frac{M}{m} = \frac{N}{B * L} \pm \frac{N}{B * L}$$

De esta expresión se obtiene dos valores, uno máximo y otro igual a cero.

$$qM = 2 \frac{N}{B * L} \qquad qm = 0$$

El caso de la figura N° 12 (d) surge cuando la fuerza normal (N) se encuentra fuera del tercio medio, es decir cuando pasa a una distancia mayor a (B/6) del punto

medio de la base (B) del muro, por lo que la excentricidad es $e > B/6$

$$q \frac{M}{m} = \frac{N}{B * L} \pm \frac{6M}{B^2 * L}$$

$$M = N * e$$

$$q \frac{M}{m} = \frac{N}{B * L} \pm \frac{6N * e}{B^2 * L}$$

$$q \frac{M}{m} = \frac{N}{B * L} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

Al ser $e > B/6$ implica que $6e > B$ por lo que al restarle en la expresión de (q) B obtenemos un valor positivo y otro negativo que es precisamente la tracción que aparece en la resultante del caso de la figura N° 12 (d). Esta tracción hay que hacerla desaparecer, para lo que se recurre a un aumento del espesor del muro para lograr que la resultante pase por el tercio medio tal como ya se ha indicado.

Se deduce que el hecho de la fuerza normal (N) pase por un lugar determinado depende de las acciones verticales, ya que para un terreno dado el empuje que produce tiene una magnitud y una dirección determinada.

Si se pretende variar el punto de acción de la fuerza normal (N) respecto a la base del muro, no cabe otra solución más que ir variando el peso del muro. Cuanto mayor sea este valor del peso, la resultante actuara más hacia la derecha mientras que cuanto más ligero sea dicho peso más hacia la izquierda actuara la fuerza mencionada.

Visto esto y teniendo en cuenta lo indicado en los casos de la figura N° 12 (a), (b), (c), y (d) se deduce que es el caso de la figura N° 12 (a) y (b) hay un exceso de peso, la resultante pasa demasiado próxima del punto medio de la base (B) del muro por lo que puede adoptarse una solución más económica del muro tomando una línea más esbelta..

El caso de la figura N° 12 (d) indica que la fuerza normal (N) se encuentra fuera del tercio medio, esto origina tracciones que son admisibles. Esto es como consecuencia de tener el caso de un muro demasiado esbelto, que pesa poco y la acción del peso

no logra que la fuerza normal (N) pase por el tercio medio como debería suceder.

El caso de la figura N° 12 (c) es el óptimo y es al que debe llegarse en todo diseño. En este caso la resultante pasa por el borde del núcleo central y la distribución de esfuerzos es correcta, no hay zona de tracciones y por lo tanto el muro tiene un peso adecuado.

En todos los casos expuestos anteriormente cabe indicar que 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 donde se está cimentando el muro no resistiría estos esfuerzos.

Conviene tener presente que lo que está indicado se refiere a las acciones sobre el terreno de cimentación. Se ha indicado que el peso óptimo del muro es el caso de la figura N° 12 (c), si en este muro se diese la circunstancia de que la seguridad al volteo o al deslizamiento no está en los márgenes indicados, entonces se recurre a un aumento de peso, variando sus dimensiones, por lo que los esfuerzos en el suelo cambiarían.

A continuación en la tabla N° 4 mostramos las presiones admisibles más comunes, de acuerdo al tipo de suelo.

Tipos de Suelos	q adm (Tn/m ²)
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 n°4. Presiones admisibles sobre suelo y roca⁹

⁹ EVERARD. N., TANNER. J., (1976), Diseño de Concreto Armado, Primera Edición en Español, México, McGraw – Hill México S.A., Pag. 224

5.11. FORMAS DE AGOTAMIENTOS EN MUROS.

En general un muro puede alcanzar los siguientes estados límites.

5.11.1. GIRO EXCESIVO DEL MURO.

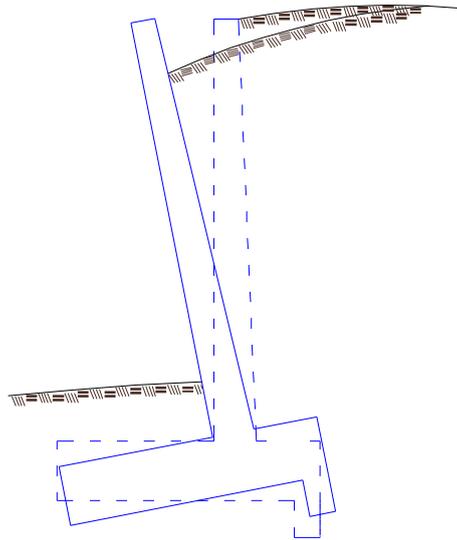


Figura n° 13. Giro excesivo de muro.

5.11.2. DESLIZAMIENTO DE MURO.

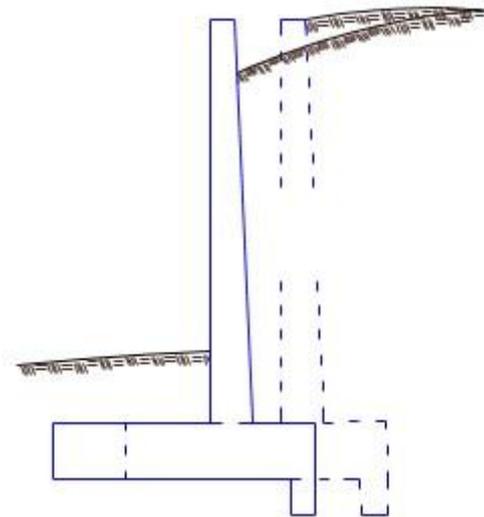


Figura n° 14. Deslizamiento del muro.

5.11.3. DESLIZAMIENTO PROFUNDO DEL MURO.

Se debe a la formación de una superficie de deslizamiento profunda, de forma aproximadamente circular. Este tipo de fallo puede presentarse si existe una capa de suelo blando a una profundidad aproximada de vez y media la altura del muro, contada desde el plano de cimentación.

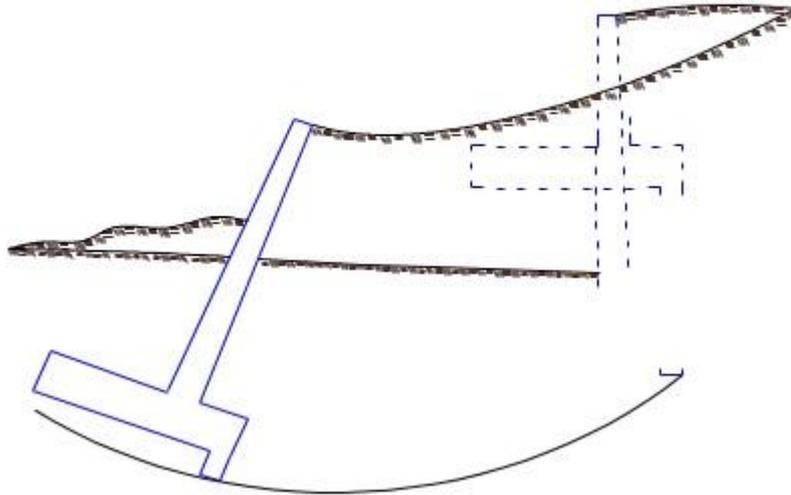


Figura n° 15. Deslizamiento profundo del muro.

5.11.4. DEFORMACION EXCESIVA DE LA PANTALLA.

Es una situación rara, salvo en muros muy esbeltos.

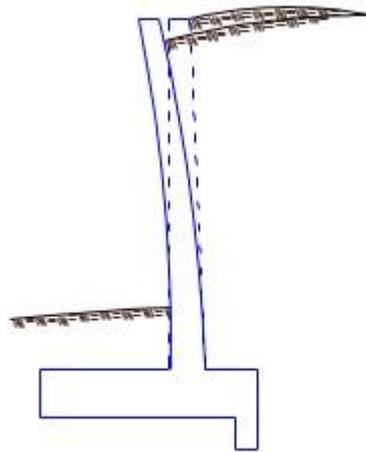


Figura n° 16. Deformación excesiva del muro.

5.11.5. FISURACION EXCESIVA.

Puede presentarse en todas las zonas de tracción, y se trata de una fisuración grave si su ancho es excesivo al estar en contacto con terrenos húmedos, pues no es observable.

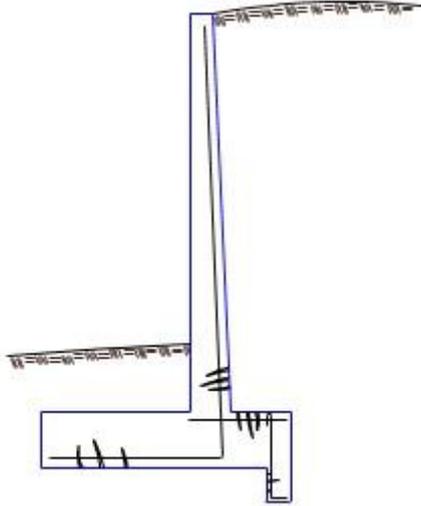


Figura n° 17. Fisuración Excesiva.

5.11.6. ROTURA POR FLEXION.

Puede producirse en la pantalla, el dedo o en el talón. Como las cuantías en muros suelen ser bajas, los síntomas de prerroturas solo son observada en la cara de tracción, que en todos los casos esta oculta, con el que no existe ni un síntoma de aviso.

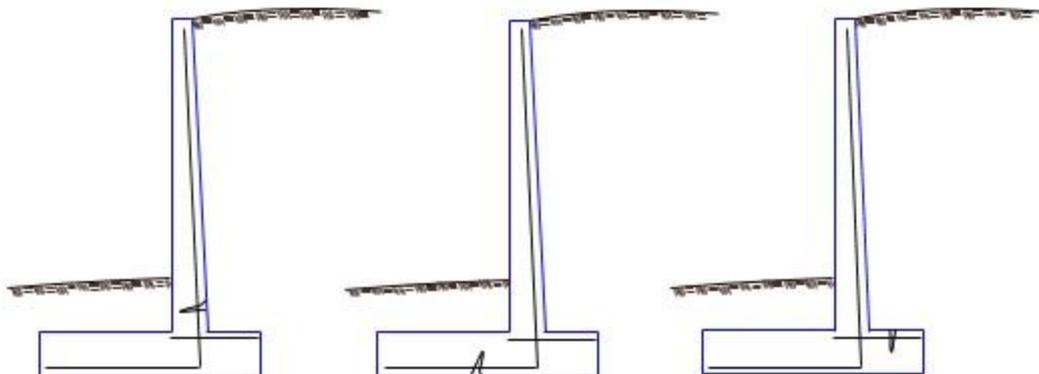


Figura n° 18. Rotura por flexión.

5.11.7. ROTURA POR ESFUERZO CORTANTE.

Puede producirse en la pantalla, el dedo, el talón o en el diente.

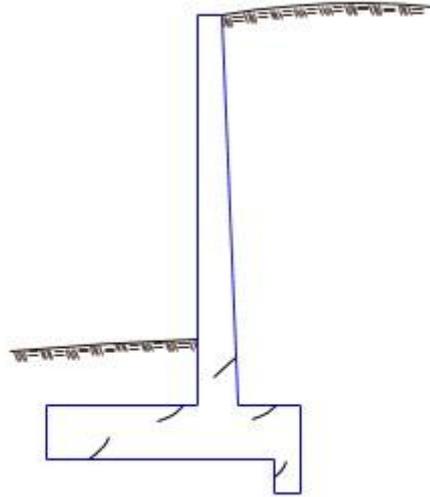


Figura n° 19. Rotura por esfuerzo cortante.

5.11.8. ROTURA POR ESFUERZO RASANTE.

La sección peligrosa es la de arranque de la pantalla, que es una junta de hormigonado obligada, en la que coinciden el máximo momento flector

La sección peligrosa es la de arranque de la pantalla, que es una junta de hormigonado obligada, en la que coinciden el máximo momento flector y el máximo esfuerzo cortante.

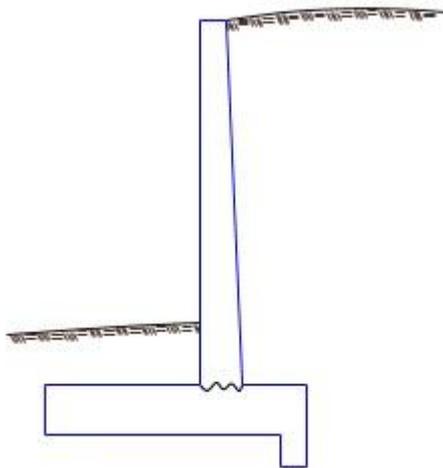


Figura n° 20. Rotura por esfuerzo rasante.

6. DISEÑO METODOLOGICO.

6.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS EN VOLADIZO.

Para el dimensionamiento de los muros, se pueden utilizar las siguientes dimensiones de tanteo, sugeridas por HUNTINGTON para muros de gravedad y muros en voladizo.¹⁰

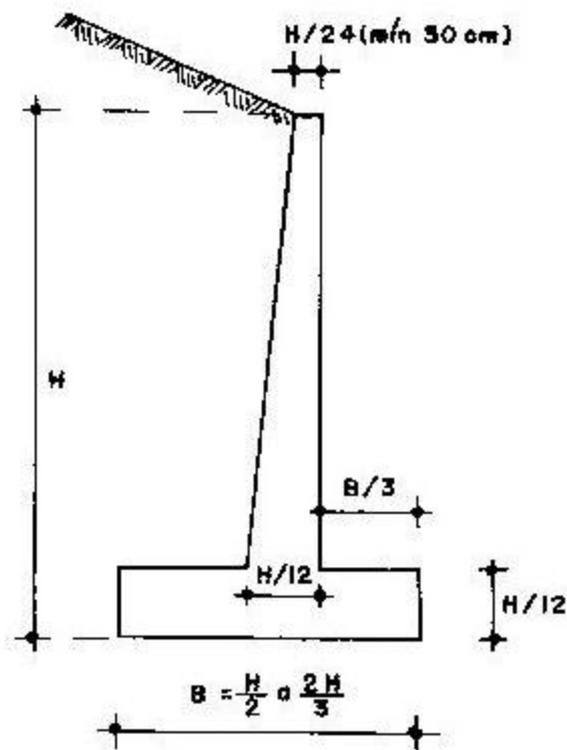


Figura n° 21. Predimensionamiento de muros.

Cabe recalcar que el diseño final de las dimensiones del muro queda a consideración del calculista, y que el prediseño solo es una recomendación para su diseño.

Las dimensiones del muro son las que hará que cumpla las consideraciones de diseño como los factores de seguridad, volcamiento, excentricidad del muro y los esfuerzos del suelo sobre la zapata de cimentación.

¹⁰ HERRERA M. JERONIMO H., (1996), Puentes, Segunda Edición, Universidad Católica de Colombia, Colombia., Pag. 91

6.2. CONDICIONES DE SUELO Y CARGA.

Estos datos del suelo son las características para el diseño de los muros, estos datos están basados en estudios de Suelos como son el S.P.T que nos brinda la capacidad portante de suelo (Q_{adm}), los estudios de Límites de Atterberg nos da el resultado del tipo de Suelo y así determinar el Ángulo de Fricción y el Peso Específico del Suelo.

En este espacio también tenemos la capacidad de la resistencia del Hormigón y la Fluencia de Acero, y el Peso Específico del Hormigón Armado.

$\Phi = 35,0^\circ$	Ángulo de rozamiento interno.
$\gamma_C = 2,4 \text{ T/m}^3$	Peso específico del Hormigón Armado.
$\gamma_S = 1,6 \text{ T/m}^3$	Peso específico del Suelo
$F_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	Resistencia del Hormigón.
$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	Fluencia del Acero.
$Q_{adm} = 30,0 \text{ T/m}^2$	Capacidad Admisible del Suelo.

6.3. ESTABILIDAD DEL MURO.

Los estribos en cantiliver o muros en voladizo, son aquellos que pueden resistir el empuje de la tierra en acción sobre la pantalla vertical empotrada a una losa horizontal (zapata), ambos adecuadamente reforzados para resistirlos momentos y fuerzas cortantes a que están sujetas. Estos muros son económicos para alturas hasta 10 metros, para alturas mayores los muros con contrafuerte suelen ser más económico.

Estos muros deben ser lo suficientemente pesados como para poder sostenerse y resistir los empujes de la tierra y demás carga a que van a estar diseñados.

Se tienen que tomar en cuenta el peso propio del muro y el peso del relleno que en el se ejecuta, como no es una forma regular el muro se descompone en figuras geométricas sencillas para el cálculo de su peso y los brazo de palanca con respecto al centro de gravedad para el cálculo final del peso del muro y los momentos estabilizantes en la dirección (x) y (y).

FIG.	VOLUMEN			γ T/m ³	W Ton	Y mtr	X mtr	My T-m	Mx T-m
	Ancho a	Alto b	Largo c						
1	a	b	c	d	$a*b*c*d$	b/2	a/2	W*Y	W*X

Coefficiente de Presión Activa (Ka) ¹¹. Empleando la Ecuación de Rankine se determinó el Coeficiente de Presión Activa, terreno cargando contra un muro.

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\Phi}{2} \right)$$

Donde:

Φ = Ángulo de Rozamiento Interno.

El coeficiente Φ , es el ángulo de rozamiento interno, el mismo que surge de la rotura del equilibrio de la masa de suelo retenida por el muro de contención. Dicho ángulo está entre la normal y la presión de la masa de suelo. Para su cálculo se realizan pruebas de compresión triaxial que son las más usadas en las propiedades esfuerzo vs deformación y resistencia de los suelos.

Presión Activa de la tierra (PA). Este empuje no es más que la reacción opuesta por la pantalla del muro al movimiento del suelo hacia ella, después de haber alcanzado el máximo de las resistencias internas de corte del suelo. Mediante este efecto se produce una expansión lateral del macizo y el hundimiento de la superficie libre del suelo producto del movimiento de la pantalla.

$$PA = \frac{K_a * \gamma S * Ht^2}{2}$$

Dónde:

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

h = altura total del muro (m).

K_a = coeficiente de presión activa.

Momento de volteo debido a la Presión Activa. (Mv): El momento volcador se produce a una distancia de 1/3 de la altura total del estribo, medidos desde la base del mismo.

¹¹ Rankine, W. (1857) On the stability of loose earth. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Vol. 147.

$$Mv = PA * \frac{1}{3} H$$

Momento al Volcamiento.

	FUERZA	DISTANCIA	MOMENTO.
PA=	21,68 T/m	3,33 mtr	72,26 T-m

6.4. FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO.

$$FSV = \frac{\text{Momento Resistente}}{\text{Momento al Volcamiento}} > 1,5$$

Donde:

Momento resistente es el peso propio del muro multiplicado por la distancia del centro de gravedad en el plano x.

6.5. FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO.

$$FSD = \frac{\text{Peso total} * \text{Tg } \Phi}{PA} > 1,2$$

6.6. CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD DEL MURO.

La distancia donde se ubica la resultante de las cargas y la diferencia entre la mitad de la base y este valor será la excentricidad, este valor debe estar ubicado dentro del tercio medio de la base de la zapata.

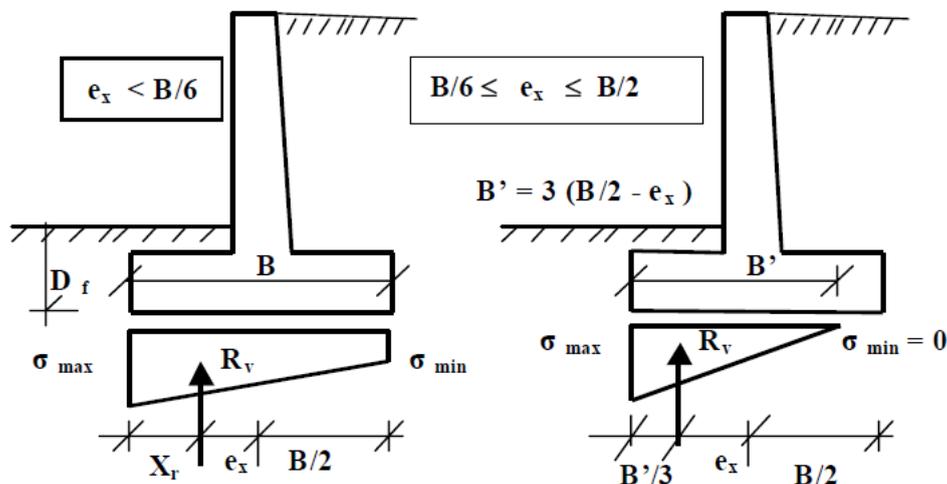


Figura n° 22. Excentricidades de los muros.

Distancia Resultante (x)

$$x = \frac{\text{Momento Resistente} - \text{Momento Volcamiento}}{\text{Peso total del Muro.}}$$

Excentricidad

$$e = B/2 - x = 3,50 - 2,33 = 1,17 \text{ mtr}$$

La excentricidad debe estar dentro del tercio medio del muro.

$$B/6 = 1,17 \quad \text{OK}$$

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

6.7. ESFUERZOS PRODUCIDOS EN LA CIMENTACION.

$$Q_{act \pm} = \frac{W_t}{B} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{B} \right)$$

$$Q_{act +} = \frac{104,36}{7,00} * \left(1 + \frac{6 * 1,17}{7,00} \right) = 29,81 \quad \text{OK}$$

$$Q_{act -} = \frac{104,36}{7,00} * \left(1 - \frac{6 * 1,17}{7,00} \right) = 0,01 \quad \text{OK}$$

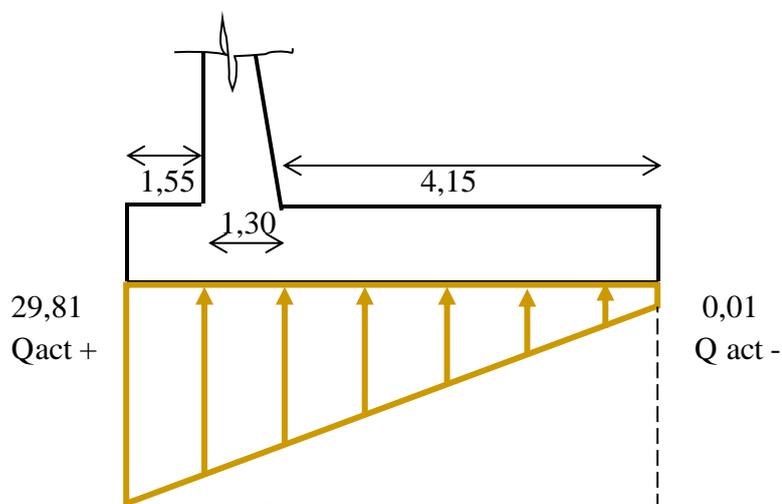
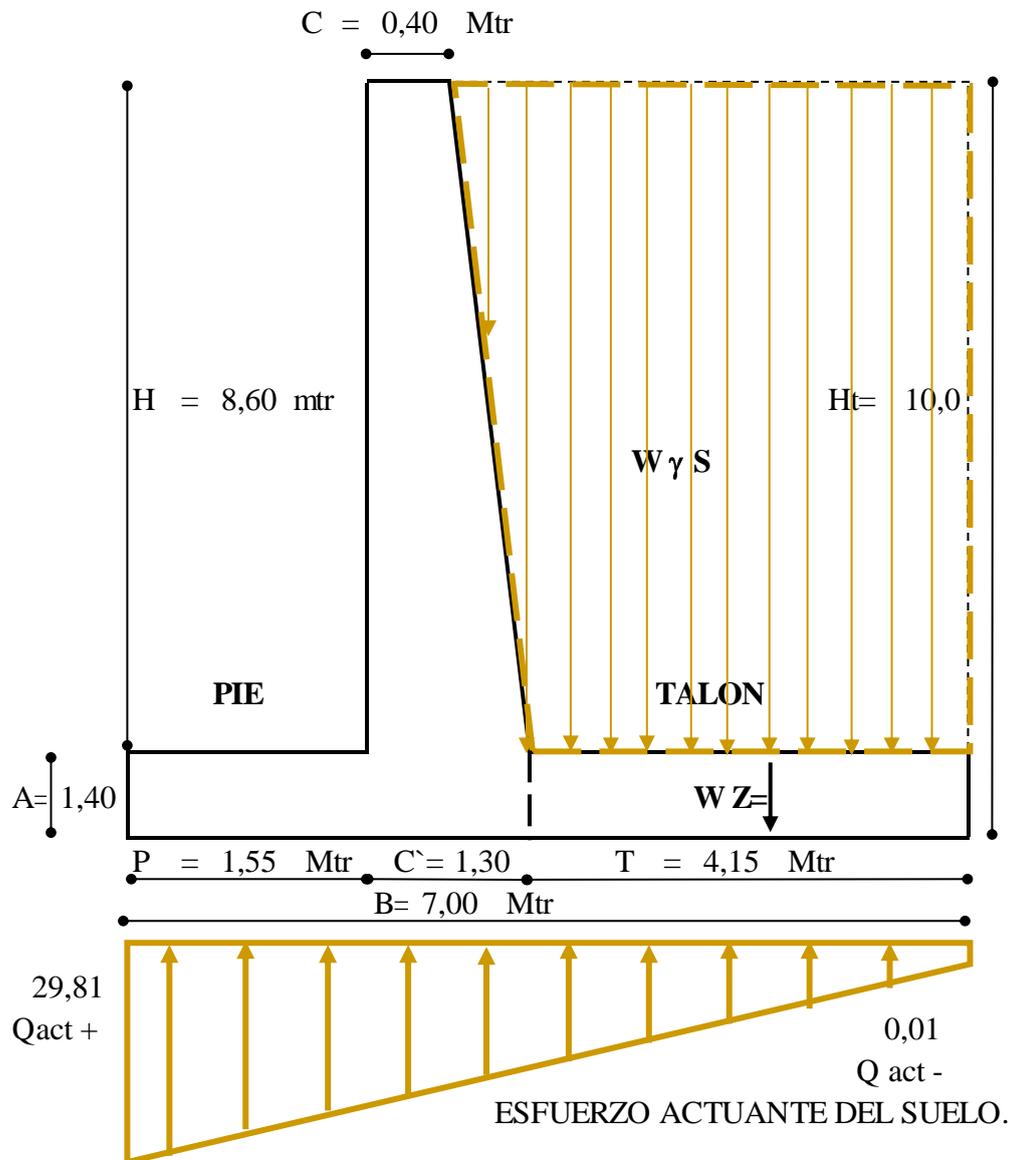


DIAGRAMA DE ESFUERZO DEL SUELO.

6.8. DISEÑO DE LA CIMENTACION.



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 el resultado de la carga de relleno que se genera en él, más el peso propio de la zapata.

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.

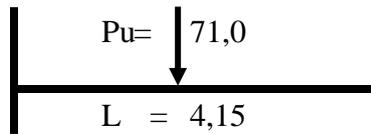
El diseño estará en base a los conocimientos de resistencia de los materiales y los métodos estáticos en el diseño de estructuras.

Cargas de diseño sobre el talon

	Base	Alto	γ (T/m ³)	Peso	
W γ S=	4,15	8,60	1,6	57,10	T/m
WZ=	4,15	1,40	2,4	13,94	T/m

$$W_u = 71,05 \text{ T/m} * 1 \text{ m de Ancho colaborante} = 71,05 \text{ Ton}$$

Modelo Matematico de Analisis Estructural



El momento flexionante del diseño y el efecto de cortante debe ser mayoradas según ACI-318S en el inciso (9.2.1) del capítulo 9.

Como es una zapata tiene las características de una losa de concreto macizo, este tipo de elementos no necesariamente se diseñan estribos para el esfuerzo cortante, sino se revisa si la capacidad resistente es mayor al cortante ultimo actuante producidos por las cargas.

Revsion a cortante. $\phi = 0,85$

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

Donde:

V= Cortante de la zapata (kg).

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

d= peralte efectivo de la zapata (cm).

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

El valor del V_u debe ser menor al valor del V_{res} que está definido por la siguiente expresión:

$$V_{res} = 0,53\sqrt{f'c}$$

Si el $V_u < V_{res}$, entonces la dimensión de la zapata es la correcta.

Diseño a Momento Flexionante (Hormigon Armado) $\phi = 0,9$

El diseño a momento flexionante es aquel que define el armado principal del acero para el diseño de hormigón.

Está basado en el diseño de la cuantía que no es más que el porcentaje del área bruta del concreto (ag), la cuantía de diseño debe ser mayor a la cuantía mínima y no pasar la máxima. La cuantía expresa la siguiente expresión:

$$\rho = 0,85 \frac{f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * Ru}{f_c}} \right]$$

Donde:

f_c = Resistencia del Hormigón.

f_y = Fluencia del Acero.

R_u = Resistencia nominal de diseño.

$$R_u = \frac{M_u}{\phi * b * d^2}$$

Donde:

M_u = Momento flexionante ultimo.

ϕ = 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 esta definida así:

$$\rho_{min} = 14 / f_y$$

Donde:

f_y = Fluencia del Acero.

El acero de refuerzo tiene la siguiente expresión:

$$A_s = \rho * b * d$$

Donde:

ρ = 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:

$$\# \text{ de Varillas} = \frac{A_s}{A_v} = \frac{44,33}{4,9088}$$

Donde:

A_s = Acero calculado.

A_v = 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:

$$S = \frac{b - 2r - \#v * \phi}{\#v - 1}$$

Donde:

b = Base de diseño (100cm)

r = Recubrimiento (7cm) para muros y zapatas según ACI

$\#v$ = números de varillas.

ϕ = Diámetro de la varilla empleada.

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.

$$\rho = \frac{A_s f}{b * d}$$

Donde:

b = Base de diseño (100cm)

d = Peralte efectivo.

$A_s f$ = Acero Final ($\#v * \phi$)

6.9. DISEÑO DEL PIE DE LA CIMENTACION.

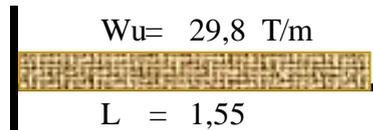
La cimentación de la parte frontal o pie de la zapata, se diseña con el esfuerzo del suelo, ya que esta parte no está sujeta a un relleno considerable de suelo.

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

Cargas de diseño sobre el talon

$$W_u = 29,81 \text{ T/m}^2 * 1 \text{ m de Ancho colaborante} = 29,8 \text{ T/m}$$

Modelo Matematico de Analisis Estructural



La mayorización de carga esta parte según ACI-318 se mayoriza en la siguiente proporción:

Mayorando los esfuerzos Según ACI-318S-08 (9.2.4)

$$U = 1,7 D$$

El armado de reparto o transversal se define por lo recomendado en el ACI-318.

Armado transversal o de reparto.

$$A_s = \rho * b * d$$

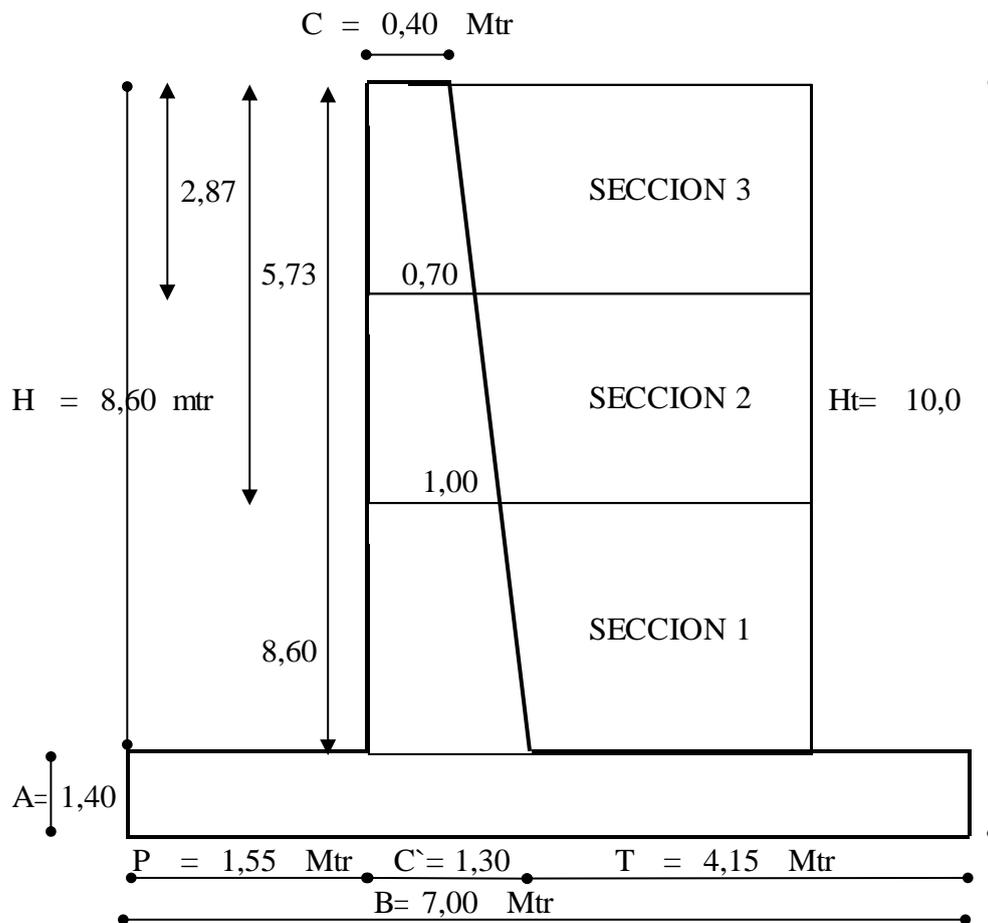
Donde:

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

6.10. DISEÑO DE LA PANTALLA.

Para el diseño de la pantalla está sujeta a la presión que genera el suelo, como es un relleno este genera 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 de la pantalla a diferencia del extremo de la pantalla.

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



Para este cálculo se necesita el peso específico del suelo y el coeficiente de presión activa.

Coeficiente de presión activa $K_a = 0,27$

Peso específico del suelo $\gamma_s = 1,6 \text{ T/m}^3$

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

$$PA = \frac{K_a * \gamma_s * H_t^2}{2}$$

El valor de PA es la fuerza que multiplicada por la distancia es decir (h/3), genera el momento flexionante mientras que la fuerza es la misma para el diseño al cortante.

En la mayorización de cargas en los muros se toma la siguiente mayorización según ACI-318

Cortante

$$V_u = 1,7 * PA$$

Momento.

$$M_u = 1,7 * PA * H/3$$

Una vez obtenidos los esfuerzos (momento y cortante) se realiza la revisión por cortante tal como se hace en la zapata utilizando la expresión:

$$\text{Revisión a cortante. } \phi = 0,85$$

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

Tomando el valor de V a el máximo valor calculado de las secciones.

Para el diseño de flexión, se hace para cada una de las secciones utilizando las siguientes expresiones:

$$R_u = \frac{M_u}{\phi * b * d^2}$$

$$\rho = 0,85 \frac{f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * R_u}{f_c}} \right]$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$\# \text{ de Varillas} = \frac{A_s}{A_v}$$

$$S = \frac{b - 2r - \#v * \phi}{\#v - 1}$$

Armado transversal o de reparto.

$$\rho_{\min} = 0,0020 \text{ Según ACI para MUROS}$$

$$A_s = \rho * b * d$$

Armado Vertical de la Cara exterior

$$\rho_{\min} = 0,0012 \text{ Según ACI para MUROS}$$

$$A_s = \rho * b * d$$

El diseño definitivo y detallado se verá en el anexo 1.

7. RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES.

7.1. CONCLUSIONES.

De los resultados que se obtienen del presente estudio, nos derivan las siguientes conclusiones:

- La estructura ha sido diseñada cumpliendo los parámetros y consideraciones establecidas en el American Concrete Institute 318S-08, la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11, especificaciones del método LRFD.
- El cálculo de la estructura se realizó utilizando los métodos de última resistencia y la mayorización de esfuerzos y cargas, los mismos que fueron aplicados en el cálculo de las zapatas y muros (que actúan como vigas empotradas)
- La utilización de herramientas informáticas como los software de ingeniería y los programas utilitarios como Microsoft Excel, han contribuido de forma eficaz en parte del desarrollo de esta tesis logrando obtener resultados acordes a las exigencias preestablecidas en las normas de la construcción (ACI 318S-08; NEC-11)

7.2. RECOMENDACIONES.

En base a las conclusiones presentadas en la sección anterior, se indican las siguientes recomendaciones:

- Se recomienda que la ejecución de esta obra de darse el caso esté a cargo de profesionales de la Ingeniería Civil, ya que ellos conocen a cabalidad la aplicabilidad de las normas técnicas y constructivas en obras civiles.
- Se debe apoyar e incentivar a los estudiantes a realizar trabajos de investigación, que además estén orientados a brindar algún beneficio a la comunidad, este tipo de iniciativas y estudios promoverá el desarrollo de la Universidad Técnica de Manabí y a su vez el desarrollo de la ciudad y sus habitantes.
- Los programas utilizados en este proyecto, nos brinda poder realizar variados modelos, ya sean muy sencillos hasta los más complicados, por lo que es de vital importancia saber interpretar sus resultados adecuadamente.

8. BIBLIOGRAFÍA

BARROS J., (1974), Muros de Contención, Primera Edición, España, Ediciones CEAC., S.A.

BOWLES J.,(1984), Foundation Analysis and Design, Third Edition, Tokyo, McGraw – Hill Kogakusha Ltda.

CRESPO C., (1981), Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Segunda Edición, México, Editorial Limusa S.A.

DE LA TORRE C., Apuntes de Obras Civiles, U.T.A., Ecuador

DILLON S. (1996); Cimentaciones, Primera Edición, P.U.C.E., Ecuador.

EVERARD. N., TANNER. J., (1976), Diseño de Concreto Armado, Primera Edición en Español, México, McGraw – Hill México S.A.

GARZON C., Apuntes de Obras Civiles, U.C.E., Ecuador

PECK R., HANSON W., THORNBURN T.,(1983); Ingeniería de Cimentaciones, Segunda Edición, México, Editorial Limusa, S.A.

REIMBERT M., REIMBERT A., (1968); Muros de Contención, Primera Edición, Barcelona, Editores Técnicos Asociados., S.A.

SOWERS B.,SOWERS F. (1972); Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Primera Edición, México, Editorial Limusa, S.A.

9. ANEXOS.

ANEXO 1

DISEÑO

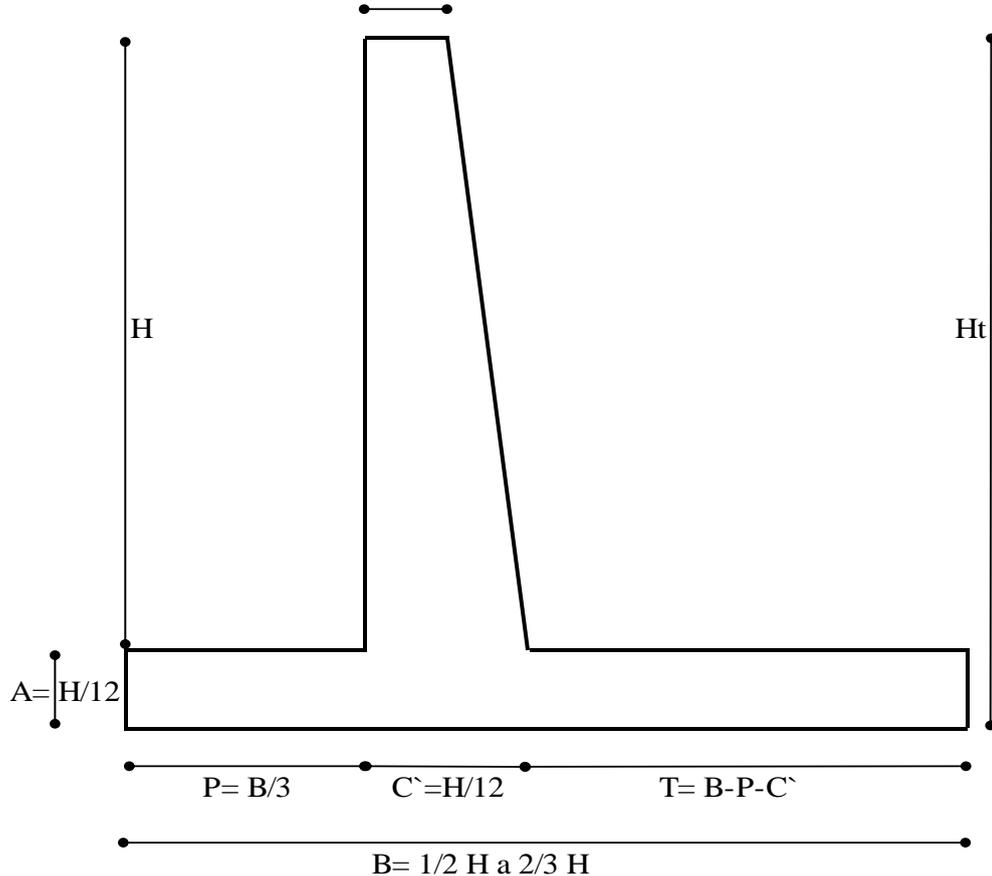
ESTRUCTURAL

DE LOS MUROS.

DISEÑO DE MURO EN VOLADIZO (Ht=10mtrs)

1.- PREDISEÑO DEL MURO.

$$C = H/24 \hat{=} 30 \text{ cm (min).}$$



DIMENSIONAMIENTO $H_t = 10,0 \text{ mtr}$

ANCHO DE CORONA (C) = $30,0 \text{ cm} \hat{=} H / 24$
 $C = 0,30 \text{ mtr} \hat{=} 0,42 \text{ mtr}$

USAR C= 0,40 Mtr

ANCHO DE ZAPATA (A) = $H / 12$
 $A = 10,0 / 12$
 $A = 0,83$

USAR A= 1,40 Mtr

BASE DEL MURO (B) = $(1 / 2 H) \text{ a } (2 / 3 H)$
 $B = 1 / 2 * 10,0 \text{ a } 2 / 3 * 10,0$
 $B = 5,00 \text{ mtr a } 6,67 \text{ mtr}$

USAR B= 7,00 Mtr

PIE O FRENTE DEL MURO (P) = $B / 3$
 $P = 2,33 \text{ mtr}$

USAR P= 1,55 Mtr

$$\text{ANCHO DEL MURO (C')} = H / 12$$

$$C' = 10,0 / 12$$

$$C' = 0,83$$

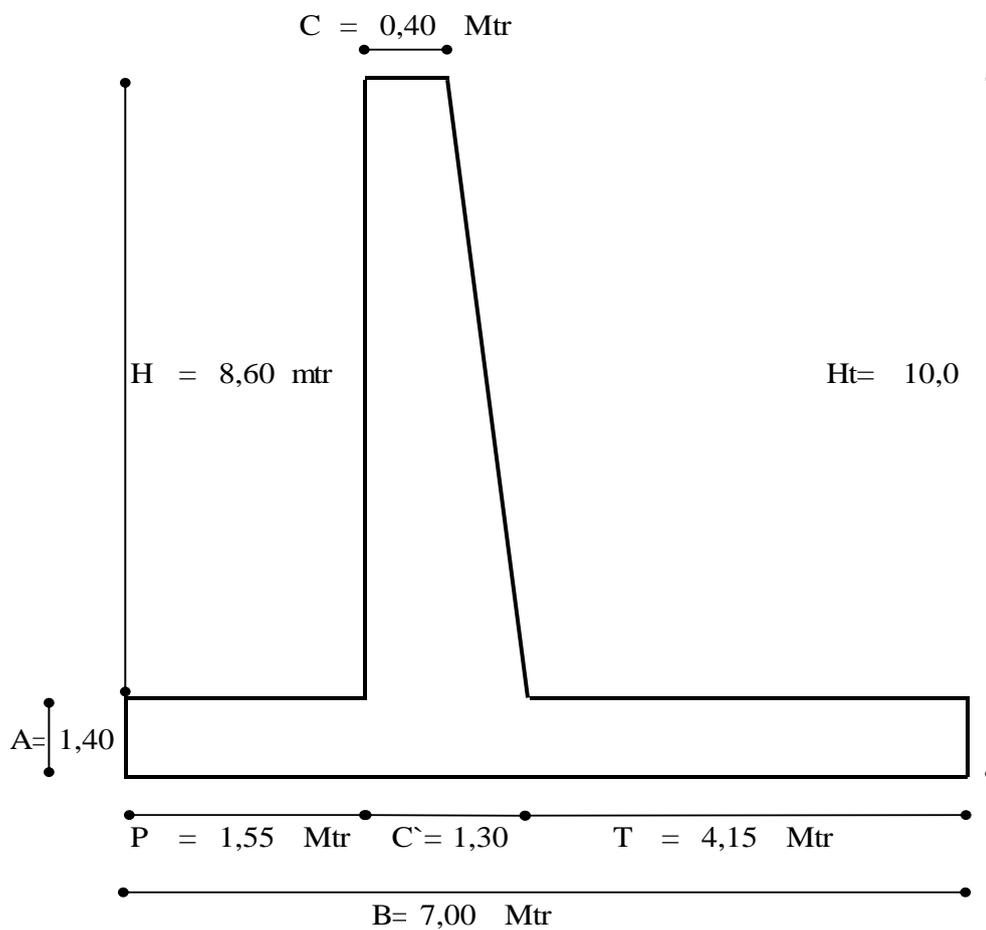
USAR C': 1,30 Mtr

$$\text{TALON DEL MURO (T)} = B - P - C'$$

$$T = 7,00 - 1,55 - 1,30$$

$$T = 4,15 \text{ Mtr}$$

USAR T= 4,15 Mtr



2.- CONDICIONES DE SUELO Y CARGAS.

$\Phi = 35,0^\circ$	Angulo de rozamiento interno.
$\gamma C = 2,4 \text{ T/m}^3$	Peso especifico del Hormigon Armado.
$\gamma S = 1,6 \text{ T/m}^3$	Peso especifico del Suelo
$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	Resistencia del Hormigon.
$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	Fluencia del Acero.
$Q_{adm} = 30,0 \text{ T/m}^2$	Capacidad Admisible del Suelo.

3.- ESTABILIDAD DEL MURO

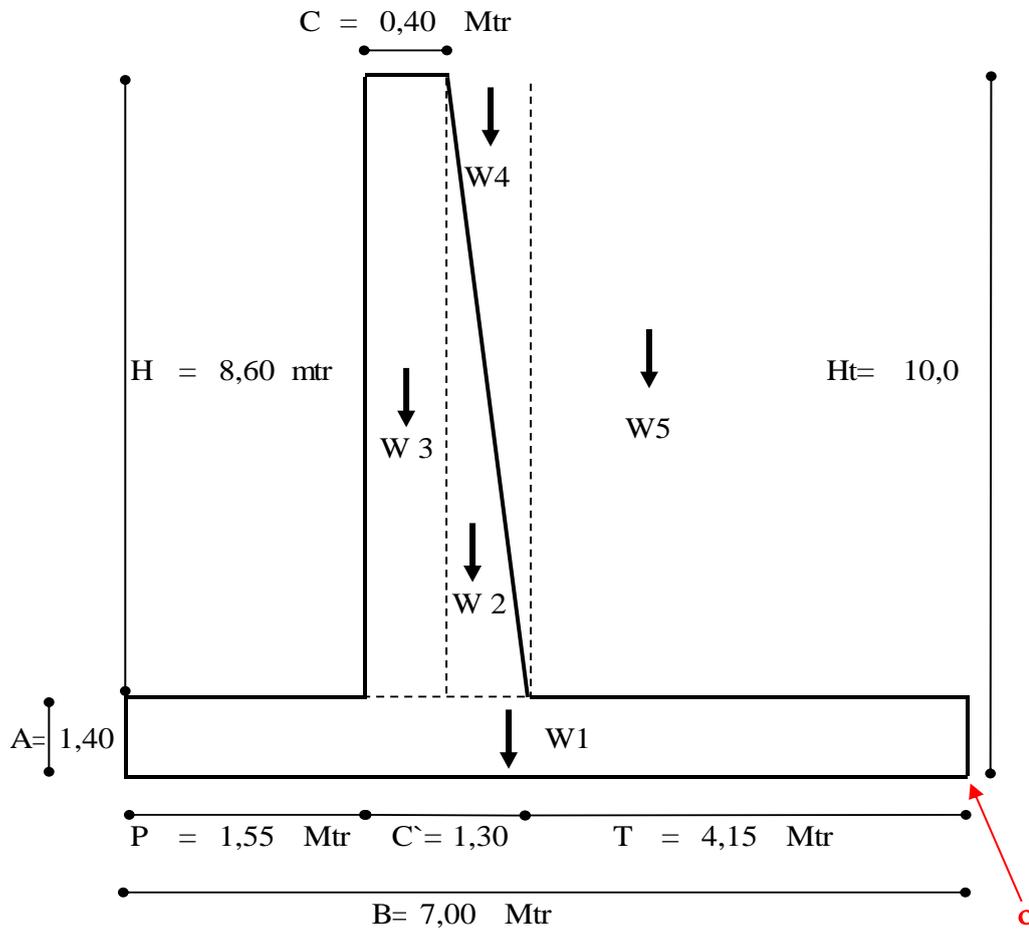


FIG.	VOLUMEN			γ T/m ³	W Ton	Y mtr	X mtr	My T-m	Mx T-m
	Ancho	Alto	Largo						
1	7,00	1,40	1,00	2,40	23,5	0,70	3,50	16,46	82,32
2	0,90	8,60	1,00	2,40	9,3	4,27	4,75	39,63	44,12
3	0,40	8,60	1,00	2,40	8,3	5,70	5,25	47,06	43,34
4	0,90	8,60	1,00	1,60	6,2	7,13	4,45	44,17	27,55
5	4,15	8,60	1,00	1,60	57,1	5,70	2,08	325,49	118,49

$$\Sigma W = 104,4 \text{ Ton}$$

$$\Sigma My = 472,81 \text{ T-m}$$

$$\Sigma Mx = 315,83 \text{ T-m}$$

$$X_{cg} = \frac{\Sigma Mx}{\Sigma W} = \frac{315,83}{104,4} = 3,03 \text{ mtr}$$

$$Y_{cg} = \frac{\Sigma My}{\Sigma W} = \frac{472,81}{104,4} = 4,53 \text{ mtr}$$

Coefficiente de Presion Activa del Suelo.

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\Phi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{35,0}{2} \right)$$

$$K_a = 0,27$$

Presion Activa del Suelo (PA)

$$PA = \frac{K_a * \gamma S * Ht^2}{2}$$

$$PA = \frac{0,27 * 1,6 * 100,00}{2} = 21,68 \text{ T/m}$$

Momento al Volcamiento.

	FUERZA	DISTANCIA	MOMENTO.
PA=	21,68 T/m	3,33 mtr	72,26 T-m

4.- FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO. > 1,5

$$FSV = \frac{\text{Momento Resistente}}{\text{Momento al Volcamiento.}} = \frac{315,83 \text{ T-m}}{72,26 \text{ T-m}} = 4,37 \quad \text{OK}$$

5.- FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO. > 1,2

$$FSD = \frac{\text{Peso total} * Tg \Phi}{PA} = \frac{73,07 \text{ T/m}}{21,68 \text{ T-m}} = 3,37 \quad \text{OK}$$

6.- CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD DEL MURO.

Distancia Resultante (x)

$$x = \frac{\text{Momento Resistente} - \text{Momento Volcamiento}}{\text{Peso total del Muro.}}$$

$$x = \frac{243,56}{104,4} = 2,33 \text{ mtr}$$

Excentricidad

$$e = B/2 - x = 3,50 - 2,33 = 1,17 \text{ mtr}$$

La excentricidad debe estar dentro del tercio medio del muro.

$$B/6 = 1,17 \quad \text{OK}$$

7.- CALCULO DE ESFUERZOS PRODUCIDOS EN EL SUELO < 30,0

$$Q_{act \pm} = \frac{W_t}{B} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{B} \right)$$

$$Q_{act +} = \frac{104,36}{7,00} * \left(1 + \frac{6 * 1,17}{7,00} \right) = 29,81 \quad \text{OK}$$

$$Q_{act -} = \frac{104,36}{7,00} * \left(1 - \frac{6 * 1,17}{7,00} \right) = 0,01 \quad \text{OK}$$

o

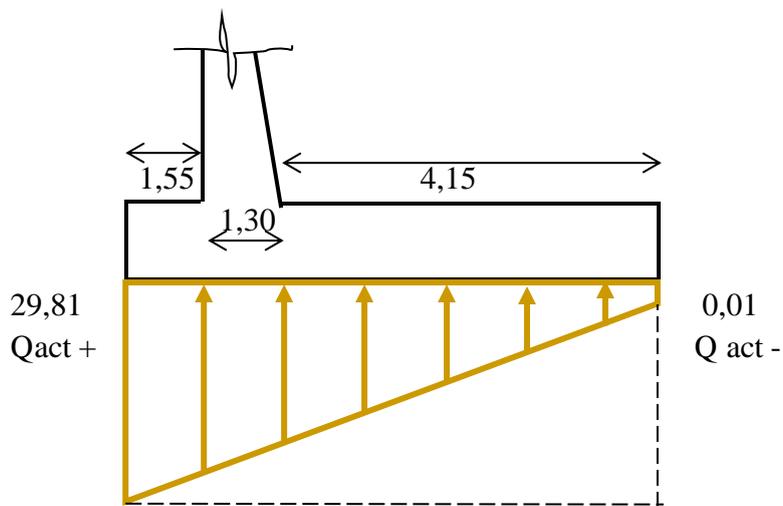
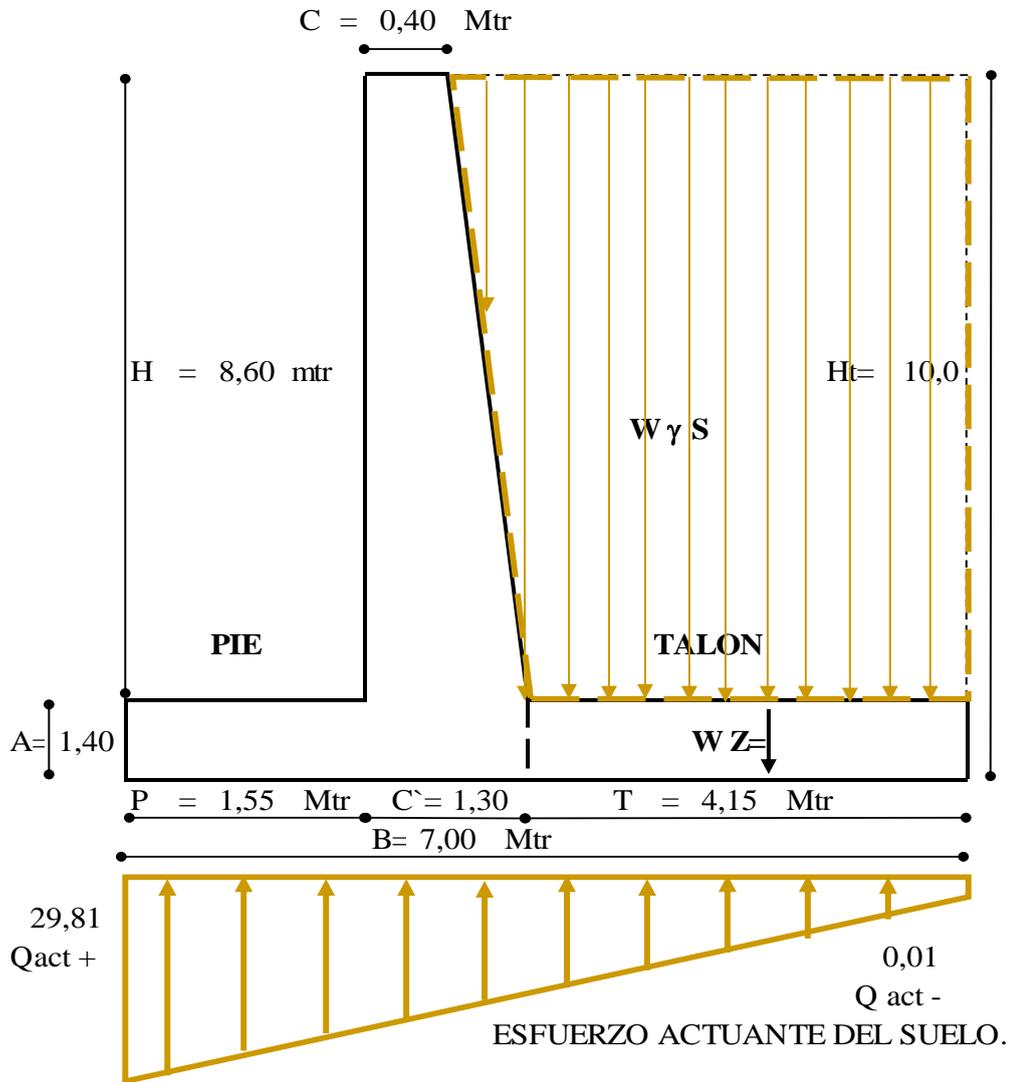


DIAGRAMA DE ESFUERZO DEL SUELO.

DISEÑO DE LA CIMENTACION DEL MURO.



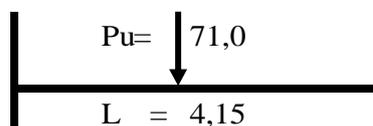
8.- DISEÑO DEL TALON DEL MURO.

Cargas de diseño sobre el talon

	Base	Alto	γ (T/m ³)	Peso	
$W \gamma S =$	4,15	8,60	1,6	57,10	T/m
$W Z =$	4,15	1,40	2,4	13,94	T/m

$$W_u = 71,05 \text{ T/m} * 1 \text{ m de Ancho colaborante} = 71,05 \text{ Ton}$$

Modelo Matematico de Analisis Estructural



$$M = P_u * L/2 = 71,0 * 4,15 / 2 = 147,42 \text{ T-m}$$

$$V = P_u = 71,0 \text{ Ton}$$

Mayorando los esfuerzos Según ACI-318S-08 (9.2.1)

$$U = 1,4 D$$

$$M = 147,42 * 1,4 = 206,39 \text{ T-m}$$

$$V = 71,0 * 1,4 = 99,47 \text{ Ton}$$

Revisión a cortante. $\phi = 0,85$

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

$$t = 140 \text{ cm}$$

$$d = 133 \text{ cm}$$

$$r = 7,00 \text{ cm}$$

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

$$V_u = \frac{99467,2}{0,85 * 100 * 133}$$

$$V_u = 8,80 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{u \text{ res}} = 0,53 \sqrt{f_c} = 8,87 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Diseño a Momento Flexionante (Hormigon Armado) $\phi = 0,9$

$$R_u = \frac{M_u}{\phi * b * d^2}$$

$$R_u = \frac{20639444,00}{0,9 * 100 * 17689} = 12,96$$

$$\rho = 0,85 \frac{f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * R_u}{f_c}} \right]$$

$$\rho = 0,85 \frac{280}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * 12,96}{280}} \right]$$

$$\rho = 0,0032$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0018 \text{ Según ACI para losas macizas}$$

$$\rho_{\text{min}} = 14 / f_y = 0,0033 \text{ Según ACI para elementos a flexion}$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0,0033 * 100 * 133 = 44,33 \text{ cm}^2$$

Varilla a utilizar $\phi = 25 \text{ mm}$

$$\text{Area de la Varilla} = A_v = 4,9088 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ de Varillas} = \frac{A_s}{A_v} = \frac{44,33}{4,9088} = 10$$

$$S = \frac{b - 2r - \#v * \phi}{\#v - 1}$$

$$S = \frac{100 - 14 - \# * 2,5}{\# - 1} = 6,78 \text{ cm}$$

Cuantía final de diseño

$$\rho = \frac{A_s f}{b * d} = \frac{49,088 \text{ cm}^2}{13300 \text{ cm}^2} = 0,0037$$

Armado principal del talon del muro.

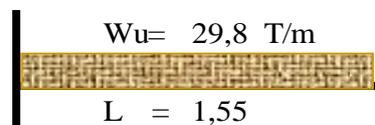
10 ϕ 25 mm @ 6,78 cm en una seccion de 1 mtr

9.- DISEÑO DEL FRENTE DEL MURO

Cargas de diseño sobre el talon

$$W_u = 29,81 \text{ T/m}^2 * 1 \text{ m de Ancho colaborante} = 29,8 \text{ T/m}$$

Modelo Matematico de Analisis Estructural



$$M = W_u * L^2 / 2 = 29,8 * 2,40 / 2 = 35,81 \text{ T-m}$$

$$V = W_u * L = 46,2 \text{ Ton}$$

Mayorando los esfuerzos Según ACI-318S-08 (9.2.4)

$$U = 1,7 D$$

$$M = 35,81 * 1,7 = 60,88 \text{ T-m}$$

$$V = 46,2 * 1,7 = 78,55 \text{ Ton}$$

Revisión a cortante. $\phi = 0,85$

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

$b = 100 \text{ cm}$
 $t = 140 \text{ cm}$
 $d = 133 \text{ cm}$
 $r = 7,00 \text{ cm}$

$$V_u = \frac{78549,94}{0,85 * 100 * 133}$$

$$V_u = 6,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{u \text{ res}} = 0,53 \sqrt{f_c} = 8,87 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Diseño a Momento Flexionante (Hormigón Armado) $\phi = 0,9$

$$R_u = \frac{M_u}{\phi * b * d^2}$$

$$R_u = \frac{6087620,00}{0,9 * 100 * 17689} = 3,82$$

$$\rho = 0,85 \frac{f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * R_u}{f_c}} \right]$$

$$\rho = 0,85 \frac{280}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * 3,824}{280}} \right]$$

$$\rho = 0,0009$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0018 \text{ Según ACI para losas macizas}$$

$$\rho_{\text{min}} = 14 / f_y = 0,0033 \text{ Según ACI para elementos a flexión}$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0,0033 * 100 * 133 = 44,33 \text{ cm}^2$$

Varilla a utilizar $\phi = 25 \text{ mm}$

$$\text{Área de la Varilla} = A_v = 4,9088 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ de Varillas} = \frac{A_s}{A_v} = \frac{44,33}{4,9088} = 10$$

$$S = \frac{b - 2r - \#v * \phi}{\#v - 1}$$

$$S = \frac{100 - 14 - \# * 2,5}{\# - 1} = 6,8 \text{ cm}$$

Cuantia final de diseño

$$\rho = \frac{As f}{b * d} = \frac{49,088 \text{ cm}^2}{13300 \text{ cm}^2} = 0,0037$$

Armado principal del talon del muro.

10 ϕ 25 mm @ 6,78 cm en una seccion de 1 mtr

Armado transversal o de reparto.

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

$$As = 0,0018 * 100 * 133 = 23,94 \text{ cm}^2$$

Varilla a utilizar $\phi = 20$ mm

Area de la Varilla = $A_v = 3,1416 \text{ cm}^2$

$$\# \text{ de Varillas} = \frac{As}{A_v} = \frac{23,94}{3,1416} = 8$$

$$S = \frac{b - 2r - \# v * \phi}{\# v - 1}$$

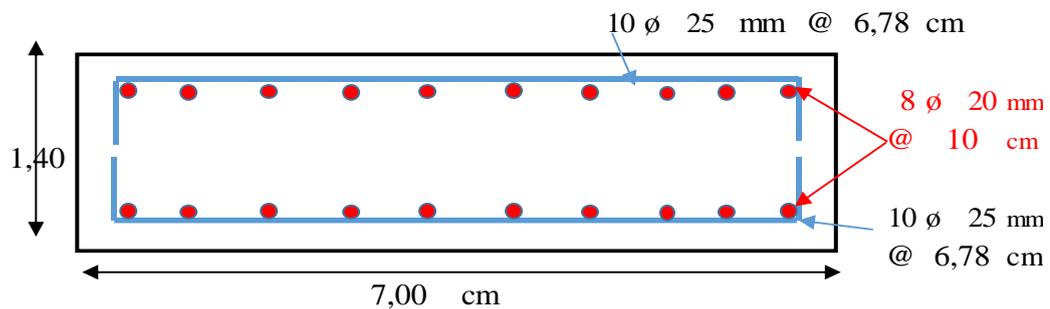
$$S = \frac{100 - 14 - 8 * 2}{8 - 1} = 10,0 \text{ cm}$$

Cuantia final de diseño

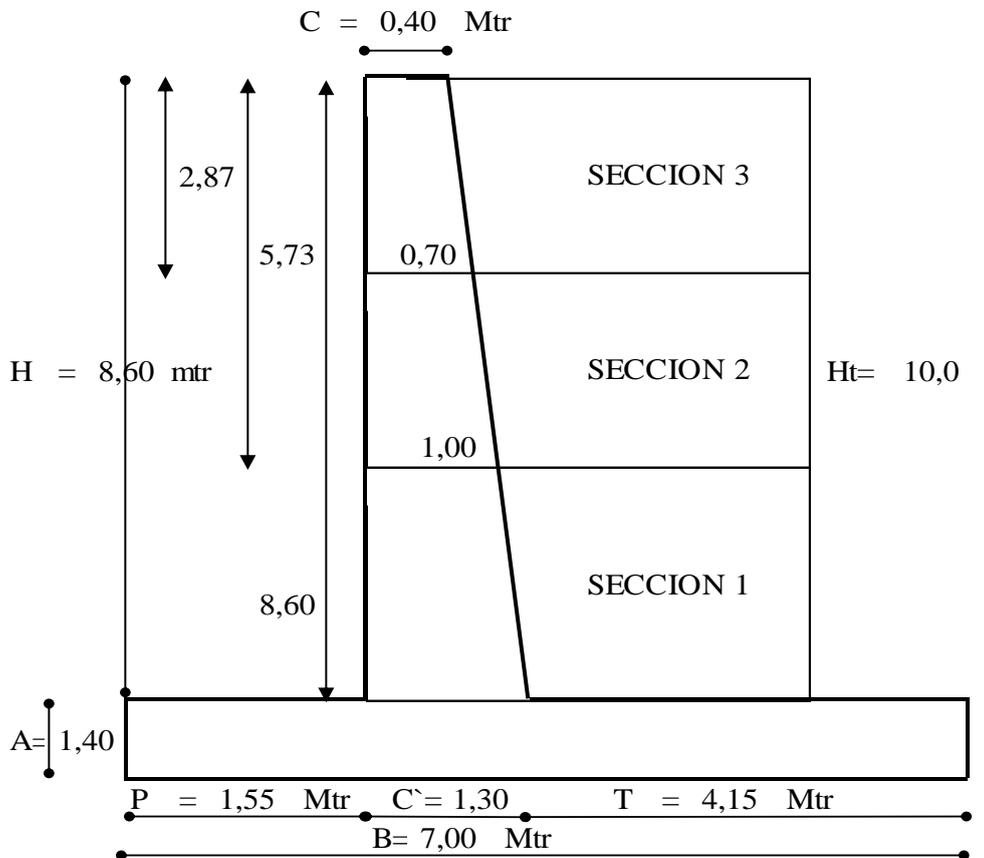
$$\rho = \frac{As f}{b * d} = \frac{25,133 \text{ cm}^2}{13300 \text{ cm}^2} = 0,0019$$

Armado transversal o de reparto del muro.

8 ϕ 20 mm @ 10 cm en una seccion de 1 mtr



DISEÑO DE PANTALA DEL MURO.



Coefficiente de presión activa $K_a = 0,27$

Peso específico del suelo $\gamma_s = 1,6 \text{ T/m}^3$

SECCION 1

$$P_A = \frac{K_a * \gamma_s * H_t^2}{2}$$

$$P_A = \frac{0,27 * 1,6 * 73,96}{2} = 16,03 \text{ Ton}$$

Cortante

$$V_u = 1,7 * P_A = 27,258 \text{ Ton}$$

Momento.

$$M_u = 1,7 * P_A * H/3$$

$$M_u = 1,7 * 16,03 * 2,87 = 78,139 \text{ T-m}$$

SECCION 2

$$PA = \frac{K_a * \gamma S * H_t^2}{2}$$

$$PA = \frac{0,27 * 1,6 * 32,87}{2} = 7,13 \text{ Ton}$$

Cortante

$$V_u = 1,7 * PA = 12,115 \text{ Ton}$$

Momento.

$$M_u = 1,7 * PA * H/3$$

$$M_u = 1,7 * 7,13 * 1,91 = 23,152 \text{ T-m}$$

SECCION 3

$$PA = \frac{K_a * \gamma S * H_t^2}{2}$$

$$PA = \frac{0,27 * 1,6 * 8,22}{2} = 1,78 \text{ Ton}$$

Cortante

$$V_u = 1,7 * PA = 3,0286 \text{ Ton}$$

Momento.

$$M_u = 1,7 * PA * H/3$$

$$M_u = 1,7 * 1,78 * 0,96 = 2,894 \text{ T-m}$$

RESUMEN FINAL DE ESFUERZOS

	MOMENTO	CORTANTE
SECCION 1	78,139	27,258
SECCION 2	23,152	12,115
SECCION 3	2,894	3,029

Revisión a cortante. $\phi = 0,85$ $b = 100 \text{ cm}$

$t = 130 \text{ cm}$

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

$d = 123 \text{ cm}$

$r = 7,00 \text{ cm}$

$$V_u = \frac{27257,697}{0,85 * 100 * 123}$$

$$V_u = 2,61 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{u \text{ res}} = 0,53 \sqrt{f_c} = 8,87 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

SECCION 1

Diseño a Momento Flexionante (Hormigon Armado) $\phi = 0,9$

$$R_u = \frac{M_u}{\phi * b * d^2}$$

$$R_u = \frac{7813873,19}{0,9 * 100 * 15129} = 5,74$$

$$\rho = 0,85 \frac{f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * R_u}{f_c}} \right]$$

$$\rho = 0,85 \frac{280}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * 5,739}{280}} \right]$$

$$\rho = 0,0014$$

$$\rho_{\text{min}} = 14 / f_y = 0,0033 \text{ Según ACI para elementos a flexion}$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0,0033 * 100 * 123 = 41,00 \text{ cm}^2$$

Varilla a utilizar $\phi = 25 \text{ mm}$

$$\text{Area de la Varilla} = A_v = 4,9088 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ de Varillas} = \frac{A_s}{A_v} = \frac{41,00}{4,9088} = 9$$

$$S = \frac{b - 2r - \#v * \phi}{\#v - 1}$$

$$S = \frac{100 - 14 - 9 * 2,5}{9 - 1} = 7,94 \text{ cm}$$

Cuantia final de diseño

$$\rho = \frac{A_s f}{b * d} = \frac{44,179 \text{ cm}^2}{12300 \text{ cm}^2} = 0,0036$$

Armado principal del muro.

9 \emptyset 25 mm @ 7,94 cm en una seccion de 1 mtr

SECCION 2

Diseño a Momento Flexionante (Hormigon Armado) $\phi = 0,9$

$$R_u = \frac{M_u}{\phi * b * d^2}$$

$$R_u = \frac{2315221,69}{0,9 * 100 * 8649} = 2,97$$

$$\rho = 0,85 \frac{f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * R_u}{f_c}} \right]$$

$$\rho = 0,85 \frac{280}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * 2,974}{280}} \right]$$

$$\rho = 0,0007$$

$\rho_{\min} = 14 / f_y = 0,0033$ Según ACI para elementos a flexion

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0,0033 * 100 * 93 = 31,00 \text{ cm}^2$$

Varilla a utilizar $\emptyset = 25$ mm

Area de la Varilla= $A_v = 4,9088 \text{ cm}^2$

$$\# \text{ de Varillas} = \frac{A_s}{A_v} = \frac{31,00}{4,9088} = 7$$

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

$$S = \frac{100 - 14 - 7 * 2,5}{7 - 1} = 11,4 \text{ cm}$$

Cuantia final de diseño

$$\rho = \frac{A_s f}{b * d} = \frac{34,361 \text{ cm}^2}{9300 \text{ cm}^2} = 0,0037$$

Armado principal del muro.

7 ϕ 25 mm @ 11,4 cm en una seccion de 1 mtr

SECCION 3

Diseño a Momento Flexionante (Hormigon Armado) $\phi = 0,9$

$$R_u = \frac{M_u}{\phi * b * d^2}$$

$$R_u = \frac{289402,71}{0,9 * 100 * 3969} = 0,81$$

$$\rho = 0,85 \frac{f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * R_u}{f_c}} \right]$$

$$\rho = 0,85 \frac{280}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * 0,810}{280}} \right]$$

$$\rho = 0,0002$$

$\rho_{min} = 14 / f_y = 0,0033$ Según ACI para elementos a flexion

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0,0033 * 100 * 63 = 21,00 \text{ cm}^2$$

Varilla a utilizar $\phi = 25$ mm

Area de la Varilla= $A_v = 4,9088 \text{ cm}^2$

$$\# \text{ de Varillas} = \frac{A_s}{A_v} = \frac{21,00}{4,9088} = 5$$

$$S = \frac{b - 2r - \#v * \phi}{\#v - 1}$$

$$S = \frac{100 - 14 - 5 * 2,5}{5 - 1} = 18,4 \text{ cm}$$

Cuantia final de diseño

$$\rho = \frac{A_s f}{b * d} = \frac{24,544 \text{ cm}^2}{6300 \text{ cm}^2} = 0,0039$$

Armado principal del muro.

5 ø 25 mm @ 18,4 cm en una seccion de 1 mtr

Armado transversal o de reparto.

$\rho_{\min} = 0,0020$ Según ACI para MUROS

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0,0020 * 100 * 123 = 24,60 \text{ cm}^2$$

Varilla a utilizar $\phi = 18$ mm

$$\text{Area de la Varilla} = A_v = 2,5447 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ de Varillas} = \frac{A_s}{A_v} = \frac{24,60}{2,5447} = 10$$

$$S = \frac{b - 2r - \#v * \phi}{\#v - 1}$$

$$S = \frac{100 - 14 - 10 * 1,8}{10 - 1} = 7,56 \text{ cm}$$

Cuantia final de diseño

$$\rho = \frac{A_s f}{b * d} = \frac{25,447 \text{ cm}^2}{12300 \text{ cm}^2} = 0,0021$$

Armado transversal o de reparto del muro.

10 ø 18 mm @ 7,56 cm en una seccion de 1 mtr

Armado Vertical de la Cara exterior

$\rho_{\min} = 0,0012$ Según ACI para MUROS

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0,0012 * 100 * 123 = 14,76 \text{ cm}^2$$

Varilla a utilizar $\phi = 20$ mm

$$\text{Area de la Varilla} = A_v = 3,1416 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ de Varillas} = \frac{A_s}{A_v} = \frac{14,76}{3,1416} = 5$$

$$S = \frac{b - 2r - \#v * \phi}{\#v - 1}$$

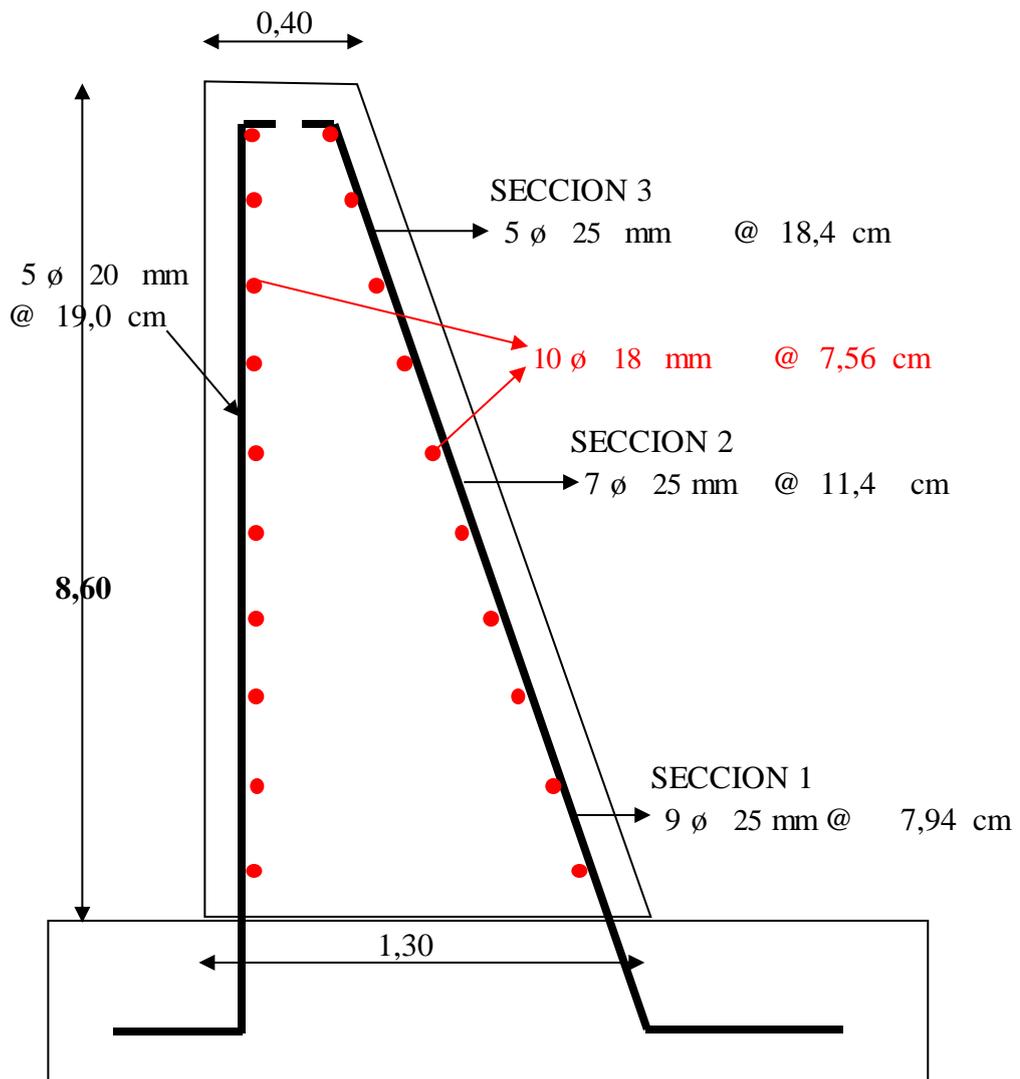
$$S = \frac{100 - 14 - 5 * 2}{5 - 1} = 19,0 \text{ cm}$$

Cuantía final de diseño

$$\rho = \frac{A_s f}{b * d} = \frac{15,708 \text{ cm}^2}{12300 \text{ cm}^2} = 0,0013$$

Armado Vertical de la cara posterior del muro.

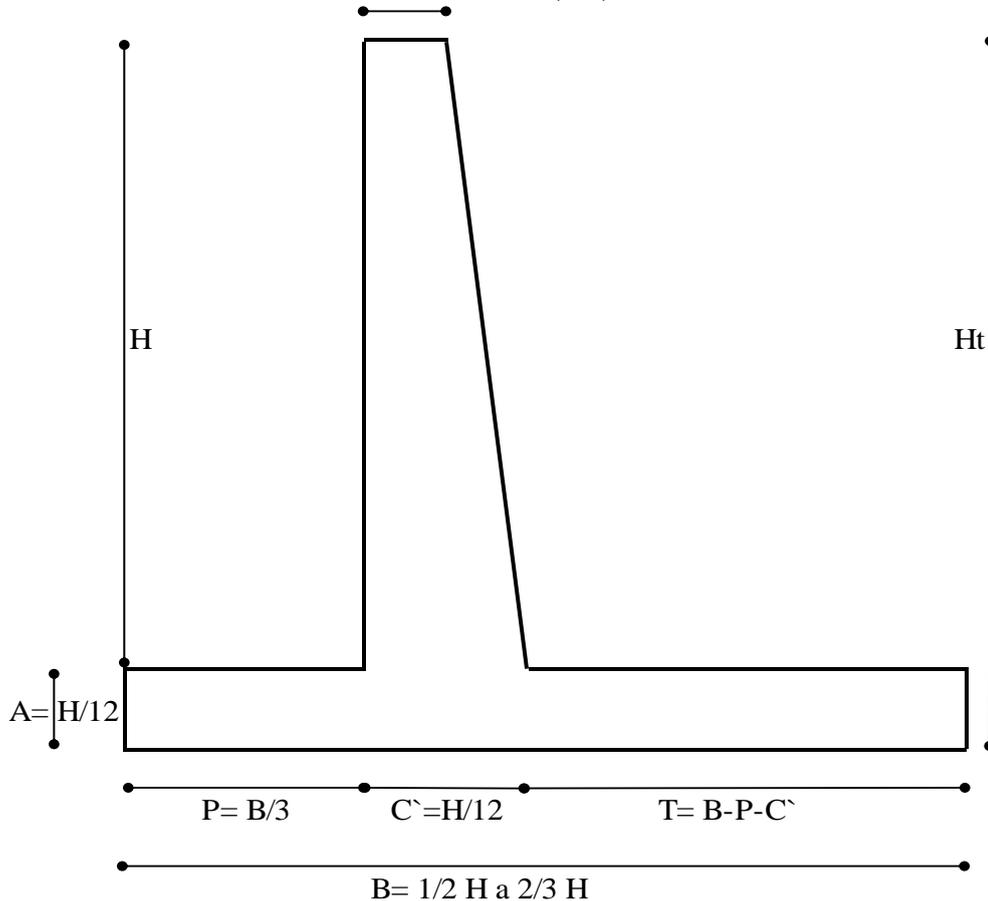
5 ϕ 20 mm @ 19 cm en una seccion de 1 mtr



DISEÑO DE MURO EN VOLADIZO (Ht=7mtrs)

1.- PREDISEÑO DEL MURO.

$$C = H/24 \hat{=} 30 \text{ cm (min).}$$



DIMENSIONAMIENTO Ht= 7,0 mtr

ANCHO DE CORONA (C)= 30,0 cm $\hat{=} H / 24$
 $C = 0,30 \text{ mtr} \hat{=} 0,29 \text{ mtr}$

USAR C= 0,30 Mtr

ANCHO DE ZAPATA (A)= $H / 12$
 $A = 7,0 / 12$
 $A = 0,58$

USAR A= 1,00 Mtr

BASE DEL MURO (B)= $(1 / 2 H)$ a $(2 / 3 H)$
 $B = 1 / 2 * 7,0$ a $2 / 3 * 7,0$
 $B = 3,50 \text{ mtr}$ a $4,67 \text{ mtr}$

USAR B= 4,80 Mtr

PIE O FRENTE DEL MURO (P)= $B / 3$
 $P = 1,60 \text{ mtr}$

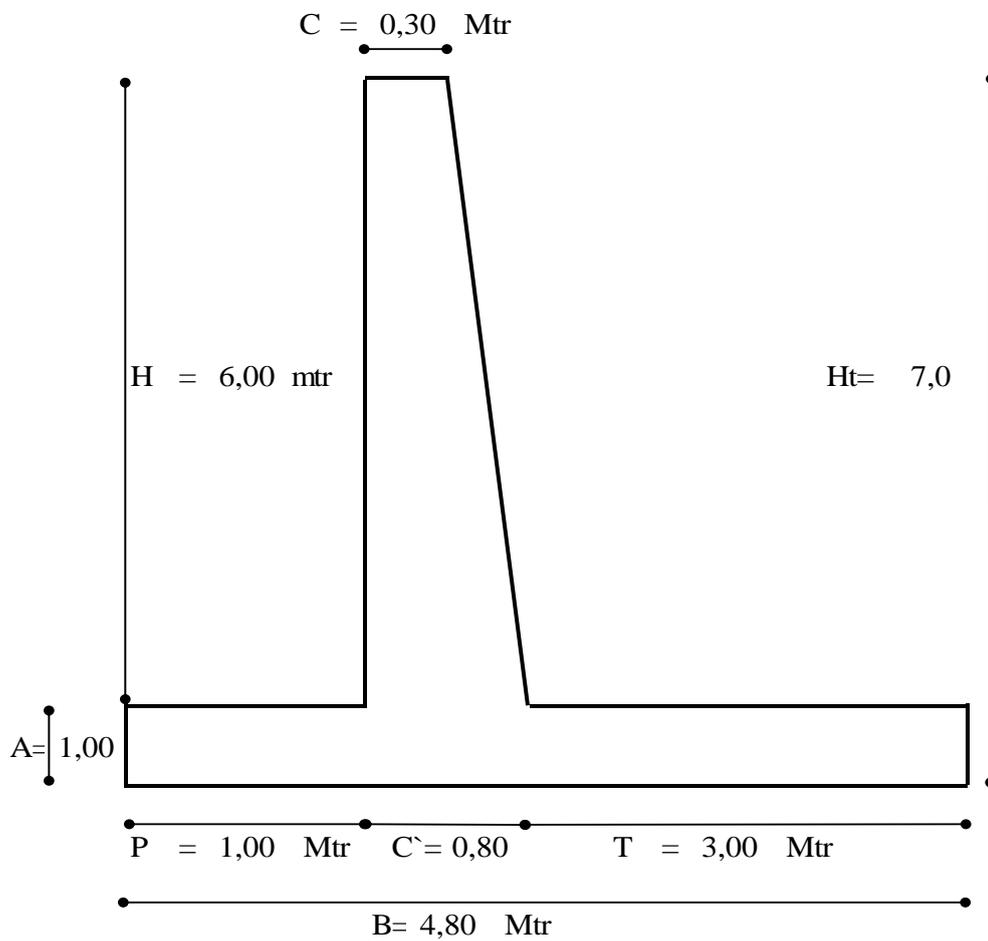
USAR P= 1,00 Mtr

$$\begin{aligned} \text{ANCHO DEL MURO (C')} &= H / 12 \\ C' &= 7,0 / 12 \\ C' &= 0,58 \end{aligned}$$

USAR C': 0,80 Mtr

$$\begin{aligned} \text{TALON DEL MURO (T)} &= B - P - C' \\ T &= 4,80 - 1,00 - 0,80 \\ T &= 3,00 \text{ Mtr} \end{aligned}$$

USAR T= 3,00 Mtr



2.- CONDICIONES DE SUELO Y CARGAS.

$\Phi = 35,0^\circ$	Angulo de rozamiento interno.
$\gamma C = 2,4 \text{ T/m}^3$	Peso especifico del Hormigon Armado.
$\gamma S = 1,6 \text{ T/m}^3$	Peso especifico del Suelo
$F'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	Resistencia del Hormigon.
$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	Fluencia del Acero.
$Q_{adm} = 30,0 \text{ T/m}^2$	Capacidad Admisible del Suelo.

3.- ESTABILIDAD DEL MURO

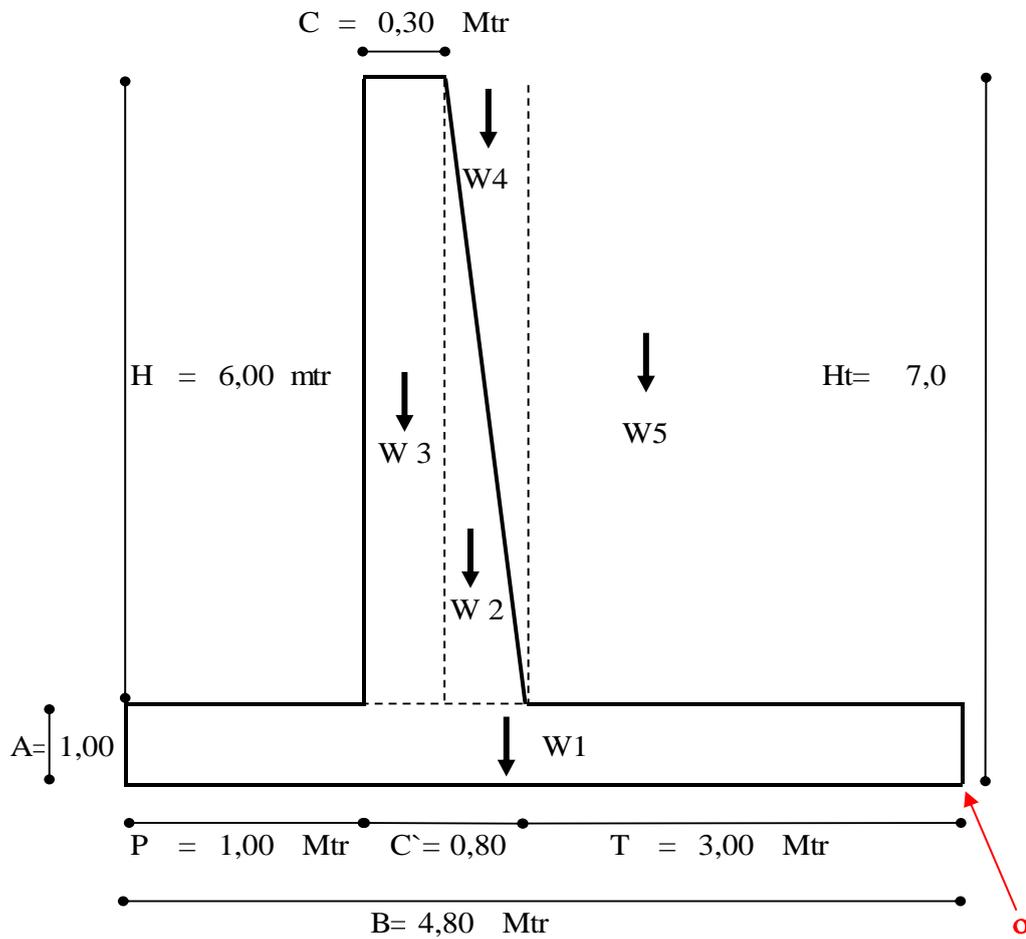


FIG.	VOLUMEN			γ T/m ³	W Ton	Y mtr	X mtr	My T-m	Mx T-m
	Ancho	Alto	Largo						
1	4,80	1,00	1,00	2,40	11,5	0,50	2,40	5,76	27,65
2	0,50	6,00	1,00	2,40	3,6	3,00	3,33	10,80	12,00
3	0,30	6,00	1,00	2,40	4,3	4,00	3,65	17,28	15,77
4	0,50	6,00	1,00	1,60	2,4	5,00	3,17	12,00	7,60
5	3,00	6,00	1,00	1,60	28,8	4,00	1,50	115,20	43,20

$$\Sigma W = 50,6 \text{ Ton}$$

$$\Sigma My = 161,04 \text{ T-m}$$

$$\Sigma Mx = 106,22 \text{ T-m}$$

$$X_{cg} = \frac{\Sigma Mx}{\Sigma w} = \frac{106,22}{50,6} = 2,1 \text{ mtr}$$

$$Y_{cg} = \frac{\Sigma My}{\Sigma w} = \frac{161,04}{50,6} = 3,18 \text{ mtr}$$

Coefficiente de Presion Activa del Suelo.

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\Phi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{35,0}{2} \right)$$

$$K_a = 0,27$$

Presion Activa del Suelo (PA)

$$PA = \frac{K_a * \gamma S * Ht^2}{2}$$

$$PA = \frac{0,27 * 1,6 * 49,00}{2} = 10,62 \text{ T/m}$$

Momento al Volcamiento.

	FUERZA	DISTANCIA	MOMENTO.
PA=	10,62 T/m	2,33 mtr	24,79 T-m

4.- FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO. > 1,5

$$FSV = \frac{\text{Momento Resistente}}{\text{Momento al Volcamiento.}} = \frac{106,22 \text{ T-m}}{24,79 \text{ T-m}} = 4,29 \quad \text{OK}$$

5.- FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO. > 1,2

$$FSD = \frac{\text{Peso total} * \text{Tg } \Phi}{PA} = \frac{35,46 \text{ T/m}}{10,62 \text{ T-m}} = 3,34 \quad \text{OK}$$

6.- CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD DEL MURO.

Distancia Resultante (x)

$$x = \frac{\text{Momento Resistente} - \text{Momento Volcamiento}}{\text{Peso total del Muro.}}$$

$$x = \frac{81,43}{50,6} = 1,61 \text{ mtr}$$

Excentricidad

$$e = B/2 - x = 2,40 - 1,61 = 0,79 \text{ mtr}$$

La excentricidad debe estar dentro del tercio medio del muro.

$$B/6 = 0,80 \quad \text{OK}$$

7.- CALCULO DE ESFUERZOS PRODUCIDOS EN EL SUELO < 30,0

$$Q_{act \pm} = \frac{W_t}{B} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{B} \right)$$

$$Q_{act +} = \frac{50,64}{4,80} * \left(1 + \frac{6 * 0,79}{4,80} \right) = 20,99 \quad \text{OK}$$

$$Q_{act -} = \frac{50,64}{4,80} * \left(1 - \frac{6 * 0,79}{4,80} \right) = 0,11 \quad \text{OK}$$

o

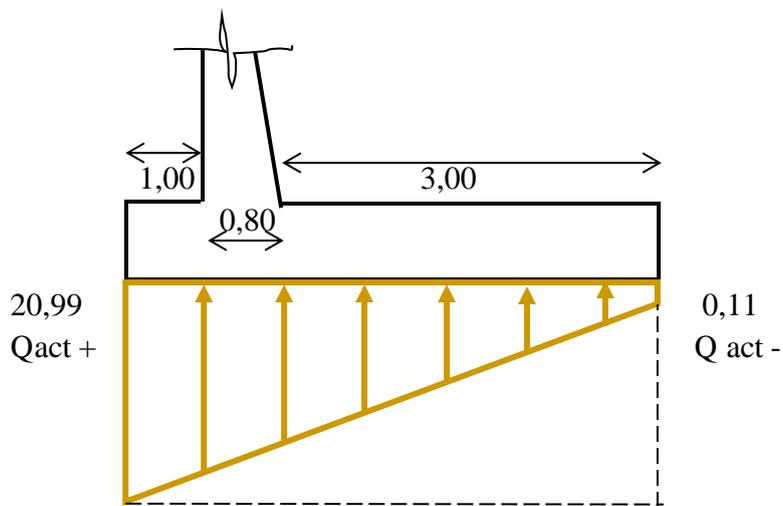
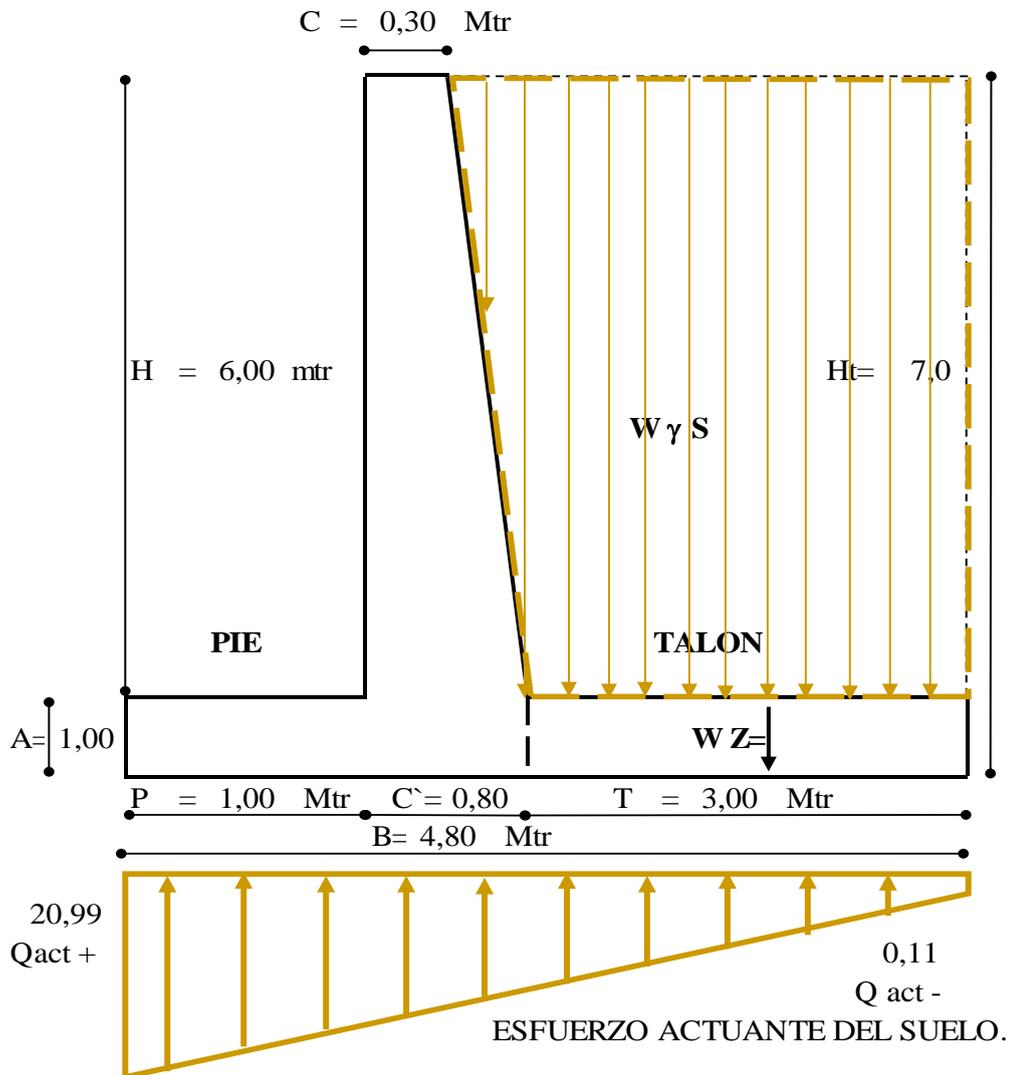


DIAGRAMA DE ESFUERZO DEL SUELO.

DISEÑO DE LA CIMENTACION DEL MURO. (7MTR)



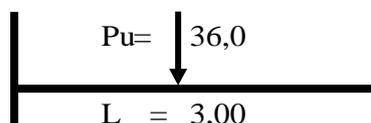
8.- DISEÑO DEL TALON DEL MURO.

Cargas de diseño sobre el talon

	Base	Alto	γ (T/m ³)	Peso	
W γ S =	3,00	6,00	1,6	28,80	T/m
WZ =	3,00	1,00	2,4	7,20	T/m

Wu = 36,00 T/m * 1 m de Ancho colaborante = 36,0 Ton

Modelo Matematico de Analisis Estructural



$$M = P_u * L/2 = 36,0 * 3,00 / 2 = 54,00 \text{ T-m}$$

$$V = P_u = 36,0 \text{ Ton}$$

Mayorando los esfuerzos Según ACI-318S-08 (9.2.1)

$$U = 1,4 D$$

$$M = 54,00 * 1,4 = 75,60 \text{ T-m}$$

$$V = 36,0 * 1,4 = 50,40 \text{ Ton}$$

Revisión a cortante. $\phi = 0,85$

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

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

$$d = 93 \text{ cm}$$

$$r = 7,00 \text{ cm}$$

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

$$V_u = \frac{50400}{0,85 * 100 * 93}$$

$$V_u = 6,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{u \text{ res}} = 0,53 \sqrt{f_c} = 8,87 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Diseño a Momento Flexionante (Hormigon Armado) $\phi = 0,9$

$$R_u = \frac{M_u}{\phi * b * d^2}$$

$$R_u = \frac{7560000,00}{0,9 * 100 * 8649} = 9,71$$

$$\rho = 0,85 \frac{f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * R_u}{f_c}} \right]$$

$$\rho = 0,85 \frac{280}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * 9,712}{280}} \right]$$

$$\rho = 0,0024$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0018 \text{ Según ACI para losas macisas}$$

$$\rho_{\text{min}} = 14 / f_y = 0,0033 \text{ Según ACI para elementos a flexion}$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0,0033 * 100 * 93 = 31,00 \text{ cm}^2$$

Varilla a utilizar $\phi = 20 \text{ mm}$

Area de la Varilla= $A_v = 3,1416 \text{ cm}^2$

$$\# \text{ de Varillas} = \frac{A_s}{A_v} = \frac{31,00}{3,1416} = 10$$

$$S = \frac{b - 2r - \#v * \phi}{\#v - 1}$$

$$S = \frac{100 - 14 - \# * 2}{\# - 1} = 7,33 \text{ cm}$$

Cuantia final de diseño

$$\rho = \frac{A_s f}{b * d} = \frac{31,416 \text{ cm}^2}{9300 \text{ cm}^2} = 0,0034$$

Armado principal del talon del muro.

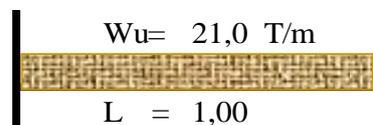
10 ϕ 20 mm @ 7,33 cm en una seccion de 1 mtr

9.- DISEÑO DEL FRENTE DEL MURO

Cargas de diseño sobre el talon

$$W_u = 20,99 \text{ T/m}^2 * 1 \text{ m de Ancho colaborante} = 21,0 \text{ T/m}$$

Modelo Matematico de Analisis Estructural



$$M = W_u * L^2 / 2 = 21,0 * 1,00 / 2 = 10,50 \text{ T-m}$$

$$V = W_u * L = 21,0 \text{ Ton}$$

Mayorando los esfuerzos Según ACI-318S-08 (9.2.4)

$$U = 1,7 D$$

$$M = 10,50 * 1,7 = 17,85 \text{ T-m}$$

$$V = 21,0 * 1,7 = 35,69 \text{ Ton}$$

Revisión a cortante. $\phi = 0,85$

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

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

$$d = 93 \text{ cm}$$

$$r = 7,00 \text{ cm}$$

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

$$V_u = \frac{35690,51}{0,85 * 100 * 93}$$

$$V_u = 4,51 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{u \text{ res}} = 0,53 \sqrt{f_c} = 8,87 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Diseño a Momento Flexionante (Hormigón Armado) $\phi = 0,9$

$$R_u = \frac{M_u}{\phi * b * d^2}$$

$$R_u = \frac{1784525,35}{0,9 * 100 * 8649} = 2,29$$

$$\rho = 0,85 \frac{f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * R_u}{f_c}} \right]$$

$$\rho = 0,85 \frac{280}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * 2,293}{280}} \right]$$

$$\rho = 0,0006$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0018 \text{ Según ACI para losas macizas}$$

$$\rho_{\text{min}} = 14 / f_y = 0,0033 \text{ Según ACI para elementos a flexión}$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0,0033 * 100 * 93 = 31,00 \text{ cm}^2$$

Varilla a utilizar $\phi = 20 \text{ mm}$

$$\text{Área de la Varilla} = A_v = 3,1416 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ de Varillas} = \frac{A_s}{A_v} = \frac{31,00}{3,1416} = 10$$

$$S = \frac{b - 2r - \#v * \phi}{\#v - 1}$$

$$S = \frac{100 - 14 - 10 * 2}{10 - 1} = 7,3 \text{ cm}$$

Cuantia final de diseño

$$\rho = \frac{As f}{b * d} = \frac{31,416 \text{ cm}^2}{9300 \text{ cm}^2} = 0,0034$$

Armado principal del talon del muro.

10 \varnothing 20 mm @ 7,33 cm en una seccion de 1 mtr

Armado transversal o de reparto.

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

$$As = 0,0018 * 100 * 93 = 16,74 \text{ cm}^2$$

Varilla a utilizar $\varnothing = 16 \text{ mm}$

Area de la Varilla= $A_v = 2,0106 \text{ cm}^2$

$$\# \text{ de Varillas} = \frac{As}{A_v} = \frac{16,74}{2,0106} = 9$$

$$S = \frac{b - 2 r - \# v * \varnothing}{\# v - 1}$$

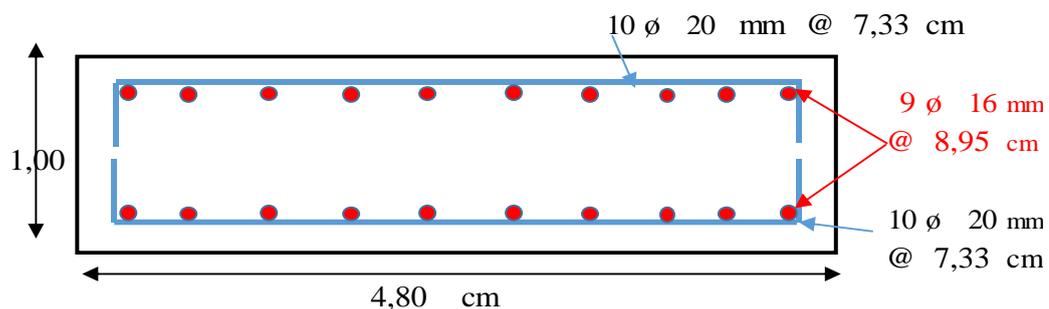
$$S = \frac{100 - 14 - 9 * 1,6}{9 - 1} = 9,0 \text{ cm}$$

Cuantia final de diseño

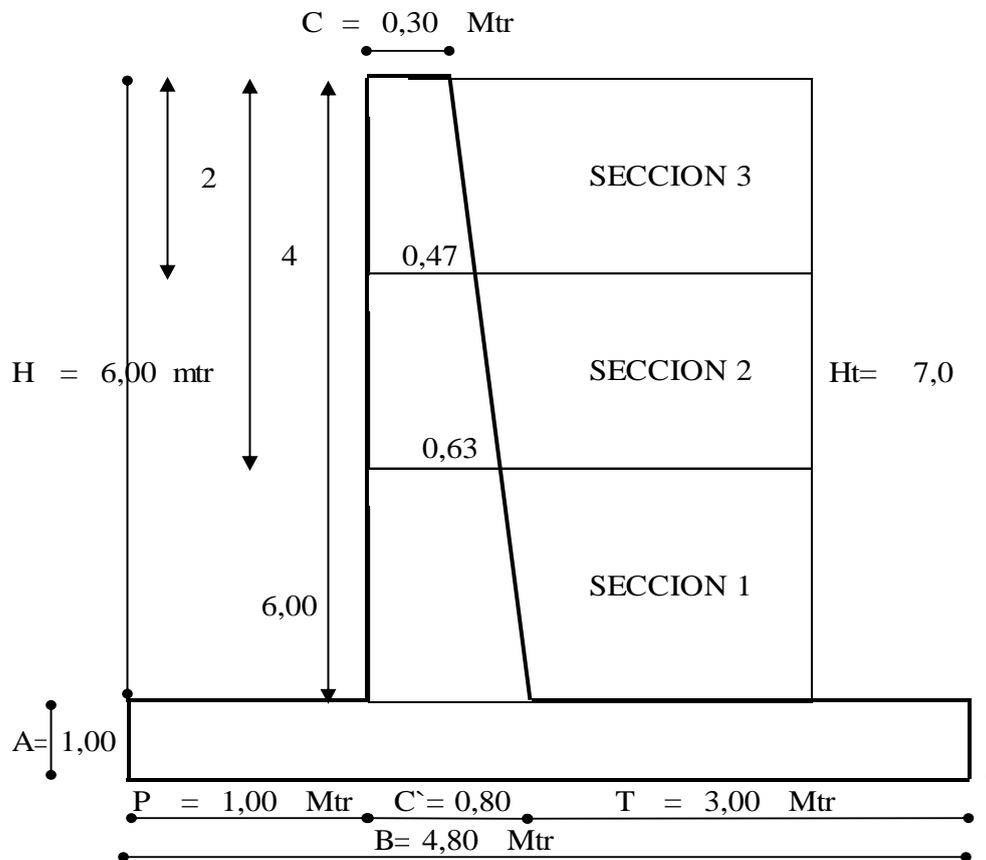
$$\rho = \frac{As f}{b * d} = \frac{18,096 \text{ cm}^2}{9300 \text{ cm}^2} = 0,0019$$

Armado transversal o de reparto del muro.

9 \varnothing 16 mm @ 8,95 cm en una seccion de 1 mtr



DISEÑO DE PANTALA DEL MURO.



Coefficiente de presión activa $K_a = 0,27$

Peso específico del suelo $\gamma S = 1,6 \text{ T/m}^3$

SECCION 1

$$PA = \frac{K_a * \gamma S * H_t^2}{2}$$

$$PA = \frac{0,27 * 1,6 * 36,00}{2} = 7,80 \text{ Ton}$$

Cortante

$$V_u = 1,7 * PA = 13,268 \text{ Ton}$$

Momento.

$$M_u = 1,7 * PA * H/3$$

$$M_u = 1,7 * 7,80 * 2 = 26,535 \text{ T-m}$$

SECCION 2

$$PA = \frac{K_a * \gamma S * Ht^2}{2}$$

$$PA = \frac{0,27 * 1,6 * 16,00}{2} = 3,47 \text{ Ton}$$

Cortante

$$Vu = 1,7 * PA = 5,8967 \text{ Ton}$$

Momento.

$$Mu = 1,7 * PA * H/3$$

$$Mu = 1,7 * 3,47 * 1,33 = 7,8623 \text{ T-m}$$

SECCION 3

$$PA = \frac{K_a * \gamma S * Ht^2}{2}$$

$$PA = \frac{0,27 * 1,6 * 4,00}{2} = 0,87 \text{ Ton}$$

Cortante

$$Vu = 1,7 * PA = 1,4742 \text{ Ton}$$

Momento.

$$Mu = 1,7 * PA * H/3$$

$$Mu = 1,7 * 0,87 * 0,67 = 0,9828 \text{ T-m}$$

RESUMEN FINAL DE ESFUERZOS

	MOMENTO	CORTANTE
SECCION 1	26,535	13,268
SECCION 2	7,862	5,897
SECCION 3	0,983	1,474

Revisión a cortante. $\phi = 0,85$ $b = 100 \text{ cm}$

$t = 80 \text{ cm}$

$d = 73 \text{ cm}$

$r = 7,00 \text{ cm}$

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

$$V_u = \frac{13267,673}{0,85 * 100 * 73}$$

$$V_u = 2,14 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{u \text{ res}} = 0,53 \sqrt{f_c} = 8,87 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

SECCION 1

Diseño a Momento Flexionante (Hormigon Armado) $\phi = 0,9$

$$R_u = \frac{M_u}{\phi * b * d^2}$$

$$R_u = \frac{2653534,61}{0,9 * 100 * 5329} = 5,53$$

$$\rho = 0,85 \frac{f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * R_u}{f_c}} \right]$$

$$\rho = 0,85 \frac{280}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * 5,533}{280}} \right]$$

$$\rho = 0,0013$$

$$\rho_{\text{min}} = 14 / f_y = 0,0033 \text{ Según ACI para elementos a flexion}$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0,0033 * 100 * 73 = 24,33 \text{ cm}^2$$

Varilla a utilizar $\phi = 20 \text{ mm}$

Area de la Varilla = $A_v = 3,1416 \text{ cm}^2$

$$\# \text{ de Varillas} = \frac{A_s}{A_v} = \frac{24,33}{3,1416} = 8$$

$$S = \frac{b - 2r - \#v * \phi}{\#v - 1}$$

$$S = \frac{100 - 14 - 8 * 2}{8 - 1} = 10 \text{ cm}$$

Cuantia final de diseño

$$\rho = \frac{A_s f}{b * d} = \frac{25,133 \text{ cm}^2}{7300 \text{ cm}^2} = 0,0034$$

Armado principal del muro.

8 ø 20 mm @ 10 cm en una seccion de 1 mtr

SECCION 2

Diseño a Momento Flexionante (Hormigon Armado) ø = 0,9

$$R_u = \frac{M_u}{\phi * b * d^2}$$

$$R_u = \frac{786232,48}{0,9 * 100 * 3173} = 2,75$$

$$\rho = 0,85 \frac{f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * R_u}{f_c}} \right]$$

$$\rho = 0,85 \frac{280}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * 2,753}{280}} \right]$$

$$\rho = 0,0007$$

$\rho_{\min} = 14 / f_y = 0,0033$ Según ACI para elementos a flexion

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0,0033 * 100 * 56 = 18,78 \text{ cm}^2$$

Varilla a utilizar ø = 20 mm

Area de la Varilla= $A_v = 3,1416 \text{ cm}^2$

$$\# \text{ de Varillas} = \frac{A_s}{A_v} = \frac{18,78}{3,1416} = 6$$

$$S = \frac{b - 2r - \#v * \phi}{\#v - 1}$$

$$S = \frac{100 - 14 - 6 * 2}{6 - 1} = 14,8 \text{ cm}$$

Cuantia final de diseño

$$\rho = \frac{A_s f}{b * d} = \frac{18,85 \text{ cm}^2}{5633,3 \text{ cm}^2} = 0,0033$$

Armado principal del muro.

6 \emptyset 20 mm @ 14,8 cm en una seccion de 1 mtr

SECCION 3

Diseño a Momento Flexionante (Hormigon Armado) $\phi = 0,9$

$$R_u = \frac{M_u}{\phi * b * d^2}$$

$$R_u = \frac{98279,06}{0,9 * 100 * 1573} = 0,69$$

$$\rho = 0,85 \frac{f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * R_u}{f_c}} \right]$$

$$\rho = 0,85 \frac{280}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2,36 * 0,694}{280}} \right]$$

$$\rho = 0,0002$$

$\rho_{min} = 14 / f_y = 0,0033$ Según ACI para elementos a flexion

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0,0033 * 100 * 40 = 13,22 \text{ cm}^2$$

Varilla a utilizar $\emptyset = 20$ mm

$$\text{Area de la Varilla} = A_v = 3,1416 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ de Varillas} = \frac{A_s}{A_v} = \frac{13,22}{3,1416} = 5$$

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

$$S = \frac{100 - 14 - 5 * 2}{5 - 1} = 19 \text{ cm}$$

Cuantia final de diseño

$$\rho = \frac{As f}{b * d} = \frac{15,708 \text{ cm}^2}{3966,7 \text{ cm}^2} = 0,0040$$

Armado principal del muro.

5 \emptyset 20 mm @ 19 cm en una seccion de 1 mtr

Armado transversal o de reparto.

$\rho_{\min} = 0,0020$ Según ACI para MUROS

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

$$As = 0,0020 * 100 * 73 = 14,60 \text{ cm}^2$$

Varilla a utilizar $\emptyset = 14$ mm

$$\text{Area de la Varilla} = Av = 1,5394 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ de Varillas} = \frac{As}{Av} = \frac{14,60}{1,5394} = 10$$

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

$$S = \frac{100 - 14 - 10 * 1,4}{10 - 1} = 8,0 \text{ cm}$$

Cuantia final de diseño

$$\rho = \frac{As f}{b * d} = \frac{15,394 \text{ cm}^2}{7300 \text{ cm}^2} = 0,0021$$

Armado transversal o de reparto del muro.

10 \emptyset 14 mm @ 8 cm en una seccion de 1 mtr

Armado Vertical de la Cara exterior

$\rho_{\min} = 0,0012$ Según ACI para MUROS

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

$$As = 0,0012 * 100 * 73 = 8,76 \text{ cm}^2$$

Varilla a utilizar $\emptyset = 16$ mm

$$\text{Area de la Varilla} = Av = 2,0106 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ de Varillas} = \frac{A_s}{A_v} = \frac{8,76}{2,0106} = 5$$

$$S = \frac{b - 2r - \#v * \phi}{\#v - 1}$$

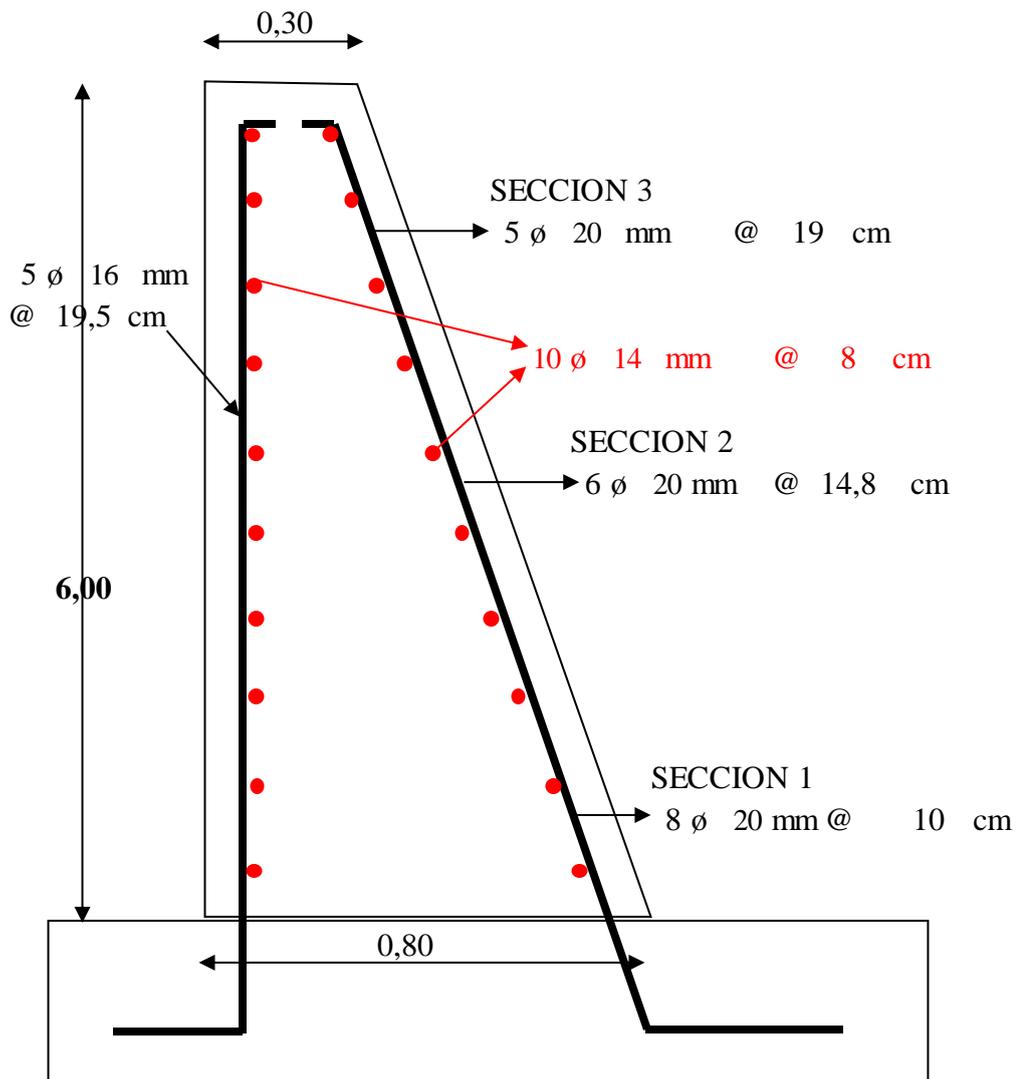
$$S = \frac{100 - 14 - 5 * 1,6}{5 - 1} = 19,5 \text{ cm}$$

Cuantia final de diseño

$$\rho = \frac{A_s f}{b * d} = \frac{10,053 \text{ cm}^2}{7300 \text{ cm}^2} = 0,0014$$

Armado Vertical de la cara posterior del muro.

5 ϕ 16 mm @ 19,5 cm en una seccion de 1 mtr



ANEXO 2

PRESUPUESTO Y

ANALISIS DE

PRECIOS

UNITARIOS

(APU).

TEMA: “DISEÑO DE DOS MUROS DE CONTENCIÓN PARA EL PROYECTO CIUDAD CASA DE LA CULTURA DE LA CIUDAD DE PORTOVIEJO, PROVINCIA DE MANABÍ 2014- 2015”

MURO DE 10 METROS, EN UN METRO DE ANALISIS.

PRESUPUESTO REFERENCIAL ESTRUCTURAL					
RUBRO	DESCRIPCION	U	CANTIDAD	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 CLASE TIPO III	M3	4,20	\$ 18,37	77,15
6	REPLANTILLO DE HORMIGÓN SIMPLE $f_c=210$ kg/cm ²	M3	0,70	\$ 136,85	95,80
7	ACERO DE REFUERZO FY = 4.200 KG/CM ²	KG	1907,03	\$ 2,54	4843,86
8	HORMIGÓN SIMPLE $f_c=280$ kg/cm ²	M3	17,11	\$ 192,21	3288,71
SUB TOTAL					\$ 9.149,08
					\$ 1.097,89
TOTAL					\$ 10.246,97

AUTORES:

PALACIOS ZAMBRANO LUCIA PAULINA

TOALA CHÁVEZ MARÍA JOSE

Portoviejo, Mayo 2015.

**TEMA: “DISEÑO DE DOS MUROS DE CONTENCIÓN PARA EL
PROYECTO CIUDAD CASA DE LA CULTURA DE LA CIUDAD
DE PORTOVIEJO, PROVINCIA DE MANABÍ 2014- 2015”**

MURO DE 7 METROS, EN UN METRO DE ANALISIS.

PRESUPUESTO REFERENCIAL ESTRUCTURAL					
RUBRO	DESCRIPCION	U	CANTIDAD	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	40,80	\$ 7,23	294,98
4	RELLENO PIEDRA BOLA	M3	4,80	\$ 23,59	113,23
5	RELLENO DE SUB BASE CLASE TIPO III	M3	1,92	\$ 18,37	35,27
6	REPLANTILLO DE HORMIGÓN SIMPLE $f_c=210$ kg/cm ²	M3	0,48	\$ 136,85	65,69
7	ACERO DE REFUERZO FY = 4.200 KG/CM ²	KG	847,20	\$ 2,54	2151,89
8	HORMIGÓN SIMPLE $f_c=280$ kg/cm ²	M3	8,10	\$ 192,21	1556,90
SUB TOTAL					\$ 4.217,96
					\$ 506,16
TOTAL					\$ 4.724,12

AUTORES:

PALACIOS ZAMBRANO LUCIA PAULINA

TOALA CHÁVEZ MARÍA JOSE

Portoviejo, Mayo 2015.

1

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ESP. TEC.: EQUIPO TOPOGRAFICO
RUBRO: REPLANTEO Y NIVELACION

UNIDAD: M2
RENDIMIENTO: 0,050

EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
HERRAMIENTAS MENORE 5% M.O				0,023

PARCIAL: (M) 0,023

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Peón. Estruct. Ocup. E2	3,00	3,01	9,03	0,452

PARCIAL: (N) 0,452

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	PRECIO UNIT (B)	COSTO C=(AxB)

PARCIAL: (O) 0,000

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T. (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA/Km (C)	COSTO D=(AxBxC)

PARCIAL: (P) 0,000

TOTAL COSTO DIRECTOS Q=(M+N+O+P)	0,474
COSTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS 12%	0,057
IMPREVISTOS 3%	0,014
UTILIDADES 10%	0,047
PRECIO UNITARIO TOTAL	0,593
PRECIO UNITARIO PRESUPUESTADO	0,60

NOTA: Estos precios no incluyen IVA.

2

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ESP. TEC.: EQUIPO TOPOGRAFICO
 RUBRO: REPLANTEO Y NIVELACION

UNIDAD: M2
 RENDIMIENTO: 0,040

EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
HERRAMIENTAS MENORE 5% M.O				0,027
NIVEL	1,00	2,00	2,00	0,100
TEODOLITO	1,00	2,50	2,50	0,125

PARCIAL: (M) 0,252

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Mast. may. Estruct. Ocup. C1	0,50	3,38	1,69	0,068
Peón. Estruct. Ocup. E2	1,00	3,01	3,01	0,151
Topografo. Estruct. Ocup. C1	1,00	3,38	3,38	0,169
Cadenero. Estruct. Ocup. D2	1,00	3,05	3,05	0,153

PARCIAL: (N) 0,540

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	PRECIO UNIT (B)	COSTO C=(AxB)
Tiras	U	0,08	2,00	0,16
Cuartones	U	0,03	2,00	0,06
Clavos 3"	Kg	0,03	2,00	0,06

PARCIAL: (O) 0,280

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.MT. (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA/Km (C)	COSTO D=(AxBXC)

PARCIAL: (P) 0,000

NOTA: Estos precios no incluyen IVA.	TOTAL COSTO DIRECTOS Q=(M+N+O+P)	1,072
	COSTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS 12%	0,129
	IMPREVISTOS 3%	0,032
	UTILIDADES 10%	0,107
	PRECIO UNITARIO TOTAL	1,339
	PRECIO UNITARIO PRESUPUESTADO	1,34

3

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ESP. TEC.: MAQUINARIA

UNIDAD: M3

RUBRO: EXCAVACION Y DESALOJO

RENDIMIENTO: 0,090

EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Herramientas menores 5% M.O				0,070
Retroexcavadora (135 HP)	1,00	28,00	28,00	2,520
Volqueta (8m3)	1,00	20,00	20,00	1,800
PARCIAL: (M)				4,390

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Mast. may. Estruct. Ocup. C1	0,50	3,38	1,69	0,152
Operador de maquinaria. Estruct. Ocup	1,00	3,38	3,38	0,304
Ayudante de operador. Estruct. Ocup.	2,00	3,01	6,02	0,542
Chofer profesional. Estruct. Ocup. C1	1,00	4,36	4,36	0,392
PARCIAL: (N)				1,391

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	PRECIO UNIT (B)	COSTO C=(AxB)
PARCIAL: (O)				0,000

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T. (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA/Km (C)	COSTO D=(AxBXC)
PARCIAL: (P)					0,000

TOTAL COSTO DIRECTOS Q=(M+N+O+P)		5,780
COSTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS 12%		0,694
IMPREVISTOS 3%		0,173
UTILIDADES 10%		0,578
PRECIO UNITARIO TOTAL		7,225
PRECIO UNITARIO PRESUPUESTADO		7,23

NOTA: Estos precios no incluyen IVA.

4

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ESP. TEC.: MAQUINARIA Y MANUAL
RUBRO: RELLENO DE PIEDRA BOLA

UNIDAD: M3
RENDIMIENTO: 0,100

EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Herramientas menores 5% M.O Retroexcavadora (135 HP)	0,50	28,00	14,00	0,086 1,400

PARCIAL: (M) 1,486

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Mast. may. Estruct. Ocup. C1	0,50	3,38	1,69	0,169
Peón. Estruct. Ocup. E2	3,00	3,01	9,03	0,903
Ayudante de operador. Estruct. Ocup.	1,00	3,38	3,38	0,338
Chofer profesional. Estruct. Ocup. C1	1,00	3,01	3,01	0,301

PARCIAL: (N) 1,711

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	PRECIO UNIT. (B)	COSTO C=(AxB)
Piedra bola seleccionada	M3	1,10	8,00	8,80

PARCIAL: (O) 8,800

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.MT. (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA/Km (C)	COSTO D=(AxBxC)
Piedra bola negra	M3	25,00	1,10	0,25	6,875

PARCIAL: (P) 6,875

NOTA: Estos precios no incluyen IVA.	TOTAL COSTO DIRECTOS Q=(M+N+O+P)	18,872
	COSTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS 12%	2,265
	IMPREVISTOS 3%	0,566
	UTILIDADES 10%	1,887
	PRECIO UNITARIO TOTAL	23,589
	PRECIO UNITARIO PRESUPUESTADO	23,59

5

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ESP. TEC.: MAQUINARIA Y MANUAL

UNIDAD: M3

RUBRO: RELLENO CON SUB BASE CLASE III

RENDIMIENTO: 0,090

EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Herramientas menores 5% M.O				0,098
Retroexcavadora (135 HP)	0,50	28,00	14,00	1,260
Plancha vibroapisonadora	1,00	2,50	2,50	0,225
PARCIAL: (M)				1,583

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Mast. may. Estruct. Ocup. C1	1,00	3,38	3,38	0,304
Peón. Estruct. Ocup. E2	3,00	3,01	9,03	0,813
Ayudante de operador. Estruct. Ocup. E2	1,00	3,01	3,01	0,271
Operador de maquinaria. Estruct. Ocup. C1	1,00	3,38	3,38	0,304
Operador equipo liviano. Estruct. Ocup. D2	1,00	3,05	3,05	0,275
PARCIAL: (N)				1,967

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	PRECIO UNIT. (B)	COSTO C=(AxB)
Subbase clase 3 (con arena)	M3	1,15	7,10	8,17
Agua (INCLUYE TRANSPORTE)	M3	0,20	0,50	0,10
PARCIAL: (O)				8,265

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.MT. (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA/Km (C)	COSTO D=(AxBxC)
Material de mejoramiento	M3	10,00	1,15	0,25	2,875
PARCIAL: (P)					2,875

NOTA: Estos precios no incluyen IVA.	TOTAL COSTO DIRECTOS Q=(M+N+O+P)	14,690
	COSTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS 12%	1,763
	IMPREVISTOS 3%	0,441
	UTILIDADES 10%	1,469
	PRECIO UNITARIO TOTAL	18,362
	PRECIO UNITARIO PRESUPUESTADO	18,37

6

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ESP. TEC.: ESPESOR DE 10cm

UNIDAD: M3

RUBRO: REPLANTILLO DE H.S F'C=210 Kg/cm2

RENDIMIENTO: 1,250

EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Herramientas menores 5% M.O				1,531
Concretera 1 saco	0,50	3,00	1,50	1,875
PARCIAL: (M)				3,406

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Mast. may. Estruct. Ocup. C1	1,00	3,38	3,38	4,225
Peón. Estruct. Ocup. E2	6,00	3,01	18,06	22,575
Albañil. Estruct. Ocup. D2	1,00	3,05	3,05	3,813
PARCIAL: (N)				30,613

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	PRECIO UNIT (B)	COSTO C=(AxB)
Cemento	SACOS	7,00	7,79	54,53
Ripio homogenizado	M3	0,80	11,50	9,20
Arena	M3	0,50	7,00	3,50
Agua (INCLUYE TRANSPORTE)	M3	0,50	0,20	0,100
PARCIAL: (O)				67,330

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T. (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA/Km (C)	COSTO D=(AxBXC)
Ripio	M3	25,00	0,80	0,25	5,000
Arena	M3	25,00	0,50	0,25	3,125
PARCIAL: (P)					8,125

TOTAL COSTO DIRECTOS Q=(M+N+O+P)		109,473
COSTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS 12%		13,137
IMPREVISTOS 3%		3,284
UTILIDADES 10%		10,947
PRECIO UNITARIO TOTAL		136,841
PRECIO UNITARIO PRESUPUESTADO		136,85

NOTA: Estos precios no incluyen IVA.

7

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ESP. TEC.:

RUBRO: ACERO DE REFUERZO FY= 4200Kg/cm2

UNIDAD: Kg

RENDIMIENTO: 0,040

EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Herramientas menores 5% M.O				0,031
Cortadora de acero	1,00	2,00	2,00	0,080

PARCIAL: (M) 0,111

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Mast. may. Estruct. Ocup. C1	1,00	3,38	3,38	0,135
Fierrero. Estruct. Ocup. D2	2,00	3,05	6,10	0,244
Ayudante fierrero. Estruct. Ocup. E2	2,00	3,01	6,02	0,241

PARCIAL: (N) 0,620

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	PRECIO UNIT (B)	COSTO C=(AxB)
Acero estructural	Kg	1,00	1,10	1,10
Alambre negro	Kg	0,10	2,00	0,20

PARCIAL: (O) 1,300

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T. (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA/Km (C)	COSTO D=(AxBxC)

PARCIAL: (P) 0,000

TOTAL COSTO DIRECTOS Q=(M+N+O+P)	2,031
COSTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS 12%	0,244
IMPREVISTOS 3%	0,061
UTILIDADES 10%	0,203
PRECIO UNITARIO TOTAL	2,539
PRECIO UNITARIO PRESUPUESTADO	2,54

NOTA: Estos
precios no
incluyen IVA.

8

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ESP. TEC.: FUNDICION CON MIXELL

UNIDAD: M3

RUBRO: H.S. F'C=280 Kg/cm2

RENDIMIENTO: 1,000

EQUIPO

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Herramientas menores 5% M.O				1,377
Bomba de impulsión	0,60	10,00	6,00	6,000
Vibrador	0,60	1,75	1,05	1,050

PARCIAL: (M) 8,427

MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H (B)	COSTO/HOR C=(AxB)	COSTO D=(CxR)
Mast. may. Estruct. Ocup. C1	1,00	3,38	3,38	3,380
Albañil. Estruct. Ocup. D2	1,00	3,05	3,05	3,050
Ayudante albañil. Estruct. Ocup. E2	2,00	3,01	6,02	6,020
Carpintero. Estruct. Ocup. D2	1,00	3,05	3,05	3,050
Ayudante carpintero. Estruct. Ocup. E2	2,00	3,01	6,02	6,020
Peón. Estruct. Ocup. E2	2,00	3,01	6,02	6,020

PARCIAL: (N) 27,540

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	PRECIO UNIT. (B)	COSTO C=(AxB)
Hormigon premezclado 280 kg/cm2	M3	1,00	101,00	101,00
Tablas de encofrado 4V	U	1,00	3,50	3,50
Cuartones	U	0,30	2,00	0,60
Clavos 3"	Kg	0,10	2,00	0,20

PARCIAL: (O) 105,300

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T. (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA/Km (C)	COSTO D=(AxBXC)
Hormigón premezclado	UNIDAD	25,00	1,00	0,50	12,500

PARCIAL: (P) 12,500

NOTA: Estos precios no incluyen IVA.	TOTAL COSTO DIRECTOS Q=(M+N+O+P)	153,767
	COSTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS 12%	18,452
	IMPREVISTOS 3%	4,613
	UTILIDADES 10%	15,377
	PRECIO UNITARIO TOTAL	192,209
	PRECIO UNITARIO PRESUPUESTADO	192,21

ANEXO 3
ESPECIFICACIONES
TECNICAS.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

1.- LIMPIEZA Y DESBROCE

ESPECIFICACIONES:

Se deberá limpiar o remover del área de construcción la capa vegetal, basura cualquier obstáculo que pueda interferir o dificultar la construcción de la edificación. Se lo realizará de manera manual

MEDICIÓN Y PAGO:

El pago será por m² de acuerdo al área total construida. Según los precios establecidos en el contrato y en ningún caso excederá la cantidad considerada.

2.- REPLANTEO Y NIVELACIÓN

ESPECIFICACIONES:

Respecto a la nivelación que consiste en el trazo de ejes y colocación de las marcas para realizar la nivelación del terreno en el cual se indicarán los cortes y/o rellenos que se deban realizar según en lo que está especificado en los planos lo cual se tendrá personal experto en la materia y equipos de precisión.

MEDICIÓN Y PAGO:

El pago será por m² de acuerdo al área total construida. Según los precios establecidos en el contrato y en ningún caso excederá la cantidad considerada.

3.- EXCAVACIONES Y DESALOJO

ESPECIFICACIONES:

Las excavaciones no deberán exceder las cotas de cimentación indicadas en los planos. Se la realizará de manera manual y mecánica.

MEDICIÓN Y PAGO:

La medida será en m³ excavado de acuerdo lo especificado en los planos. Cuando se trate de retiro o sobrante de la obra hecho manual o mecánicamente, se pagara por metro cubico (m³). Será responsabilidad del contratista los eventuales daños o perjuicios causados a terceros, así como multas o sanciones a que haya lugar por el desalojo en sitios públicos.

4.- RELLENO CON PIEDRA BOLA

ESPECIFICACIONES:

El relleno con piedra bola está especificado en los planos con la sección que se fijan en el proyecto, el terreno tiene que estar totalmente nivelado y sin escombros libre de todo material que no sea adecuado.

MEDICIÓN Y PAGO:

La formación de relleno se medirá tomando como unidad el m³. Según los precios establecido en el contrato.

5.- RELLENO DE SUB BASE

ESPECIFICACIONES:

Será un material granular de Clase III cuya procedencia será de las Canteras calificadas con una granulometría máxima de 3 pulgadas, se colocará en capas no mayores a 12,5 centímetros debidamente compactadas con Planchas vibro-apisonadoras manuales, debiéndose mantener la humedad del material en base a los resultados del laboratorio.

MEDICIÓN Y PAGO:

Se determinarán las mediciones en sitio para obtener su volumen, su unidad de medida será el (m³). Según los precios establecido en el contrato.

6.- REPLANTILLO DE HORMIGÓN SIMPLE $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$

ESPECIFICACIONES:

Se lo utilizará como capa aisladora previo a la colocación de las armaduras de refuerzo de los elementos estructurales, su espesor será de mínimo 10 centímetros y cubrirán las áreas especificadas en los planos y a la indicación del Fiscalizador; para su elaboración se utilizaran agregados de Canteras calificadas con Granulometría $\frac{1}{2}$ y $\frac{3}{4}$ de pulgadas debidamente exentos de impurezas, se utilizara arena pre lavada, totalmente limpia, el cemento a utilizarse será Portland, su resistencia a los 28 días será de 210 kg./cm².

MEDICIÓN Y PAGO:

La unidad de medida será en (m³), Según los precios establecida en el contrato.

7.- ACERO DE REFUERZO FY = 4.200 KG/CM²**ESPECIFICACIONES:**

En todos los elementos estructurales se colocarán el acero de refuerzo de acuerdo a lo que indican los planos con sus respectivas planillas de corte, secciones y tipo. La fluencia del acero es de 4.200 kg/cm² y todas sus varillas serán de tipo corrugado, en caso de producirse traslapos estos se harán con una longitud de 50-45 veces el diámetro. El acero de refuerzo, tendrá una separación del encofrado correspondiente al recubrimiento que se especifican en la NEC-13.

MEDICIÓN Y PAGO:

Se determinará el peso de cada una de las varillas en función de su diámetro y longitud para finalmente obtener el peso en kilogramos que será su unidad de medida. El precio será el fijado en el contrato.

8.- MURO DE HORMIGÓN SIMPLE f'c= 280 kg/cm²**ESPECIFICACIONES:**

La resistencia del hormigón a la compresión es de 280 kg/cm², provenientes de una planta hormigonera.

La construcción del Muro de Hormigón Simple se dará de acuerdo a los detalles consignados en los planos.

Se deberá tener en cuenta todas las especificaciones del hormigón; que el supervisor inspeccione la fundición; el proceso de curado del concreto concluya, y que tenga la suficiente resistencia para soportar los esfuerzos requeridos.

MEDICIÓN Y PAGO:

La unidad de medida será en (m³) resultante obtenidas en los planos. El pago se hará según los precios establecido en el contrato.

ANEXO 4

PLANOS

ESTRUCTURALES

ANEXO 5

FOTOGRAFICO

LIMITE PLÁSTICO



PESANDO EL MATERIAL



PESANDO EL MATERIAL



PESANDO EL MATERIAL



TAMIZANDO EL MATERIAL



TAMIZANDO EL MATERIAL

