



UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL

FACULTAD DE CIENCIAS MATEMÁTICAS Y FÍSICAS

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO DE TITULACION

PREVIA A LA OBTENCION DEL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

ESTRUCTURAS

TEMA:

**“ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE
HORMIGÓN ARMADO EN CERRAMIENTO PERIMETRAL, LADO OESTE
DEL HOSPITAL DE MONTE SINAI”**

AUTOR:

ROGER ALEXIS AVELINO ZAMBRANO

TUTOR:

ING. PABLO LINDAO

2016

GUAYAQUIL – ECUADOR

Dedicatoria

A mi señora madre por ser un pilar fundamental en mí, su dedicación, mi padre por ser apoyo incondicional, quienes han sido mi impulso para poder tratar de cumplir mis metas y cosechar logros en mi vida.

Roger Avelino Zambrano

Agradecimiento

Agradezco a Dios por permitirme cumplir uno de mis objetivos, también agradezco a mi familia por su ayuda en mis momentos más duros y que hacen parte importante en este proceso de graduación.

Roger Avelino Zambrano

TRIBUNAL DE GRADUACION

Ing. Eduardo Santos Baquerizo, M.Sc.
DECANO

Ing. Pablo Lindao Tomalá
TUTOR

Ing. Douglas Iturburu Salvador, M.Sc.
DECANO

Ing. Flavio López, M.Sc.
TUTOR

DECLARACION EXPRESA

Art. XI del Reglamento Interno de Graduación de la Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas de la Universidad de Guayaquil.

La responsabilidad por los hechos, ideas y doctrinas expuestos en este trabajo de titulación, corresponde exclusivamente al autor, y al patrimonio intelectual de la Universidad de Guayaquil.

Roger Alexis Avelino Zambrano

C.I.: 0930613856

Resumen

El presente trabajo comprende el análisis y diseño estructural de un muro de hormigón armado, el mismo que por las solicitudes y demandas del proyecto fue analizado cada uno de sus componentes y datos de cargas.

Una vez conocidos los datos requeridos, se llevó a cabo el predimensionamiento de las partes que comprende nuestro muro de hormigón armado, regidos por las normas vigentes en la actualidad.

Cada parte que comprende la estructura fue analizada con los respectivos estados de cargas para poder llevar a cabo nuestro diseño, el mismo que con la ayuda de un software se verificó los resultados. Es importante revisar y saber interpretar los resultados ya que de esta manera se puede realizar un diseño óptimo para que nuestra estructura sea eficiente, teniendo en cuenta que cumpla las normas vigentes para que futuras generaciones hagan buen uso de este trabajo de investigación.

Abstract

This work includes analysis and structural design of a reinforced concrete wall, the same as for the requests and demands of the project was analyzed each of its components and data loads.

As known once the required data, carried out the pre-dimensioning of the parts comprising our wall of reinforced concrete, governed by the regulations in force today.

Each part comprising the structure was analyzed with the respective states of loads to carry out our design, the same as with the help of a software verified the results. It is important to review and interpret the results because this way you can make an optimal design for our structure is efficient, taking into account that meets current standards for future generations to make good that this research.

ÍNDICE GENERAL

Capítulo I

1. Introducción	1
1.1. Situación problemática.....	1
1.2. Formulación del problema.....	2
1.3. Objetivos de la investigación.....	2
1.3.1. Objetivo general.	3
1.3.2. Objetivos específicos.	3
1.4. Justificación	3
1.5. Metodología a implementar.....	4
1.6. Limitaciones	4
1.7. Objeto y campo de estudio de la investigación	5
1.7.1. Conveniencia.	5
1.7.2. Implicación práctica.....	5
1.7.3. Relevancia social.	5
1.7.4. Viabilidad.....	5
1.7.5. Valor teórico.	6
1.7.6. Utilidad metodológica.	6

Capítulo II

2. Marco Teórico	7
2.1. Antecedentes de la investigación.....	7

2.2. Bases teóricas	10
2.2.1 Tipos de muros.....	10
2.3. Marco Contextual.....	14
2.3.1. Presión estática de muros de contención.....	15
2.3.2 Teoría de Coulomb (1776).	15
2.3.3. Método de Mononobe-Okabe (M-O).	17
2.3.4. Diseño Sismorresistente.	19
2.3.5. Estructura.....	19
2.3.6. Esfuerzos de flexión.	20
2.3.7. Esfuerzos de tracción.....	20
2.3.8. Esfuerzos de compresión.....	21
2.3.9. Torsión.	22
2.3.10. Deformaciones.	23
2.3.11. Punzonamiento.	23
2.3.12. Acero.....	24
Capítulo III	
3. Marco Metodológico.....	25
3.1. Tipo y Diseño de Investigación.	25
3.2. Ubicación del proyecto.....	26
3.3. Topografía de la zona.	27
3.4. Análisis detallado de las propiedades de suelo, ensayos de laboratorio.	29
3.5. Investigaciones Desarrolladas.	29

3.6. Características físicas y geomecánicas de las Muestras del proyecto. ...	31
3.6.1. Suelos SM.....	31
3.6.2. Suelos GM.	32
3.6.3. Suelos MH-CH.	32

Capítulo IV

Resultados y discusión	34
4. Análisis, interpretación y discusión de resultados.....	34
4.1. Códigos.....	34
4.2. Materiales.	34
4.3. Cargas Consideradas Sobre El Muro.	34
4.3.1. EMPUJES.	35
4.4. Analisis de estabilidad para el primer estado de cargas (Peso propio + Carga muerta + Empuje de tierra).	37
4.4.1. Momento Resistente.	37
4.4.2. Momentos actuantes.	39
4.4.3. Factor de seguridad al deslizamiento.....	41
4.4.4. Factor de seguridad al volcamiento.....	42
4.4.5. Presión de contacto Muro-suelo de fundación.	42
4.5. Analisis de estabilidad para el estado de carga con el evento extremo (Peso propio + Carga muerta + Empuje de tierra + Sismo).	44
4.5.1. Momento Resistente.	44
4.5.2. Momentos actuantes.	46

4.5.3. Calculo de la fuerza de rozamiento.....	49
4.5.4. Factor de seguridad al deslizamiento.....	50
4.5.5. Factor de seguridad al volcamiento.....	50
4.5.6. Presión de contacto Muro-suelo de fundación.	50
4.6. Diseño de Hormigón Armado.....	52
4.6.1. Diseño de la Pantalla.	52
4.6.2. Diseño Estructural del Pie.	54
4.6.3. Diseño Estructural del Talón	55
Conclusiones	58
Recomendaciones	58
Anexos	
Referencias bibliográficas	

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Esquema De Muro.....	10
Figura 2. Muro Con Secciones Y Sobrecargas.....	11
Figura 3. Esquema De Muro Con Contrafuertes	12
Figura 4. Dren Tradicional	13
Figura 5. Tipo De Junta De Construcción En Muro	14
Figura 6. Empuje Activo, Método De Mohr Coulumb.....	17
Figura 7. Esquema De Muro Empujes Estático Y Dinámico Sobre Un Muro Según Monobe-Okabe Una Vez Corregida A La Ley De Empujes Sísmicos	19
Figura 8. Viga Sometida A Flexión	20
Figura 9. Viga Sometida A Esfuerzo De Tracción	21
Figura 10. Viga Sometida A Compresión	22
Figura 11. Viga Sometida A Esfuerzo De Torsión	22
Figura 12. Acero Tradicional De Refuerzo En Elementos Estructurales ...	24
Figura 13. Ubicación Geográfica Del Proyecto.....	26
Figura 14. Vista Aérea Del Hospital Y Ubicación Del Muro	27
Figura 15. Corte Transversal Del Terreno	27
Figura 16. Levantamiento Topográfico Del Terreno Y Ubicación Sombreada Del Muro	28
Figura 17. Ensayo De Mecánica De Suelos - Sitio Pca-1	30
Figura 18. Esquema De Ángulos Formados Por La Sección Del Muro.....	36
Figura 19. Esquema De Las Diferentes Secciones Para El Cálculo De Áreas	37
Figura 20. Grafica De Aplicación De Cargas.....	38

Figura 21.	Grafica De Aplicación De Empujes	40
Figura 22.	Grafica De Reacciones	43
Figura 23.	Esquema Del Muro Más La Fuerza Sismica	44
Figura 24.	Esquema De Las Diferentes Secciones Para El Cálculo De Áreas Con La Aplicación Del Sismo	44
Figura 25.	Grafica De Aplicación De Cargas Más El Sismo	45
Figura 26.	Aplicación De Empujes En La Estructura.....	49
Figura 27.	Grafica De Reacciones Debido Al Sismo	51
Figura 28.	Grafica De Aplicación De Empujes Con El Sismo.....	52
Figura 29.	Grafica De Reacciones Mayoradas.....	54
Figura 30.	Grafica De Reacciones Escogidas Para El Diseño	56
Figura 31.	Talón De La Estructura	56

INDICE DE TABLAS

TABLA 1. RESULTADOS DE LAS MUESTRAS OBTENIDAS EN EL CAMPO	31
TABLA 2. CALCULO DE ÁREAS EN LAS SECCIONES.....	37
TABLA 3. CALCULO DE MOMENTOS EN LA ESTRUCTURA.....	39
TABLA 4. CALCULO DE ÁREAS EN LAS SECCIONES.....	45
TABLA 5. CALCULO DE MOMENTOS EN LA ESTRUCTURA.....	46

Capítulo I

1. Introducción

Este trabajo de investigación es un complemento esencial para la elección adecuada y diseño de muros de contención además se considerara un breve interpretación de los productos y métodos constructivos utilizados en la actualidad, los mismos que se imparten como cátedra en la malla de la Ingeniería Civil, los mismos que ayudan a brindar una mejor opción en el análisis y diseños de muros. Adicional a eso es tener el conocimiento claro para saber interpretar los factores y normas que nos dan las limitaciones tanto en el análisis como en el diseño de cada uno de las partes que comprende un muro de contención con los productos y métodos a utilizar.

La primera aparición de los muros de contención no hace retroceder mucho tiempo atrás para poder apreciar un trabajo de estabilidad. Se pueden apreciar cosas de la naturaleza misma en la que un talud de terreno natural contiene una gran cantidad de material, el mismo que nos ayuda para a futuro poder escoger los parámetros adecuados y a su vez poder dar buenas secciones de diseño. Pero la ciencia siguió con el avance y los pueblos fueron creciendo, partiendo de construcciones pequeñas tales como, villas, pequeñas aldeas, las mismas que fueron dando lugar a pequeñas ciudades, entonces se empezaron a construir lo que hoy en día es indispensable en muchas obras de ingeniería que vivimos a diario.

1.1. Situación problemática.

El proceso de selección a una solución a un problema de ingeniería siempre ha sido una gran duda e inquietud dentro del estudiantado de la

carrera ya sea por falta de experiencia o falta de una guía práctica basada en la realidad de un problema suscitado y una solución eficiente.

En el Ecuador la aplicación de productos y métodos nuevos como elementos de reforzamiento se está actualizando de una manera vertiginosa por lo que se observa una constante visita a la universidad de empresas afines a la construcción para dar una actualización a las metodologías y productos demostrando la falta de modernización de conocimientos tales como la utilización de fibras de carbono FRP como elementos de reforzamiento estructurales.

El proyecto “Hospital General Monte Sinaí de 400 camas” contempla la construcción de varios muros de contención a la largo de su perímetro debido a los desniveles existentes entre las construcción de la infraestructura y las vías de aproximación a la obra en sí.

1.2 Formulación del problema

Mediante el presente proyecto se busca hacer un análisis de un muro de contención verificando que cumple con los requisitos de estabilidad y capacidad estructural basada en las normas de la construcción ACI 318-11 y NEC-2014, se busca además realizar una recomendación en cuanto a nuevos productos y procesos constructivos

1.3. Objetivos de la investigación

Analizar y diseñar un muro de contención, mediante cálculos manuales y la utilización de software computacional, implementando las normas ACI 318-11 y NEC-14.

1.3.1. Objetivo general.

Elaborar un documento práctico para la elección, análisis y diseño del muro de contención así como la actualización de los más relevantes métodos y productos constructivos pertinentes a este proyecto. El muro posee varias secciones debido a los desniveles presentes por lo que se presentara una memoria de diseño con los detalles respectivos en cuanto al refuerzo y dimensionamiento.

1.3.2. Objetivos específicos.

- 1) Identificar los diferentes tipos de muro y escoger el tipo adecuado de acuerdo a la zona vulnerable
- 2) Realizar el estudio adecuado de los factores influyentes para el análisis y diseño óptimo.
- 3) Aplicar las normas respectivas para realizar el análisis y diseño estructural
- 4) Evaluar la convivencia de los productos más relevantes utilizados en la actualidad

1.4 Justificación

Se debe tener una idea clara de que cada obra de ingeniería es diferente de otra por lo que en circunstancias diferentes se requiere de un estudio y selección de soluciones alternativas. Se plantea que exista una guía para la selección, análisis y diseño de este tipo de estructuradas basado en la realidad de una problemática incorporando los más relevantes productos y métodos constructivos actualizados por lo que se eligió como tema del trabajo: “ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MURO DE

CONTENCION DE HORMIGON ARMADO EN CERRAMIENTO PERIMETRAL, LADO OESTE DEL HOSPITAL DE MONTE SINAI”.

1.5. Metodología a implementar

La presente investigación tendrá un enfoque Cualitativo, porque los datos obtenidos a través de la observación directa, serán estimados, procesados y analizados.

Se realizara la interpretación de los resultados de campo obtenidos, tales como topografía y estudio de suelo. Se escogerá la solución más viable al problema y elegirá el tipo de muro adecuado. Una vez definido el tipo de modelo a utilizar se realizara el análisis utilizando el SAP2000, Versión 14 y posterior diseño por último se realizaran las respectivas recomendaciones para el proceso construcción y una breve evaluación de los productos utilizados para dar más eficiencia a las obras de ingeniería.

1.6. Limitaciones

Una de las limitaciones en el presente trabajo de investigación es la poca información existente, ya que no se disponen de libros relacionados en la biblioteca ni en los medios correspondientes, por lo que se ha tenido que recurrir a fuentes externas como consulta a expertos, información en páginas de internet y verificación de resultados a través de programas estructurales, ssp y otros. También se ha encontrado limitación por la poca disponibilidad de recursos monetarios, debido a la actual crisis.

1.7. Objeto y campo de estudio de la investigación

1.7.1. Conveniencia.

Realizar un análisis, dimensionamiento y recomendaciones detalladas, que servirá para profesionales y estudiantes que tendrán una guía en la elección de una solución.

1.7.2 Implicación práctica.

Se realizara el uso de herramientas de software utilitarias de la ingeniería como él (SAP2000, Versión 14), AutoCAD destacando el uso de este tipo de programas debido al avance constante que hoy en día posee la ingeniería civil.

1.7.3 Relevancia social.

Contribuye de forma relevante a resolver las necesidades de dar solución a un problema y demostrar una breve modernización en la construcción, tomando como primicia que La ingeniería es factor clave y prioritario del desarrollo económico del bienestar social

1.7.4 Viabilidad.

El proyecto es viable porque su contenido científico promueve las selección de una estructura de acuerdo a la problemática presente, cálculos manuales y a la vez el uso de software computacional, que hoy en nuestros días es una herramienta fundamental en el campo de la ingeniería además de una breve actualización de productos y métodos constructivos.

1.7.5. Valor teórico.

Mediante este proyecto se busca aportar con criterios técnicos, didácticos y recursos computacionales inherentes al tema en estudio.

1.7.6. Utilidad metodológica.

El análisis y diseño de los muros de contención se basa en los análisis preliminares de estabilidad y capacidad de carga, fundamentados en las normas correspondientes.

Capítulo II

2. Marco Teórico

2.1. Antecedentes de la investigación.

Los muros de contención tienen como finalidad resistir las presiones laterales ó empuje producido por el material retenido detrás de ellos, su estabilidad la deben fundamentalmente al peso propio y al peso del material que está sobre su fundación.

Los muros de contención se comportan básicamente como voladizos empotrados en su base. Designamos con el nombre de empuje, las acciones producidas por las masas que se consideran desprovistas de cohesión, como arenas, gravas, cemento, trigo, etc. En general los empujes son producidos por terrenos naturales, rellenos artificiales o materiales almacenados, hasta finales del siglo XIX, se construían muros de mampostería y piedra, a partir del siglo XX se comenzó a construir muros de concreto en masa y de concreto armado, desplazando en muy buena parte a los materiales anteriormente utilizados. Para proyectar muros de sostenimiento es necesario determinar la magnitud, dirección y punto de aplicación de las presiones que el suelo ejercerá sobre el muro. Finalmente el proyecto de los muros de contención consiste en: Selección del tipo de muro y dimensiones. Análisis de la estabilidad del muro frente a las fuerzas que lo solicitan. En caso que la estructura seleccionada no sea satisfactoria, se modifican las dimensiones y se efectúan nuevos cálculos hasta lograr la estabilidad y resistencia según las condiciones mínimas establecidas.

Un volumen de tierras, que suponemos sin cohesión alguna, derramado libremente sobre un plano horizontal, toma un perfil de equilibrio

que nos define el ángulo de talud natural de las tierras o ángulo de fricción interna del suelo ϕ . El tipo de empuje que se desarrolla sobre un muro está fuertemente condicionado por la deformabilidad del muro. En la interacción muro-terreno, pueden ocurrir en el muro deformaciones que van desde prácticamente nulas, hasta desplazamientos que permiten que el suelo falle por corte. Pueden ocurrir desplazamientos de tal manera que el muro empuje contra el suelo, si se aplican fuerzas en el primero que originen este efecto. Si el muro de sostenimiento cede, el relleno de tierra se expande en dirección horizontal, originando esfuerzos de corte en el suelo, con lo que la presión lateral ejercida por la tierra sobre la espalda del muro disminuye gradualmente y se aproxima al valor límite inferior, llamado empuje activo de la tierra. Si se retira el muro lo suficiente y pierde el contacto con el talud, el empuje sobre él es nulo y todos los esfuerzos de corte los toma el suelo. Si el muro empuja en una dirección horizontal contra el relleno de tierra, las tierras así comprimidas en la dirección horizontal originan un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor límite superior, llamado empuje pasivo de la tierra. Cuando el movimiento del muro da origen a uno de estos dos valores límites, el relleno de tierra se rompe por corte. Si el muro de contención es tan rígido que no permite desplazamiento en ninguna dirección, las partículas de suelo no podrán desplazarse, confinadas por el que las rodea, sometidas todas ellas a un mismo régimen de compresión, originándose un estado intermedio que recibe el nombre de empuje de reposo de la tierra. Se puede apreciar que los empujes de tierra se encuentran fuertemente relacionados con los movimientos del muro o pared de contención. Dependiendo de la interacción muro-terreno se desarrollaran

empujes activos, de reposo o pasivos, siendo el empuje de reposo una condición intermedia entre el empuje activo y el pasivo. Con el estado actual del conocimiento se pueden estimar con buena aproximación los empujes del terreno en suelos granulares, en otros tipos de suelos su estimación puede tener una mayor imprecisión. Los suelos arcillosos tienen apreciable cohesión, son capaces de mantener taludes casi verticales cuando se encuentran en estado seco, no ejercen presión sobre las paredes que lo contienen, sin embargo, cuando estos suelos se saturan, pierden prácticamente toda su cohesión, originando empuje similar al de un fluido con el peso de la arcilla, esta situación nos indica que si se quiere construir un muro para contener arcilla, este debe ser diseñado para resistir la presión de un líquido pesado, más resistente que los muros diseñados para sostener rellenos no cohesivos. En caso de suelos mixtos conformados por arena y arcilla, es conveniente despreciar la cohesión, utilizando para determinar el empuje de tierra solo el ángulo de fricción interna del material.

Mediante el trabajo investigativo se busca aplicar las normas establecidas por los institutos ACI y la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-2014) a un problema ingenieril, tomando como base principal dar estabilidad a un perfil de terreno mediante la elección de un muro de contención.

2.2. Bases teóricas

2.2.1 Tipos de muros.

2.2.1.1 Muros de gravedad.

Son aquellos cuyo peso contrarresta el empuje del terreno. Dadas sus grandes dimensiones, prácticamente no sufre esfuerzos flectores, por lo que no suele armarse.

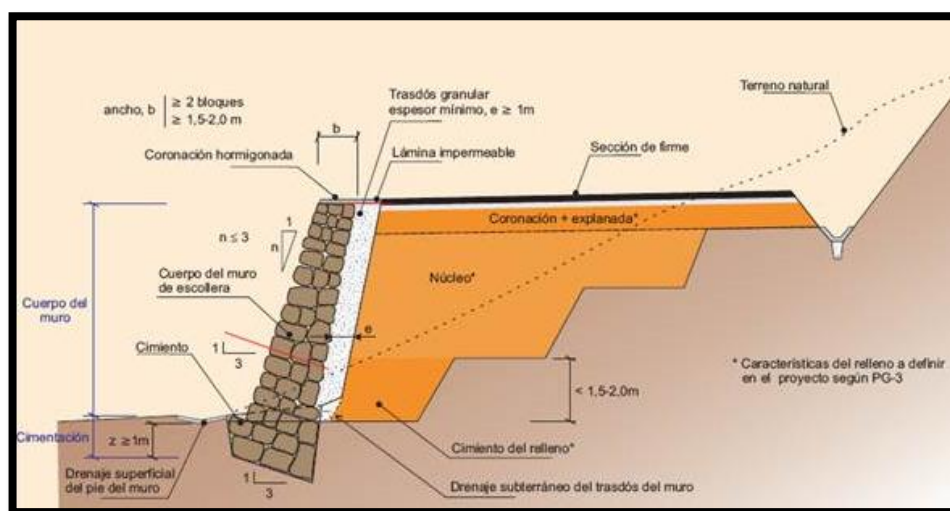


Figura 1. Esquema de muro

Fuente: www.desarrollo-de-muros.com

Los muros de gravedad a su vez pueden clasificarse en:

Muros de hormigón en masa. Cuando es necesario, se arma el pie (punta y/o talón).

Muros de mampostería seca. Se construyen mediante bloques de roca (tallados o no).

- Muros de escollera. Se construyen mediante bloques de roca de mayor tamaño que los de mampostería.
- Muros de gaviones. Son muros mucho más fiables y seguros que los de escollera ya que, con estos, se pueden realizar cálculos de

estabilidad y, una vez montados, todo el muro funciona de forma monolítica.

- Muros prefabricados o de elementos prefabricados. Se pueden realizar mediante bloques de hormigón previamente fabricados.
- Muros aligerados. Aquellos en los que los bloques se aligeran (se hacen huecos) por diversos motivos (ahorro de material, reducción de peso...).

2.2.1.2 Muros en Cantiliver.

Estos muros son de concreto reforzado y la forma más usual que se utiliza es la llamada T por lo cual este elemento estructural trabaja como viga en voladizo empotrado en una zapata inferior, como se muestra en la figura siguiente.

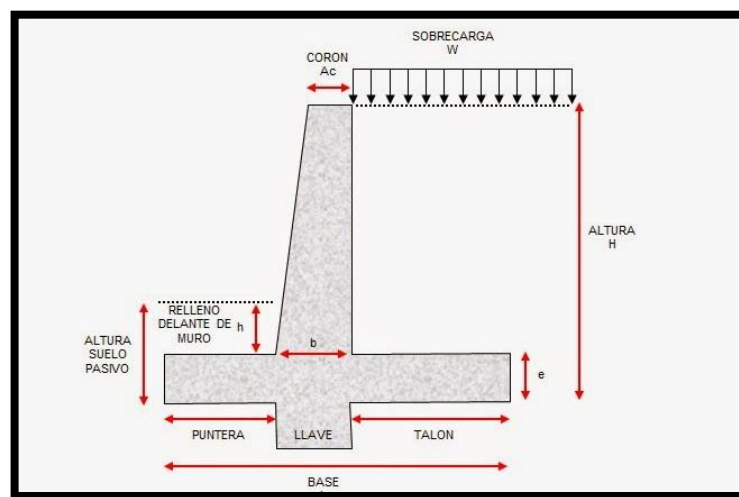


Figura 2. Muro con secciones y sobrecargas

Fuente: www.desarrollo-de-muros.com

En este caso el peso del material de relleno sobre el talón, además del peso muro, contribuye a la estabilidad de la estructura. Como el brazo representa un voladizo vertical, su espesor requerido se incrementa rápidamente con la altura, incrementando así sus costos de construcción,

por lo cual el factor económico nos marca un rango en el cual es factible la utilización de este tipo de muros, para alturas mayores de 3 metros pero menores de 6 metros.

2.2.1.3 Muros en Cantiliver con contrafuertes.

En muros de gran altura el factor económico requiere la utilización de contrafuertes para aumentar los momentos resistentes en el muro, dando cabida al diseño de estructuras más esbeltas y por lo tanto más económicos; es decir, con la utilización de contrafuertes, se optimiza la utilización de concreto en el muro ante los momentos flexionantes provocados por la presión de tierras.

La integración de estos contrafuertes al muro, convierte al elemento que soporta al relleno en una serie de losas continuas apoyadas en los contrafuertes, es decir el refuerzo principal en el muro lo lleva horizontalmente.

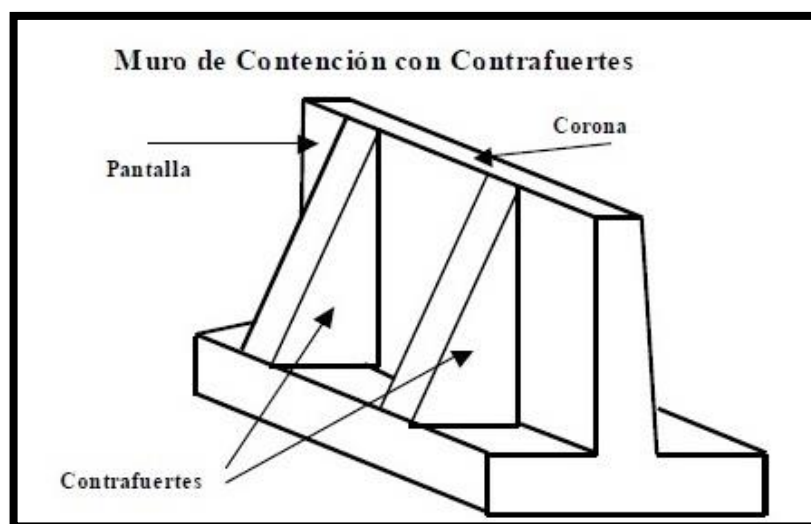


Figura 3. Esquema de muro con contrafuertes

Fuente: www.desarrollo-de-muros.com

2.2.1.4 Drenajes.

Los drenajes llamados también mechinales son esenciales en la construcción de un muro, ya que son los encargados de disipar esfuerzos de la presión hidrostática, la misma que sumada al empuje propio del material de relleno que se tenga, es considerable y tendería a hacer fallar la estructura.

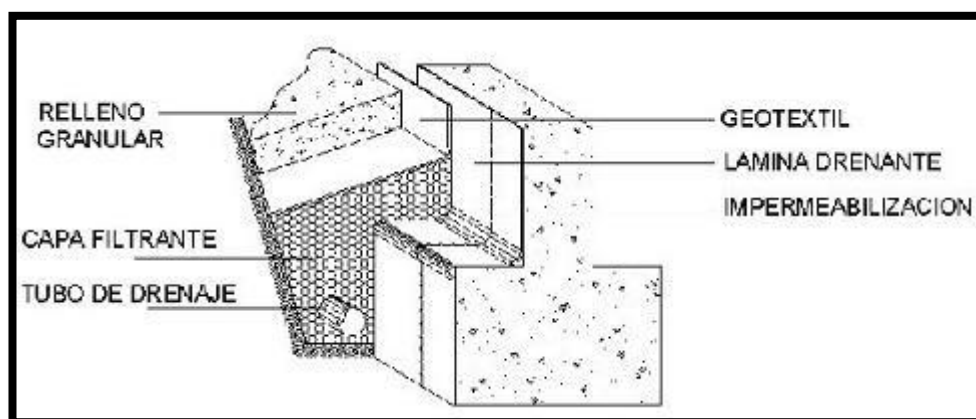


Figura 4. Dren tradicional

Fuente: www.desarrollo-de-muros.com

2.2.1.5 Juntas.

Las juntas de construcción son parte de una estructura cuando los vertidos se ejecutan en momentos diferentes. Para los muros de contención, la junta de construcción común es la horizontal, que es continua entre el pie y la pared. Las juntas verticales de construcción puede que no estén presentes. Las juntas de control o quiebres planificados, son más típicas y están espaciadas a intervalos regulares.

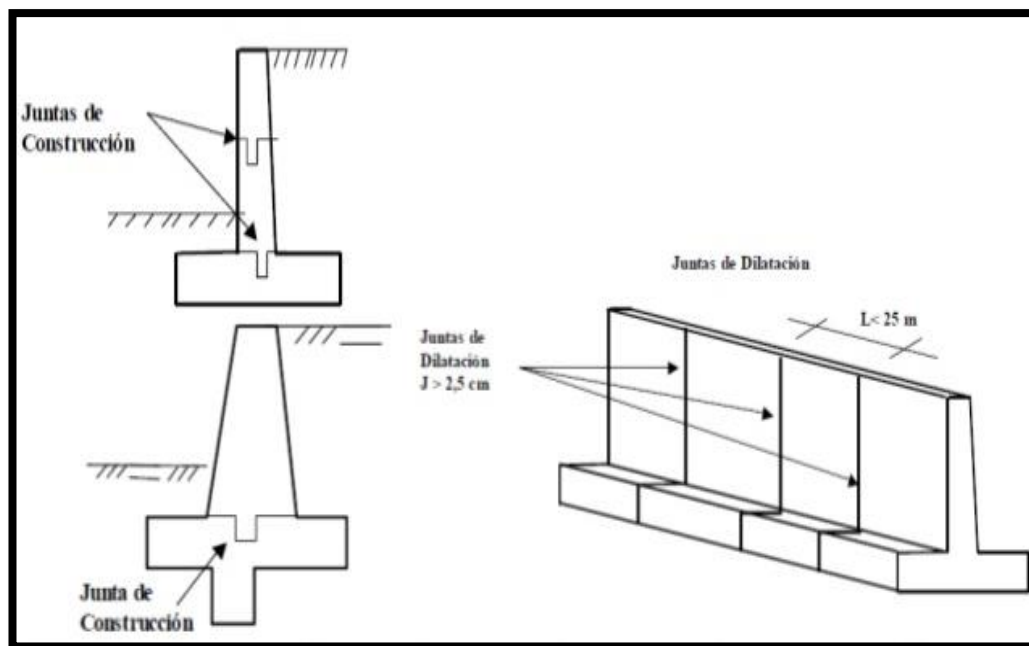


Figura 5. Tipo de junta de construcción en muro

Fuente: www.desarrollo-de-muros.com

2.3. Marco Contextual.

En este apunte se discute el comportamiento de muros de contención durante sismos y se presentan los principales métodos utilizados en su diseño. Para el diseño de muros de contención es necesario definir la “falla” y conocer como los muros pueden fallar.

Bajo condiciones estáticas, los muros de contención están sujetos a fuerzas de cuerpo relacionadas con la masa del muro, a empujes de suelo y a fuerzas externas como barras de anclajes y tirantes.

El adecuado diseño de un muro de contención debe establecer el equilibrio de estas fuerzas sin inducir esfuerzos de corte que se aproximen a la resistencia al corte del suelo.

Durante un sismo, sin embargo, las fuerzas inerciales y los cambios en la resistencia de los suelos podrían violar el equilibrio y causar la deformación

permanente del muro. La falla, ya sea por deslizamiento, giro o pandeo, o algún otro mecanismo, ocurre cuando estas deformaciones permanentes se hacen excesivas.

El asunto de que nivel de deformación es excesivo depende de muchos factores y es mejor analizarlo caso a caso, considerando las condiciones específicas de cada sitio.

2.3.1. Presión estática de muros de contención.

El comportamiento sísmico de los muros de contención depende de la presión lateral total del suelo que se desarrolla durante el movimiento sísmico. Estas presiones totales incluyen tanto la presión gravitacional estática que existe antes de que el sismo ocurra, como la presión dinámica transiente inducida por el sismo. Dado que la respuesta del muro está influenciada por ambas presiones, se presenta una breve revisión de la presión estática de suelos.

2.3.2 Teoría de Coulomb (1776).

“Coulomb (1776) fue el primero en estudiar el problema de presiones laterales de suelos sobre muros de contención. Asumió que la fuerza que actúa en la espalda del muro es el resultado del peso de la cuña de suelo sobre una superficie plana de falla.

Coulomb utilizó el equilibrio de fuerzas para determinar la magnitud del empuje de suelo actuando en el muro para las condiciones de empuje activo mínimo y empuje pasivo máximo. Dado que este problema es

indeterminado, un número indeterminado de superficies de falla debe ser analizado para identificar la superficie de falla crítica”.

Coulomb identificó el ángulo α que forma el plano de falla del suelo con la horizontal, imponiendo la condición de fuerza mínima para producir la falla, es decir:

$$\frac{\partial PA}{\partial \alpha} = 0$$

Bajo condiciones de presión de suelos de empuje activo mínimo, el empuje activo en el muro se obtiene del equilibrio de fuerzas indicado en la Figura 6.

Para la superficie de falla crítica, el empuje activo (A = Activo) sobre un muro de contención de un suelo sin cohesión puede ser expresado como:

$$PA = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2$$

Donde el coeficiente está dado por:

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta)\cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

Dónde:

γ_s = peso unitario del suelo

δ = ángulo de fricción suelo-muro

β = ángulo que forma la superficie del suelo con la horizontal

θ = ángulo de inclinación muro

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo

La teoría de Coulomb no predice explícitamente la distribución de la presión activa, pero muestra que ésta es triangular para rellenos con pendiente

lineal, sin cargas de superficie. En tales casos, AP actúa en un punto ubicado a $1/3$ de la altura del muro de altura H .

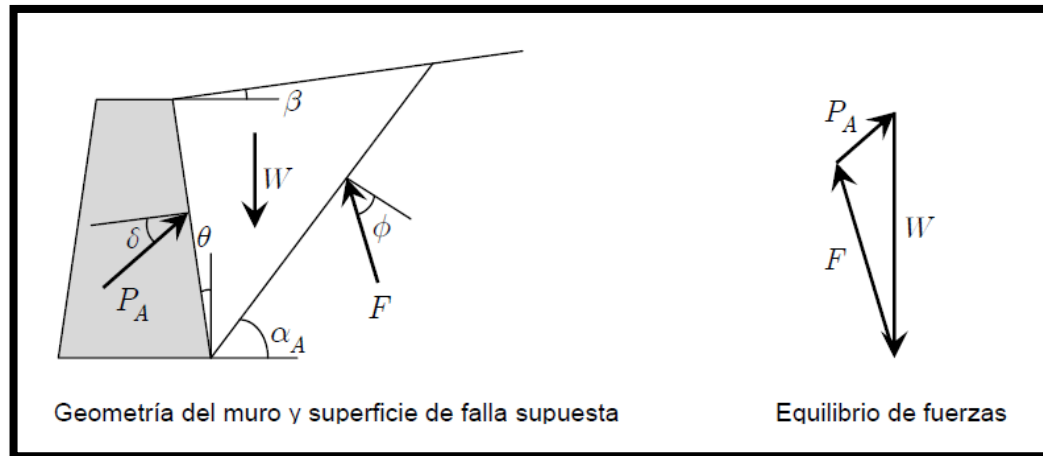


Figura 6. Empuje activo, método de Mohr Coulumb
Fuente: www.desarrollo-de-muros.com

2.3.3. Método de Mononobe-Okabe (M-O).

“Okabe (1926), y Mononobe y Matsuo (1929), desarrollaron las bases de un análisis pseudo-estático para evaluar las presiones sísmicas que desarrollan los suelos sobre los muros de contención, dando origen al conocido Método de Mononobe-Okabe (M-O)”.

Este método considera la aplicación de aceleraciones pseudo-estáticas, tanto horizontales como verticales, a la cuña activa de Coulomb.

El empuje de suelos pseudo-estático se obtiene entonces a partir del equilibrio de la cuña.

Las fuerzas actuando sobre una cuña activa, en el caso de un suelo seco sin cohesión. Además de las fuerzas que existen bajo condiciones estáticas, sobre la cuña también actúan fuerzas pseudo-estáticas

horizontales y verticales cuyas magnitudes están relacionadas con la masa de la cuña mediante aceleraciones pseudo-estáticas:

$$a_h = k_h \cdot g \quad \text{y} \quad a_v = k_v \cdot g .$$

El empuje total activo puede ser expresado de forma similar al desarrollado para las condiciones estáticas, esto es:

$$K_A = \frac{\cos^2(\emptyset - \theta - \Psi)}{\cos^2 \Psi \cos^2 \theta \cdot \cos(\delta + \theta + \Psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\emptyset + \delta) \sin(\emptyset - \beta - \Psi)}{\cos(\delta + \theta + \Psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

Dónde:

$$\emptyset - \beta \geq \Psi$$

$$\Psi = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right)$$

$$K_h = \frac{A}{2g}$$

Aunque el método M-O implica que el empuje activo total debería actuar en un punto H/3 sobre la base del muro de altura H, resultados experimentales sugieren que, bajo condiciones de carga dinámica, para el cálculo de las presiones sísmicas ejercidas por un terreno sobre un muro se utiliza el método de Monobe-Okabe para la obtención del empuje, complementado con las hipótesis de Richars-Elms, Prakash, etc., que consideran el punto de aplicación de este, situado a 2/3 H sobre la base del muro, actuando en un punto superior. El método que surge de esta consideración se denomina Método de Mononobe-Okabe Modificado.

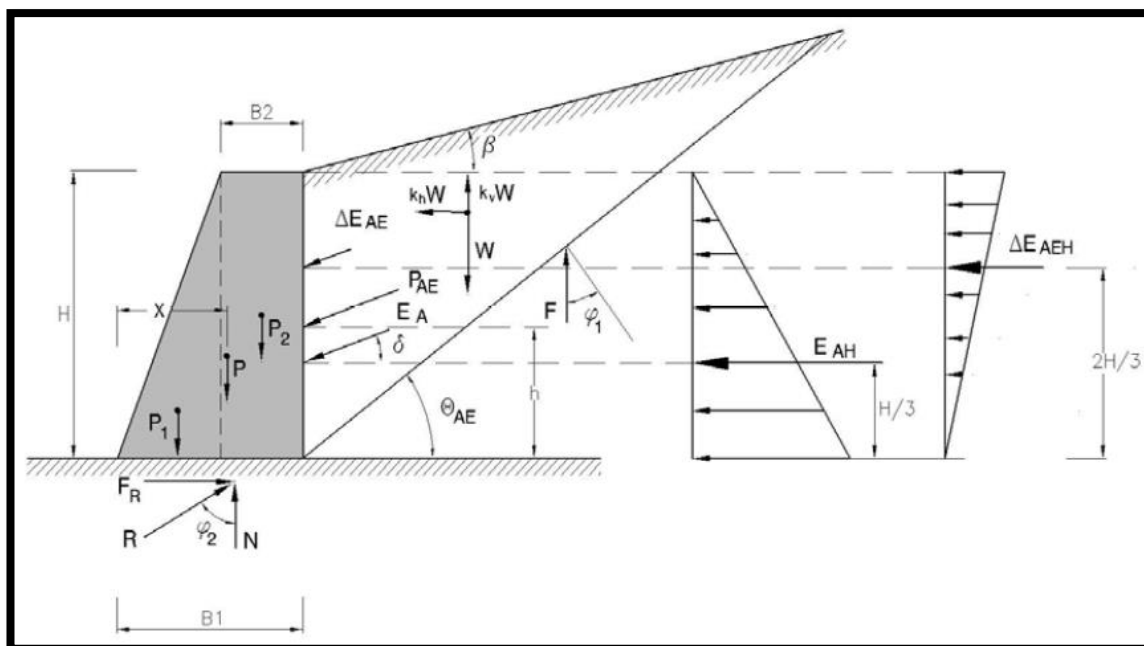


Figura 7. Esquema de muro Empujes Estático y dinámico sobre un muro según Monobe-Okabe una vez corregida a la ley de empujes sísmicos
Fuente: (Joseph Bowles)

2.3.4. Diseño Sismorresistente.

Son los Elementos y características que definen la estructura antisísmica. Configuración del edificio. Escala. Simetría. Altura. Tamaño horizontal. Distribución y concentración de masas. Densidad de estructura en planta. Rigidez. Piso flexible. Esquinas. Resistencia Perimetral. Redundancia. Centro de Masas. Centro de Rigideces. Torsión. Periodo propio de oscilación. Ductilidad. Amortiguamiento. Sistemas resistentes.

2.3.5. Estructura.

Es la parte estructural de elementos y sistemas tales como edificios, puentes, muros (incluyendo muros de contención), presas, túneles y otras obras civiles

2.3.6. Esfuerzos de flexión.

En ingeniería se denomina flexión al tipo de deformación que presenta un elemento estructural alargado en una dirección perpendicular a su eje longitudinal. El término "alargado" se aplica cuando una dimensión es dominante frente a las otras. Un caso típico son las vigas, las que están diseñadas para trabajar, principalmente, por flexión. Igualmente, el concepto de flexión se extiende a elementos estructurales superficiales como placas o láminas.

El rasgo más destacado es que un objeto sometido a flexión presenta una superficie de puntos llamada fibra neutra tal que la distancia a lo largo de cualquier curva contenida en ella no varía con respecto al valor antes de la deformación. El esfuerzo que provoca la flexión se denomina momento flector.

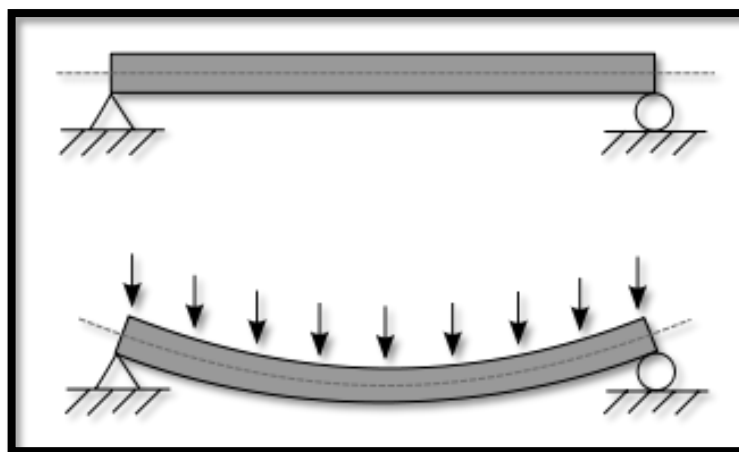


Figura 8. Viga sometida a flexión
Fuente: www.acerosymaderas.blogspot.com/

2.3.7. Esfuerzos de tracción.

En el cálculo de estructuras e ingeniería se denomina tracción al esfuerzo interno a que está sometido un cuerpo por la aplicación de dos fuerzas que actúan en sentido opuesto, y tienden a

estirlo. Lógicamente, se considera que las tensiones que tiene cualquier sección perpendicular a dichas fuerzas son normales a esa sección, y poseen sentidos opuestos a las fuerzas que intentan alargar el cuerpo.

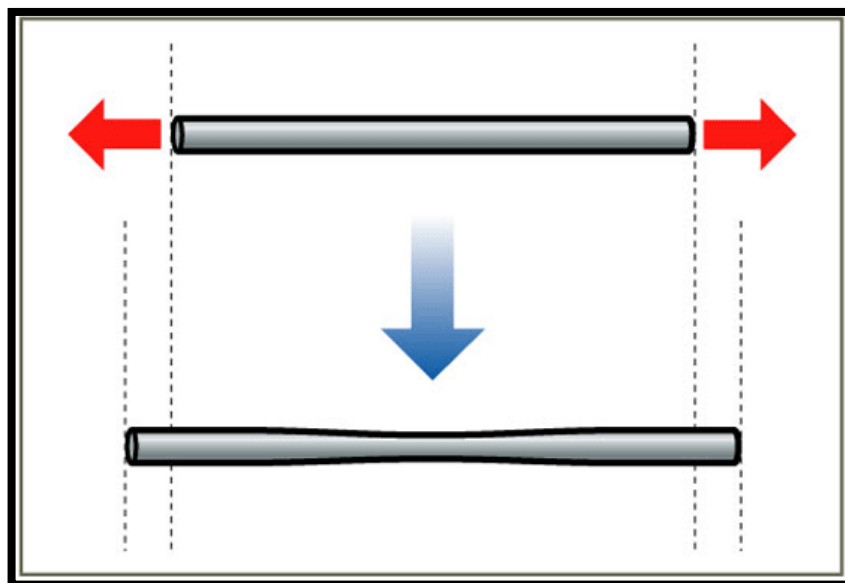


Figura 9. Viga sometida a esfuerzo de tracción

Fuente: www.acerosymaderas.blogspot.com/

2.3.8. Esfuerzos de compresión.

En general, cuando se somete un material a un conjunto de fuerzas se produce tanto flexión, como cizallamiento o torsión, todos estos esfuerzos conllevan la aparición de tensiones tanto de tracción como de compresión. Aunque en ingeniería se distingue entre el esfuerzo de compresión (axial) y las tensiones de compresión.

En un prisma mecánico el esfuerzo de compresión puede ser simplemente la fuerza resultante que actúa sobre una determinada sección transversal al eje baricéntrico de dicho prisma, lo que tiene el efecto de acortar la pieza en la dirección de eje baricéntrico. Las piezas prismáticas sometidas a un esfuerzo de compresión considerable son susceptibles de

experimentar pandeo flexional, por lo que su correcto dimensionado requiere examinar dicho tipo de no linealidad geométrica.

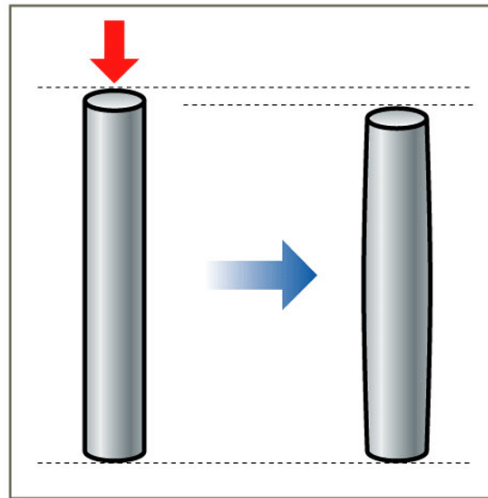


Figura 10. Viga sometida a compresión

Fuente: www.acerosymaderas.blogspot.com/

2.3.9. Torsión.

Es la fuerza que a partir de la aplicación de un esfuerzo externo sobre un elemento y en su parte longitudinal para corte, o esfuerzo cortante, este produce un esfuerzo interno el cual da lugar a tensiones paralelas en la sección transversal de un elemento mecánico, como podemos apreciar en el ejemplo.

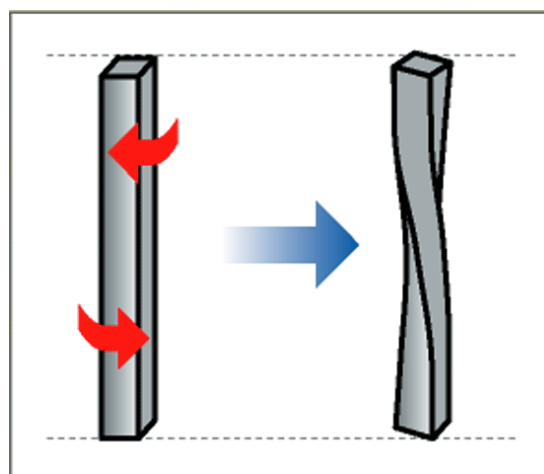


Figura 11. Viga sometida a esfuerzo de torsión

Fuente: www.acerosymaderas.blogspot.com/

2.3.10. Deformaciones.

Un cuerpo sometido a un esfuerzo de tracción sufre deformaciones positivas (estiramientos) en ciertas direcciones por efecto de la tracción.

Sin embargo el estiramiento en ciertas direcciones generalmente va acompañado de acortamientos en las direcciones transversales; así si en un prisma mecánico la tracción produce un alargamiento sobre el eje "X" que produce a su vez un encogimiento sobre los ejes "Y" y "Z". Este encogimiento es proporcional al coeficiente de Poisson (ν).

Cuando se trata de cuerpos sólidos, las deformaciones pueden ser permanentes: en este caso, el cuerpo ha superado su punto de fluencia y se comporta de forma plástica, de modo que tras cesar el esfuerzo de tracción se mantiene el alargamiento; si las deformaciones no son permanentes se dice que el cuerpo es elástico, de manera que, cuando desaparece el esfuerzo de tracción, aquél recupera su longitud primitiva.

La relación entre la tracción que actúa sobre un cuerpo y las deformaciones que produce se suele representar gráficamente mediante un diagrama de ejes cartesianos que ilustra el proceso y ofrece información sobre el comportamiento del cuerpo de que se trate.

2.3.11. Punzonamiento.

Esfuerzo cortante elevado, debido a la reacción de la fuerza que desarrolla un pilar sobre una losa de hormigón armado.

2.3.12. Acero.

El acero es una aleación basada en hierro, que contiene carbono y pequeñas cantidades de otros elementos químicos metálicos, generalmente el carbono representa entre el 0.5% y el 1.5% de la aleación.

El acero utilizado en estructuras (barras y cables) es un material apto para resistir solicitaciones de tracción, lo que lo convierte en el componente ideal para combinarse técnicamente con el hormigón simple, con el que conforma el hormigón armado y el hormigón pre esforzado.



Figura 12. Acero tradicional de refuerzo en elementos estructurales

Capítulo III

3. Marco Metodológico

3.1. Tipo y Diseño de Investigación.

La metodología que se utilizó en la presente investigación se situó dentro de la modalidad de investigación descriptiva de campo en un modelo cuali-cuantitativo, por cuanto se enmarcaron en datos numéricos que luego fueron validados, contrastados y analizados para el respectivo informe, así mismo orientado hacia una investigación descriptiva. esta investigación descriptiva comprendió la descripción, registro, análisis e interpretación de la naturaleza actual y la composición o proceso de los fenómenos; el enfoque se hizo sobre conclusiones dominantes de resultados que condujeron a la solución de la presente investigación, la descripción trabaja sobre realidades de hechos, y su característica fundamental es la de presentar una interpretación correcta que radicó en descubrir algunas características fundamentales de los problemas estructurales, utilizando criterios sistemáticos que permitieron poner de manifiesto su estructura o comportamiento. Para esta investigación se consideró:

- Observación de campo.
- Análisis detallado de las propiedades de suelo, ensayos de laboratorio.
- Análisis de problemas de inestabilidad.
- Descripción geotécnica con sus parámetros mediante muestreo del sitio.
- Investigación del comportamiento dinámico del suelo bajo las fuerzas sísmicas.
- Investigación el libros de suelos estabilidad de taludes.

3.2. Ubicación del proyecto.

El proyecto del muro con de contención en los lados perimetrales del hospital general de 400 camas está ubicado en el cantón Guayaquil, región Costa ecuatoriana, provincia del Guayas, el mismo que cuenta con las coordenadas

U.T.M., Zona 17 Sur:

Norte: 9765019.35

Este: 610886.22

El acceso a la obra se realiza por la vía la Casuarina y se encuentra ubicado entre la Coop. Monte Sinaí, Coop Voluntad de Dios y Coop Trinidad De Dios.

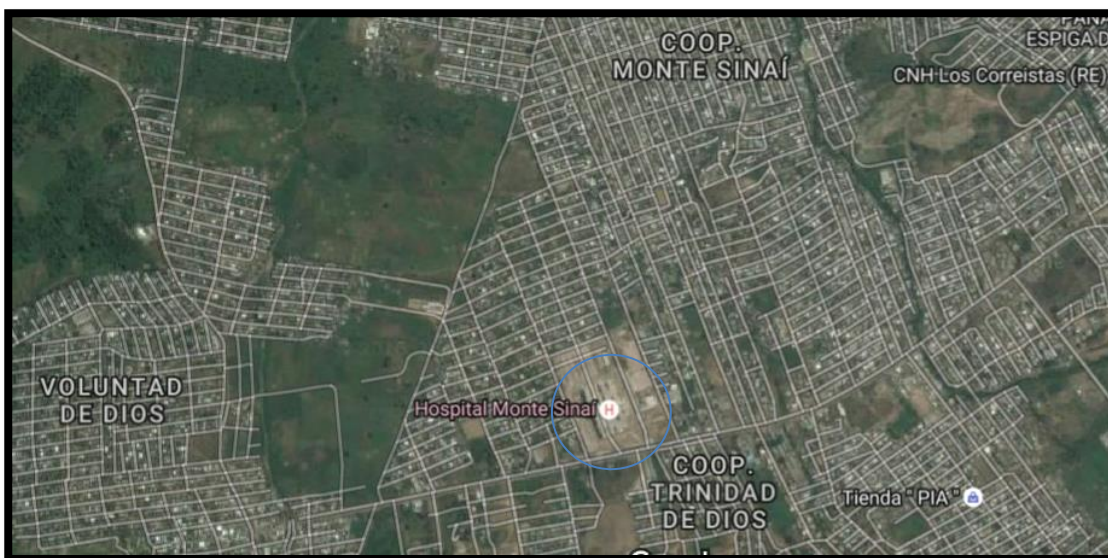


Figura 13. Ubicación geográfica del proyecto

Fuente: www.google.com.ec/maps/@-2.1257122,-80.0011689,690m/data=!3m1!1e3

El muro que se escogerá para el diseño se encuentra ubicado en la zona perimetral del hospital sector oeste



Figura 14. Vista aérea del hospital y ubicación del muro

Fuente: www.google.com.ec/maps/@-2.1257122,-80.0011689,690m/data=!3m1!1e3

3.3. Topografía de la zona.

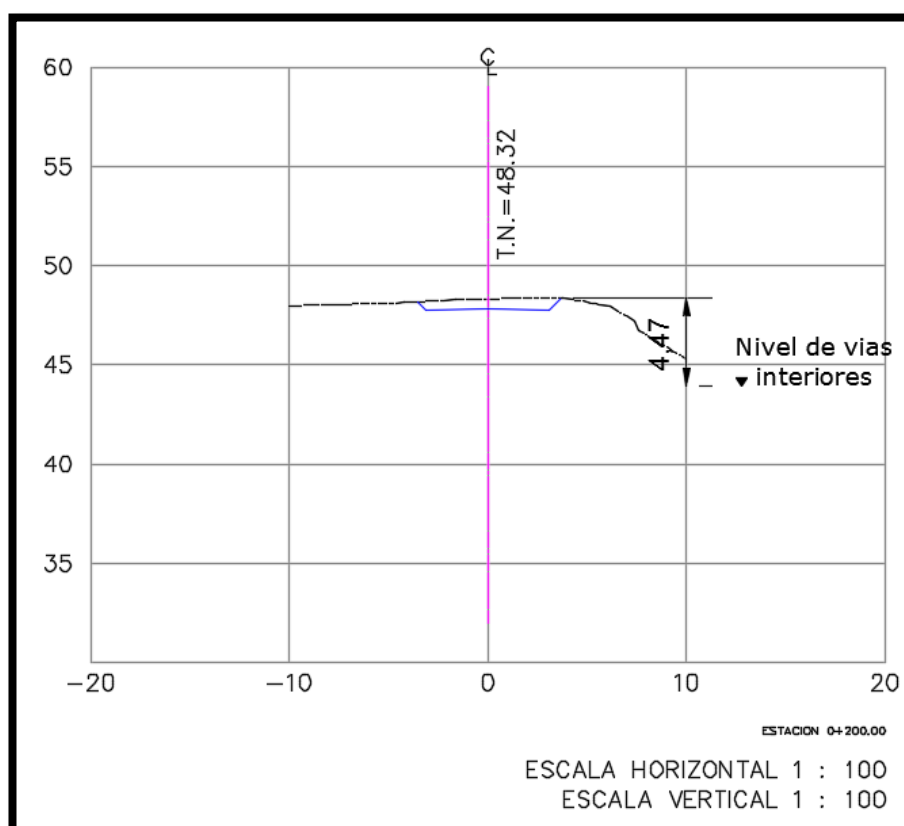


Figura 15. Corte transversal del terreno

Fuente: Roger Avelino

Mediante la utilización de estación total se realizó el levantamiento de la zona para revisar y verificar los niveles con los cuales se podrá dar una altura aproximada de predimensionamiento para el muro en estudio. Se determinó que la altura máxima de desnivel de la calle interior del proyecto con la de las vías de aproximación es de 4.47 m.

Para el dimensionamiento es necesario conocer la topografía de la zona, sus características y accidentes topográficos.

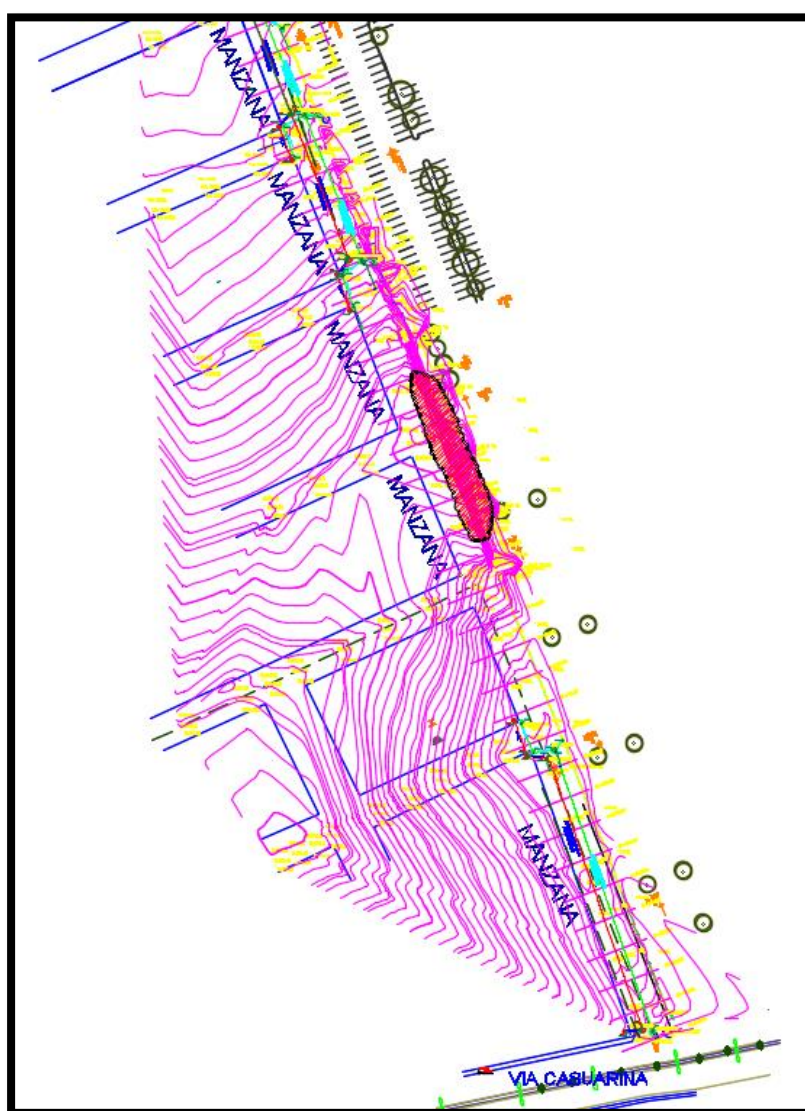


Figura 16. Levantamiento topográfico del terreno y ubicación sombreada del muro

Fuente: Roger Avelino

3.4. Análisis detallado de las propiedades de suelo, ensayos de laboratorio.

Los parámetros obtenidos para el diseño de las diferentes obras, obedecen a la interpretación de los registros de campo, perforación de pozos exploratorios a percusión (SPTs), los resultados de los ensayos triaxiales, de corte directo y de clasificación obtenidos en los ensayos de laboratorio

Los objetivos propuestos fueron:

- Determinación de los parámetros de diseño con relación a capacidad cortante e inclinación permisible de los taludes de corte para el diseño estructural de las diferentes unidades nuevas que se proponga.
- Definición geo mecánica de los materiales del subsuelo con los que el constructor se encontrará
- Determinación del nivel freático.

3.5. Investigaciones Desarrolladas.

Las investigaciones de mecánica de suelos ejecutadas para las obras adyacentes al Hospital del MSP en Monte Sinaí, tanto en el campo como en el laboratorio fueron las siguientes:

- 2.0 m³ de excavaciones en pozos a cielo abierto: 2 calicatas de 1 m³ cada una.
- 2 ensayos triaxiales de muestras inalteradas extraídas de los pozos a cielo abierto.
- 2 perforaciones SPT de 6 metros cada uno
- 5 ensayos de clasificación de suelos

Se presenta los resultados de los registros de excavaciones a cielo abierto, registro fotográfico y resultados de los ensayos triaxiales y de clasificación de suelos realizados en laboratorio. En Tanto en las Ilustración No. 1 y 2, se muestra la ejecución de dichos ensayos en los sitios de muestreo.



Figura 17. Ensayo de Mecánica de suelos - Sitio PCA-1

Fuente: Roger Avelino

La ubicación de los sitios seleccionados para los registros de campo se los realizó en función de las obras proyectadas y distribuyendo la cantidad contemplada en la propuesta, lo más uniformemente en la zona de influencia del proyecto.

Las muestras recopiladas en campo, fueron debidamente identificadas y acondicionadas para su traslado hasta el laboratorio para la realización de los ensayos de clasificación, es decir, de identificación de sus principales características geomecánicas, las cuales serán de mucha utilidad en la etapa de diseño y construcción.

Tanto los registros de campo como los ensayos de laboratorio determinan la caracterización de los materiales superficiales que deberán ser removidos al momento de implantar las obras adicionales. La interpretación de los mismos se los presenta a continuación:

En el Cuadro No. 1, de las muestras ensayadas en laboratorio se presentan los valores de los parámetros de clasificación y de características geomecánicas.

3.6. Características físicas y geomecánicas de las Muestras del proyecto.

Tabla 1. Resultados de las muestras obtenidas en el campo

Muestra	Cohesión Kg/cm²	Áng. Fricción	P. Uniarrio T/m³
PCA-1	0.26	9.9°	1.80
PCA-2	4.50	36.5°	1.91

Muestra	Humedad	L. Líquido	L. Plástico	SUCS
PCA-1 a -1.25 m	18.4%	No Plástico	No Plástico	SM
PCA-1 a -3.25 m	16.9%	No Plástico	No Plástico	GM
PCA-2 a -2.20 m	37.2%	76.4%	36.5%	MH-CH
PCA-2 a -4.20 m	26.2%	50.1%	27.9%	MH-CH
PCA-2 a -6.20 m	25.7%	No Plástico	No Plástico	GM

Fuente: Roge Avelino

3.6.1. Suelos SM.

Son suelos que predominan los granos gruesos con más del 50% de la matriz constituida por Arenas limosas mezcladas con limos. Los suelos SM corresponden a suelos de baja plasticidad.

3.6.2. Suelos GM.

Son suelos constituidos por gravas bien graduadas mayores a ½ pulgada mezcladas con arena y pocos finos. Los suelos SM corresponden a suelos sin plasticidad y sin compresibilidad.

3.6.3. Suelos MH-CH.

Corresponden a la mezcla de suelos franco limosos o franco arenosos o una mezcla de estos. Este tipo de suelo corresponde en este caso a suelos de considerable plasticidad y compresibilidad, aunque los contenidos de humedad no alcanzan la saturación.

Para la estructura proyectada se propone una alternativa de cimentación, de acuerdo a las características del sitio. La profundidad de la cimentación se refiere a los niveles naturales del terreno. Para determinar la capacidad de carga, no se ha tomado en cuenta la profundidad de la excavación, lo cual podría incrementar su valor.

La relativa homogeneidad de los resultados de las investigaciones de mecánica de suelo determina que en general se tenga un comportamiento geomecánico similar para toda esta zona y por lo tanto sus condiciones de diseño y constructivas también. Estas características propias del lugar, hacen que en el diseño y la construcción de las nuevas obras se deban considerar los siguientes criterios: El sitio en general puede clasificarse como de

regulares a buenas características de resistencia, desde el punto de vista de carga.

- | | |
|--|------------------------------|
| ➤ Capacidad de Carga: | Según valores Tabla 1 |
| ➤ Profundidad de Cimentación: | 1.0 metros o mayor |
| ➤ Asentamiento Total Máximo esperado: | 25 mm |
| ➤ Asentamiento Diferencial esperado: | 15 mm |

En época de invierno los suelos se saturan y los niveles freáticos se ubican por encima de las cotas de cimentación, por lo que existe una recomendación obligatoria de implementar los proyectos en los meses pertenecientes al verano.

Los cortes proyectados son de mediana altura, sin embargo se recomienda que la altura de taludes verticales no sea mayor a 3 metros.

Preferentemente para garantizar la estabilidad de las zanjas durante la fase constructiva se recomienda implementar taludes inclinados con pendiente igual a 3 vertical por 1 horizontal. Caso contrario o superado esta altura se requerirá sistemas de entibamiento.

Se recomienda que durante la construcción un ingeniero geotécnico esté directamente ligado al proyecto, para la supervisión de la preparación del sitio, la realización de las excavaciones y la comprobación de las características aquí detalladas, de los suelos en el nivel de cimentación recomendado y la construcción de las cimentaciones.

Todos estos criterios resultados de las investigaciones de mecánica de suelo, se han considerado en la evaluación de cantidades de obra para cada uno de los componentes.

Capítulo IV

Resultados y discusión

4. Análisis, interpretación y discusión de resultados

El proyecto comprende el análisis y diseño estructural de la edificación y consta de los siguientes puntos:

Cálculo de cargas de la estructura.

Análisis estructural.

Diseño de elementos estructurales.

Diseño de la cimentación.

4.1. Códigos.

Los códigos para el análisis y diseño del Edificio Administrativo son:

Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC -14.

American Concrete Institute. ACI318 - 2008.

AASHTO – 2010 LRFD

4.2. Materiales.

Los materiales utilizados en las estructuras son:

Hormigón – Resistencia a la Compresión: $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$.

Acero en Varillas: Resistencia a la Fluencia: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

Acero Estructural: ASTM A36.

4.3. Cargas Consideradas Sobre El Muro.

Se consideraron cargas estáticas y dinámicas para empuje de tierra, siendo los coeficientes de empuje activos los siguientes:

Empuje activo estático $k_a = 0.333$

Empuje activo dinámico $k_{ae} = 0.518$

Para el cálculo de los empujes activos y/o pasivos se consideró que el suelo de relleno tiene un peso específico de 18KN/m^2 y un ángulo de fricción interna de 30° . El ángulo de fricción, entre el suelo y el muro, se lo consideró como 0° .

Los movimientos sísmicos se asimilan a fuerzas horizontales los cuales trabajan de forma proporcional al peso propio o muerto de la estructura, actuando en su centro de gravedad bajo cualquier dirección. Para el análisis de los estribos se utilizó el método de Monobe-Okabe con un coeficiente sísmico horizontal $K_h=0.25$

Por otra parte las normas AASHTO especifican que el Empuje de Tierras debe calcularse por la fórmula de Rankine, pero al hacerlo este no debe ser menor al empuje producido por un líquido de densidad $= 480\text{Kg/m}^3$

Los factores de reducción para ambas especificaciones son:

	ACI(9.3.2)	ASSHTO (5.5.4.2)
Momento flector	$\phi=0.9$	$\phi=0.9$
Fuerza Cortante	$\phi=0.75$	$\phi=0.9$

4.3.1. EMPUJES.

Se considera empuje activo de tierra estático y dinámico. Se considera empuje pasivo estático y dinámico. Se considera la fuerza de inercia de la pantalla.

Se considera que el empuje activo puede actuar en cualquier de las dos caras de la pantalla.

Parámetros de diseño

$\phi = 30$; ángulo de fricción interna del suelo (AASHTO 2010 – 3.11.5.3)

$\gamma_s = 1.8 \text{ Tn/m}^3$; peso unitario del suelo

$A = 0.40 \text{ g}$; aceleración máxima (NEC-SE-DS 20)

$\beta = 0$; ángulo que forma la superficie del suelo con la horizontal

$\delta = (2\phi)/3 = 20$; ángulo de fricción suelo-muro (AASHTO 2010 – 3.11.5.9)

$\theta = 6.03$; ángulo de inclinación muro

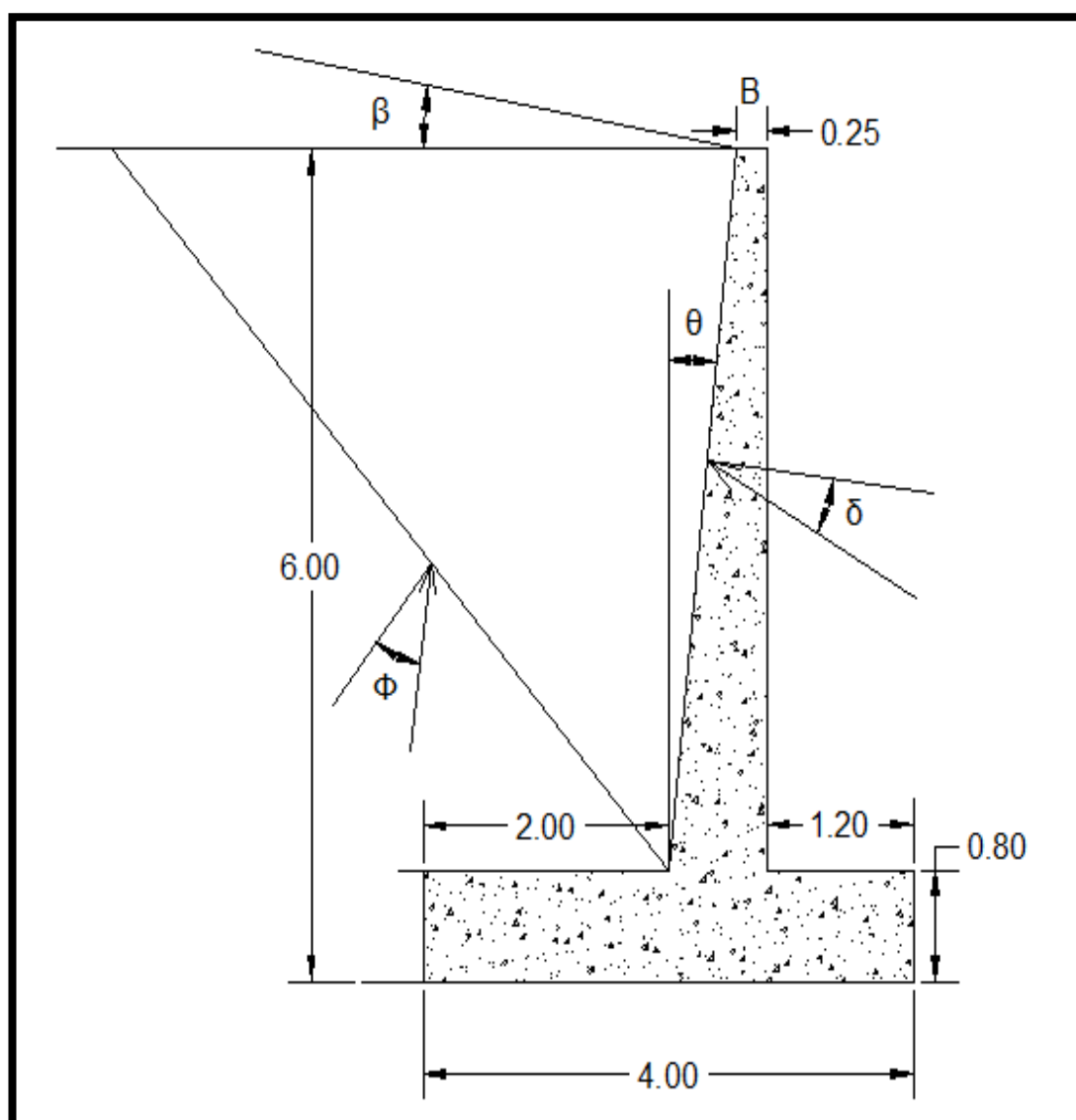


Figura 18. Esquema de ángulos formados por la sección del muro

Fuente: Roger Avelino

4.4. Analisis de estabilidad para el primer estado de cargas (Peso propio + Carga muerta + Empuje de tierra).

4.4.1. Momento Resistente.

Calculo de Áreas

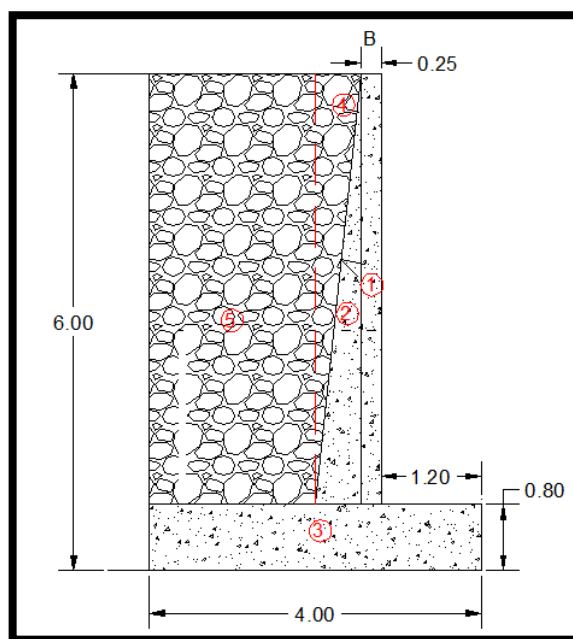


Figura 19. Esquema de las diferentes secciones para el cálculo de áreas

Fuente: Roger Avelino

Tabla 2. Calculo de áreas en las secciones

FIGURA	L1(m)	L2(m)	AREA(m ²)
1	0,25	5,20	1,30
2	0,55	2,60	1,43
3	4,00	0,80	3,20
4	0,55	2,60	1,43
5	2,00	5,20	10,40

Fuente: Roger Avelino

Calculo de momentos

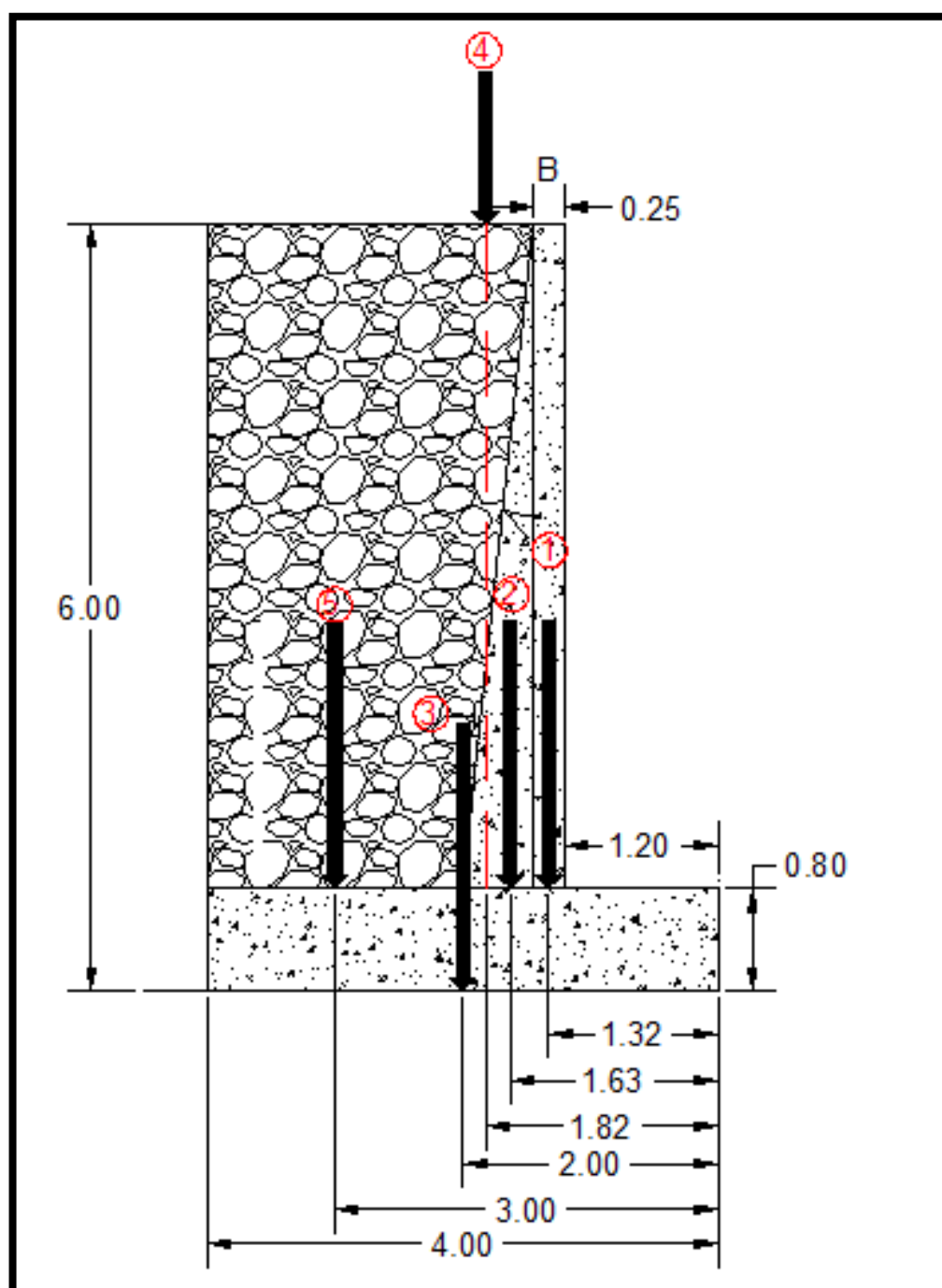


Figura 20. Grafica de aplicación de cargas

Fuente: Roger Avelino

Tabla 3. Calculo de momentos en la estructura

FIGURA	AREA(m2)	$\delta(t/m3)$	$w(t/m)$	$X(m)$	Momento (t-m)
1	1,30	2,40	3,12	1,32	4,12
2	1,43	2,40	3,43	1,63	5,59
3	3,20	2,40	7,68	2,00	15,36
4	1,43	1,80	2,57	1,82	4,68
5	10,40	1,80	18,72	3,00	56,16
			35,53		85,92

Fuente: Roger Avelino

Tenemos que el momento resistente es $MR = 85.92 \text{ Tn-m}$

4.4.2. Momentos actuantes.

Como primer paso calculamos el coeficiente de empuje activo estatico

$$K_A = \frac{\cos^2(\emptyset - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\emptyset + \delta)\sin(\emptyset - \beta)}{\cos(\delta + \theta)\cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

Reemplazando valores en formula tenemos:

$$K_A = \frac{\cos^2(30 - 6.03)}{\cos^2 6.03 \cdot \cos(20 + 6.03) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 20)\sin(30 - 0)}{\cos(20 + 6.03)\cos(0 - 6.03)}} \right]^2}$$

$$K_A = 0.34$$

Luego calculamos el empuje activo estático

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2$$

$$E_A = \frac{1}{2} 0.34 * 1.80 * 6.00^2$$

$$E_A = 11.02 \text{ tonf}$$

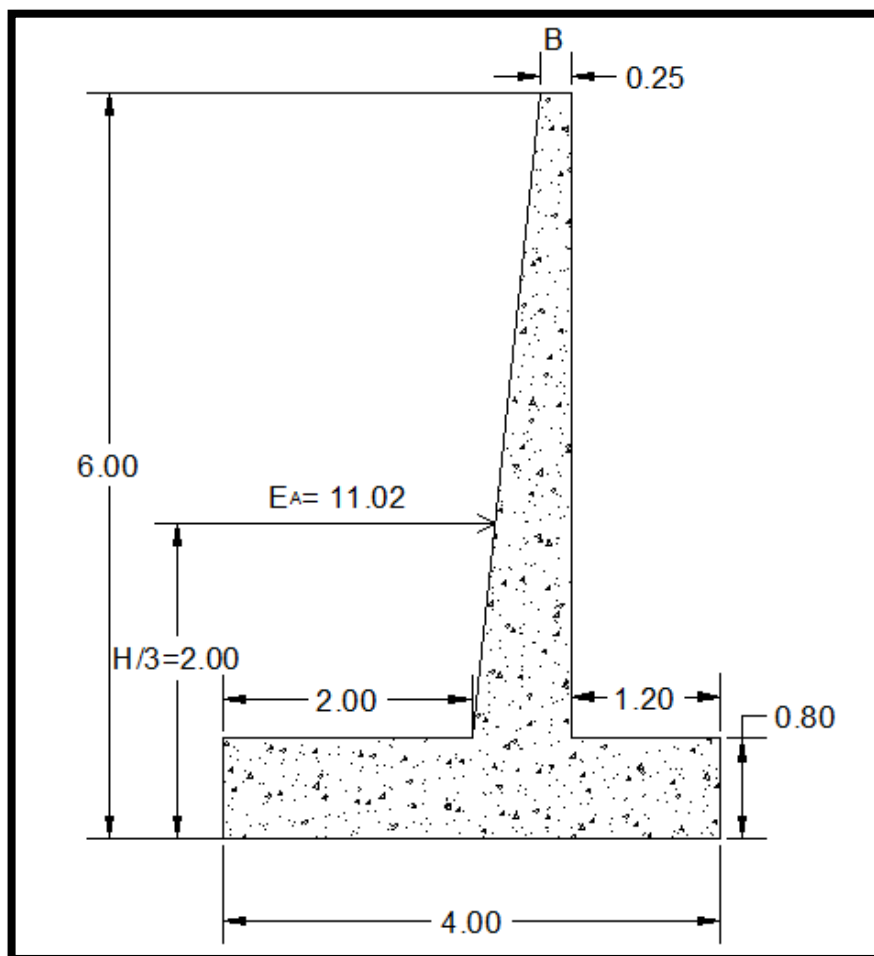


Figura 21. Grafica de aplicación de empujes

Fuente: Roger Avelino

Su brazo de palana es $H/3$, donde:

$$B_p = \frac{H}{3} = \frac{6}{3} = 2\text{m}$$

Calculando el momento

$$M_A = 11.02 \times 2 = 22.04 \text{ Tn-m}$$

4.4.2.1. Resultante de las fuerzas verticales.

Es la sumatoria de la carga de relleno que tenemos y corresponde a la figura 4 y 5, de donde tenemos:

$$R_v = 2.57 + 18.72 = 21.29 \text{ Tn}$$

4.4.2.2. Calculo de la fuerza de rozamiento.

Calculamos primero el ángulo de fricción suelo-muro

$$\delta = \frac{2\phi}{3} = \frac{2(30)}{3} = 20^\circ; \text{ (AASHTO 2010 – 3.11.5.9)}$$

Coeficiente de fricción

$$\mu = 0.57 \text{ (AASHTO 2010 – 3.11.5.3)}$$

La cohesión es 0.5 de c:

$$C' = 0.5 \times c = 0.5 \times 2.6 = 1.3 \text{ Tn/m}^2$$

Las componentes del empuje son perpendiculares a la pantalla, por lo tanto el empuje vertical es igual a 0.

La componente horizontal es igual a la suma del empuje activo, el empuje pasivo lo vamos a considerar cero (E_p), por lo que es impredecible que el relleno se mantenga en pie.

Con estos valores podemos la fuerza de rozamiento mediante La siguiente formula:

$$F_r = \mu (R_v) + c' \cdot B + E_p = 0.57 \times 21.29 + 1.3 \times 6 + 0 = 19.94 \text{ Tn}$$

4.4.3. Factor de seguridad al deslizamiento.

$$F_{sd} = \frac{\text{Fuerza de rozamiento } F_r}{\text{Empuje horizontal } E_a} = \frac{19.94}{11.02} = 1.80 > 1.5 \text{ "Ok"}$$

4.4.4. Factor de seguridad al volcamiento.

$$F_{sv} = \frac{\text{Momento resistente } Mr}{\text{Momento actuante } Ma} = \frac{85.92}{22.04} = 3.90 > 1.5 \text{ "Ok"}$$

4.4.5. Presión de contacto Muro-suelo de fundación.

Momento resiste o estabilizante del muro:

$$MR = 85.92 \text{ Tn-m}$$

Momento actuante del suelo:

$$MA = 22.04 \text{ Tn-m}$$

Peso W_i :

$$W_i = 35.53 \text{ Tn}$$

Con los datos obtenidos podemos calcular el valor del punto de aplicación

(X_r) medida desde el inicio del pie:

$$X_r = \frac{MR - MA}{W_i} = \frac{85.92 - 22.04}{35.53} = 1.79 \text{ m}$$

Calculo de la excentricidad:

$$e = \frac{B}{2} - X$$

$$e = \frac{4.00}{2} - 1.79 = 0.21 \leq 0.66 \left(\frac{B}{6} \right) \text{ "ok"}$$

Presión de contacto Muro-suelo fundación

$$R = \frac{W_i}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \text{ (AASHTO 2010 - 11.6.3.2)}$$

$$R = \frac{35.53}{6.00} \left(1 \pm \frac{6(0.21)}{6.00} \right)$$

$$R_{max} = 7.17 \frac{Tn}{m^2}$$

$$R_{min} = 4.68 \frac{Tn}{m^2}$$

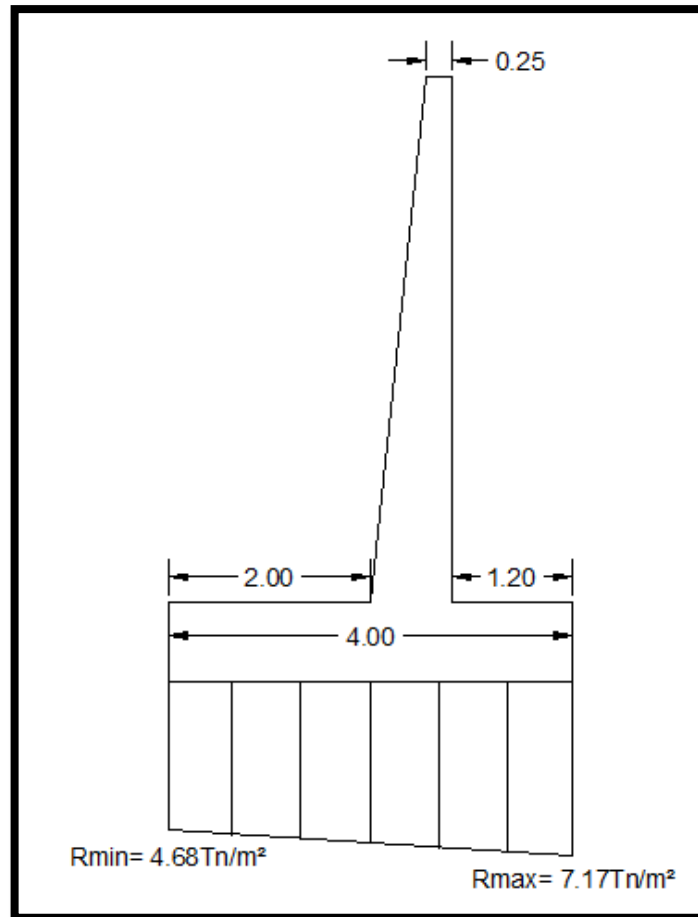


Figura 22. Grafica de reacciones

Fuente: Roger Avelino

Esfuerzo al comienzo del pie:

$$\sigma_{11} = R_{\min} + (R_{\max} - R_{\min}) \frac{(B - Pie)}{B}$$

$$\sigma_{11} = 4.68 + (7.17 - 4.68) \frac{(4.00 - 1.20)}{4.00} = 6.42 \text{ Tn/m}^2$$

$$R_{t1} = \sigma_{11} \cdot Pie \cdot 100 \cdot 100 = 6.42 \cdot 1.2 \cdot 100 \cdot 100 = 77.04 \text{ Tn}$$

$$R_{t2} = Pie \cdot 100 \cdot 100 \frac{(R_{\max} - \sigma_{11})}{2} = 4.00 \cdot 100 \cdot 100 \frac{(7.17 - 6.42)}{2} = 15.00 \text{ Tn}$$

$$M_{pie} = R_{t1} \cdot \frac{Pie}{2} + R_{t2} \cdot \frac{Pie}{3} = 77.04 \cdot \frac{1.2}{2} + 15.00 \cdot \frac{1.2}{3} = 52.22 \text{ Tn-m}$$

$$V_{pie} = R_{t1} + R_{t2} = 77.04 + 15.00 = 92.04 \text{ Tn}$$

4.5. Analisis de estabilidad para el estado de carga con el evento extremo (Peso propio + Carga muerta + Empuje de tierra + Sismo).

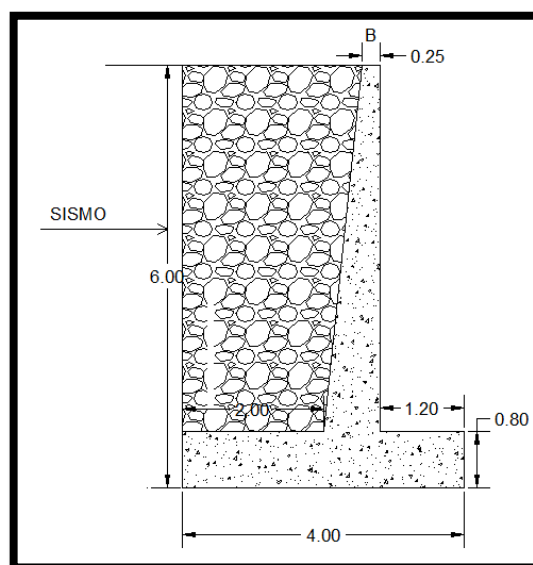


Figura 23. Esquema del muro más la fuerza sísmica.

Fuente: Roger Avelino

4.5.1. Momento Resistente.

Calculo de Áreas

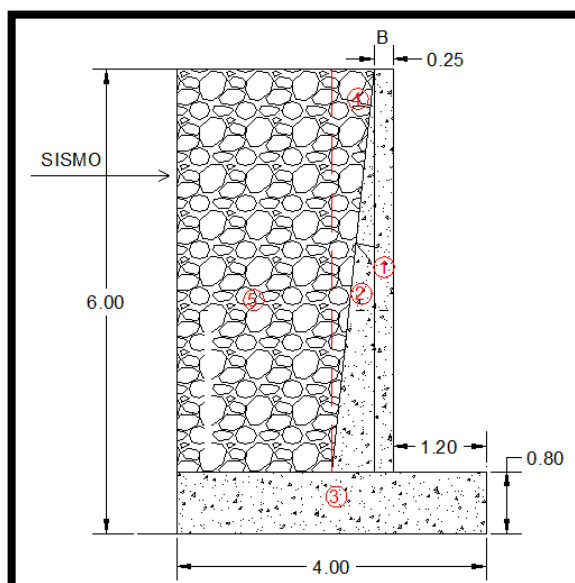


Figura 24. Esquema de las diferentes secciones para el cálculo de áreas con la aplicación del sismo

Fuente: Roger Avelino

Tabla 4. Calculo de áreas en las secciones

FIGURA	L1(m)	L2(m)	AREA(m ²)
1	0,25	5,20	1,30
2	0,55	2,60	1,43
3	4,00	0,80	3,20
4	0,55	2,60	1,43
5	2,00	5,20	10,40

Fuente: Roger Avelino

Calculo de momentos

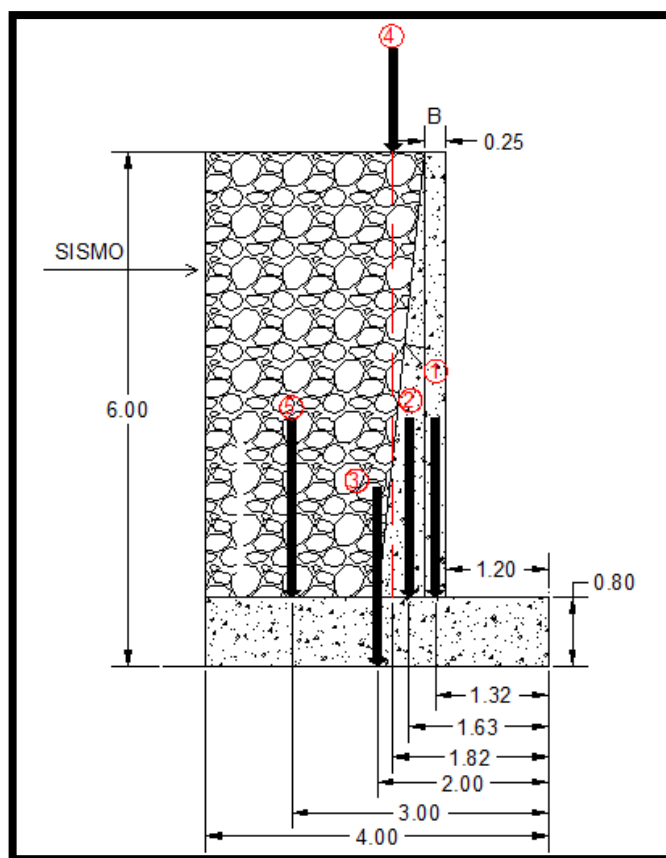


Figura 25. Grafica de aplicación de cargas más el sismo

Fuente: Roger Avelino

Tabla 5. Calculo de momentos en la estructura

FIGURA	AREA(m2)	$\delta(t/m3)$	w(t/m)	X(m)	Momento (t-m)
1	1,30	2,40	3,12	1,32	4,12
2	1,43	2,40	3,43	1,63	5,59
3	3,20	2,40	7,68	2,00	15,36
4	1,43	1,80	2,57	1,82	4,68
5	10,40	1,80	18,72	3,00	56,16
			35,53		85,92

Fuente: Roger Avelino

Tenemos que el momento resistente es MR= 85.92 Tn-m

4.5.2. Momentos actuantes.

Como primer paso calculamos el coeficiente de empuje activo estatico

$$K_A = \frac{\cos^2(\emptyset - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\emptyset + \delta)\sin(\emptyset - \beta)}{\cos(\delta + \theta)\cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

Reemplazando valores en formula tenemos:

$$K_A = \frac{\cos^2(30 - 6.03)}{\cos^2 6.03 \cdot \cos(20 + 6.03) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 20)\sin(30 - 0)}{\cos(20 + 6.03)\cos(0 - 6.03)}} \right]^2}$$

$$K_A = 0.34$$

Luego calculamos el empuje activo estático

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2$$

$$E_A = \frac{1}{2} 0.34 * 1.80 * 6.00^2$$

$$E_A = 11.02 \text{ tonf}$$

Su brazo de palana es H/3, donde:

$$B_p = \frac{H}{3} = \frac{6}{3} = 2\text{m}$$

Calculando el momento

$$MA = 11.02 \times 2 = 22.04 \text{ Tn-m}$$

4.5.2.1. Coeficiente de empuje activo dinámico.

$$K_A = \frac{\cos^2(\emptyset - \theta - \Psi)}{\cos^2 \Psi \cos^2 \theta \cdot \cos(\delta + \theta + \Psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\emptyset + \delta) \sin(\emptyset - \beta - \Psi)}{\cos(\delta + \theta + \Psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

$$\Psi = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right)$$

K_h = coeficiente sísmico vertical = A/2 (Recomendado)

K_v = coeficiente sísmico vertical = 0 a 0.05 (Recomendado)

$$K_h = \frac{A}{2}$$

$K_h = 0.20$ coeficiente sísmico horizontal

$K_v = 0$ Coeficiente sísmico vertical

(CIMENTACIONES DE CONCRETO ARMADO EN PUENTE, ING.

EDUARDO RIVERA REYES)

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{0.20}{1 - 0} \right)$$

$$\psi = 11.30^\circ$$

Reemplazando los valores en la fórmula tenemos:

$$K_D$$

$$= \frac{\cos^2(30 - 6.03 - 11.30)}{\cos^2 11.30 \cos^2 6.03 \cdot \cos(20 + 6.03 + 11.30) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 20) \sin(30 - 0 - 11.30)}{\cos(20 + 6.03 + 11.30) \cos(0 - 6.03)}} \right]^2}$$

$$K_D = 0.51$$

4.5.2.2. Fuerzas debido al empuje activo + sismo.

$$E_D = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2$$

$$E_D = \frac{1}{2} 0.51 * 1.80 * 6.00^2$$

$$E_D = 16.52 \text{ tonf}$$

4.5.2.3. Fuerza debido al sismo.

$$\Delta E_{AD} = E_D - E_A$$

$$\Delta E_{AD} = 16.24 - 11.02 = 5.50 \text{ tonf}$$

Calculando el momento

El punto de aplicación de este, está situado a $\frac{2}{3} H$ sobre la base del muro

$$x = \frac{2H}{3} = \frac{2*6}{3} = 4\text{m}$$

$$M_{\Delta E_{AD}} = \frac{2H * \Delta E_{AD}}{3} = \frac{2*6*5.50}{3} = 22.00 \text{ Tn-m}$$

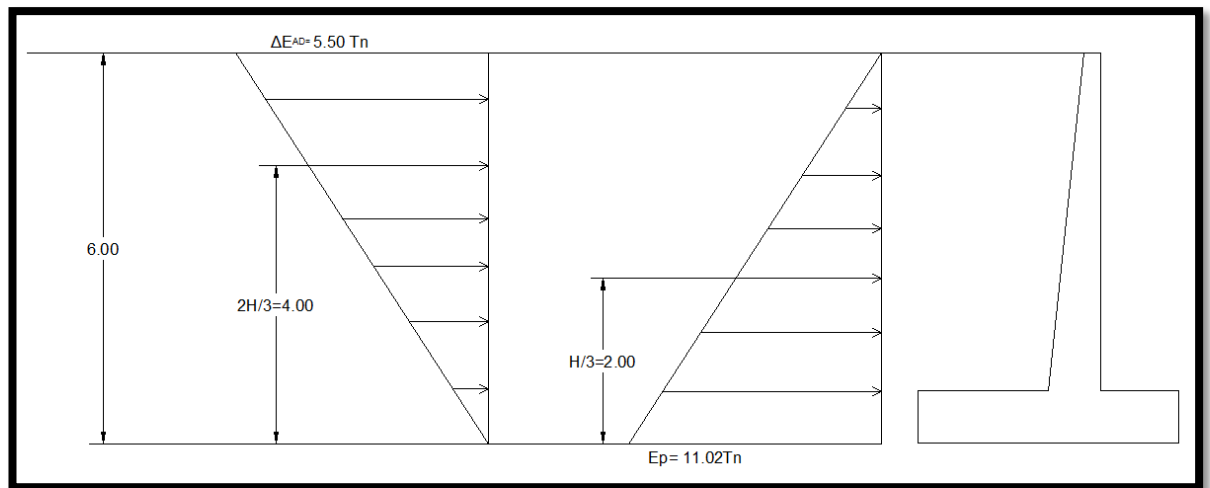


Figura 26. Aplicación de Empujes en la estructura
Fuente: Roger Avelino

4.5.3. Calculo de la fuerza de rozamiento.

Calculamos primero el ángulo de fricción suelo-muro

$$\delta = \frac{2\phi}{3} = \frac{2(30)}{3} = 20^\circ; \text{ (AASHTO 2010 – 3.11.5.9)}$$

Coeficiente de fricción

$$\mu = 0.57 \text{ (AASHTO 2010 – 3.11.5.3)}$$

La cohesión es 0.5 de c:

$$C' = 0.5 \times c = 0.5 \times 2.6 = 1.3 \text{ Tn/m}^2$$

Las componentes del empuje son perpendiculares a la pantalla, por lo tanto el empuje vertical es igual a 0.

La componente horizontal es igual a la suma del empuje activo, el empuje pasivo lo vamos a considerar cero (E_p), por lo que es impredecible que el relleno se mantenga en pie.

Con estos valores podemos la fuerza de rozamiento mediante La siguiente formula:

$$F_r = \mu (R_v) + c' \cdot B + E_p = 0.57 \times 21.29 + 1.3 \times 6 + 0 = 19.94 \text{ Tn}$$

4.5.4. Factor de seguridad al deslizamiento.

$$F_{sd} = \frac{\text{Fuerza de rozamiento } Fr}{\text{Empuje horizontal } Ea} = \frac{19.94}{11.02} = 1.80 > 1.5 \text{ "Ok"}$$

4.5.5. Factor de seguridad al volcamiento.

Momento resistente: 85.92 Tn-m

Momento volcamiento:

$$M\Delta E_{AD} = 22.04 + 22.00 = 44.04 \text{ Tn-m}$$

$$F_{sv} = \frac{\text{Momento resistente } Mr}{\text{Momento actuante } Ma} = \frac{85.92}{44.04} = 1.95 > 1.5 \text{ "Ok"}$$

4.5.6. Presión de contacto Muro-suelo de fundación.

Momento resiste o estabilizante del muro:

$$MR = 85.92 \text{ Tn-m}$$

Momento actuante del suelo:

$$MA = 44.04 \text{ Tn-m}$$

Peso W_i :

$$W_i = 35.53 \text{ Tn}$$

Con los datos obtenidos podemos calcular el valor del punto de aplicación

(X_r) medida desde el inicio del pie:

$$X_r = \frac{MR - MA}{W_i} = \frac{85.92 - 44.04}{35.53} = 1.18 \text{ m}$$

Calculo de la excentricidad:

$$e = \frac{B}{2} - X$$

$$e = \frac{4.00}{2} - 1.18 = 0.8$$

Presión de contacto Muro-suelo fundación

$$R = \frac{Wi}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \text{ (AASHTO 2010 – 11.6.3.2)}$$

$$R = \frac{35.53}{6.00} \left(1 \pm \frac{6(0.80)}{6.00} \right)$$

$$R_{max} = 10.66 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$R_{min} = -0.13 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

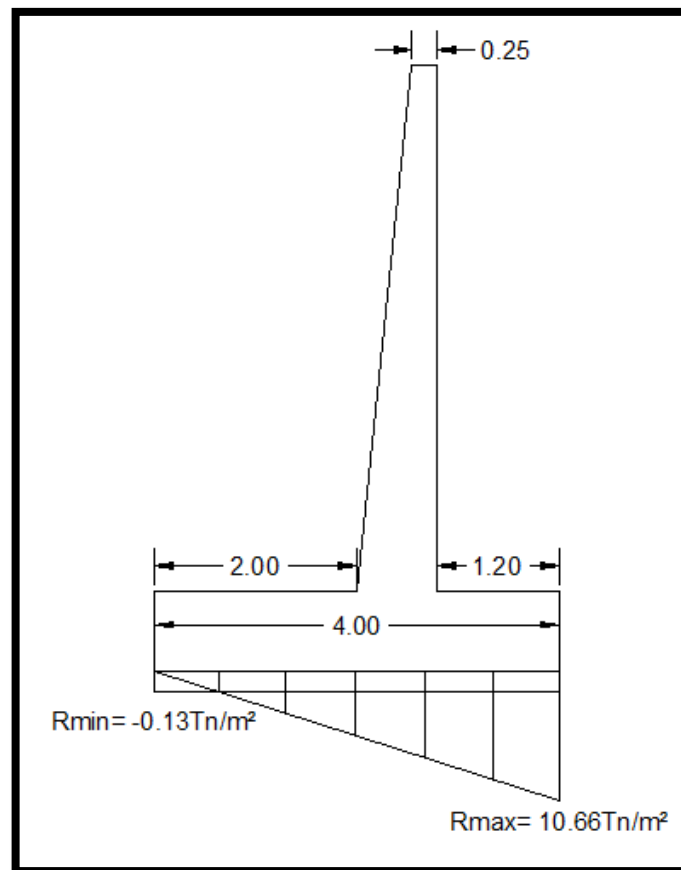


Figura 27. Grafica de reacciones debido al sismo
Fuente: Roger Avelino

4.6. Diseño de Hormigón Armado.

4.6.1. Diseño de la Pantalla.

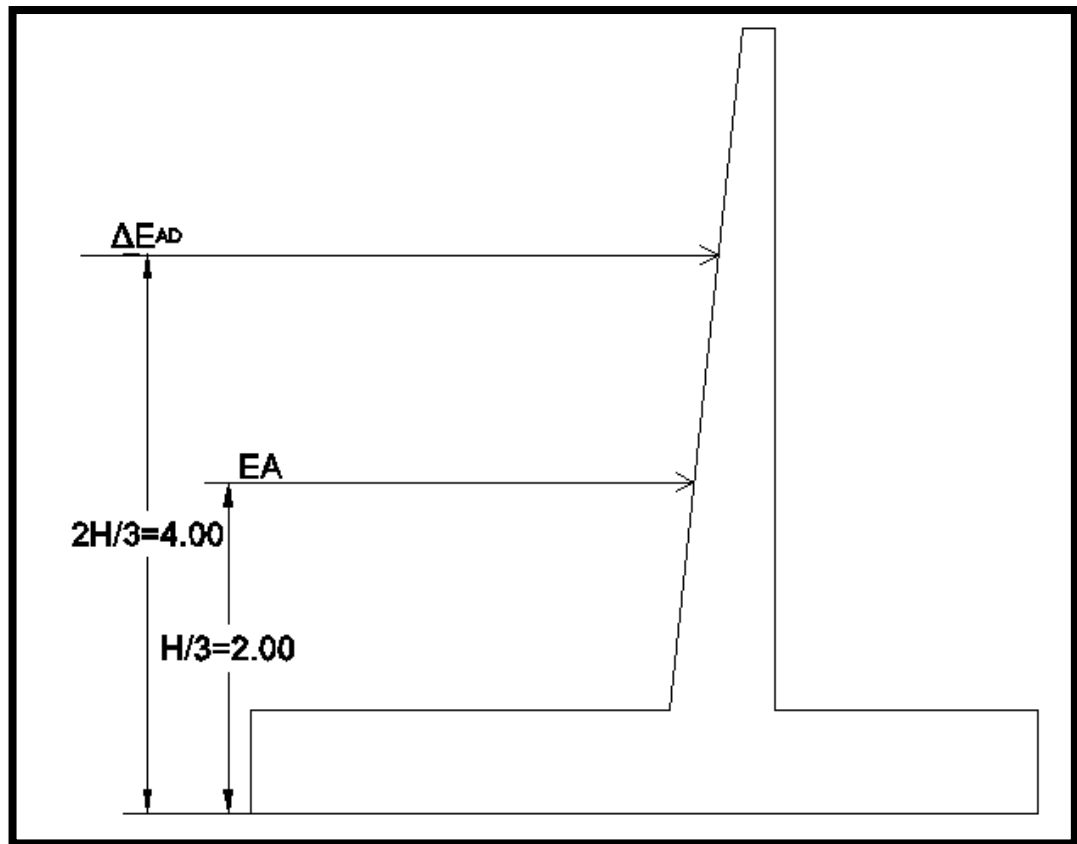


Figura 28. Grafica de aplicación de empujes con el sismo

Fuente: Roger Avelino

Fuerzas actuantes

$$E_A = 11.02 \text{ Tn}$$

$$\Delta E_{AE} = 5.50 \text{ Tn}$$

Factor de mayoración de cargas: se calculan las solicitaciones máximas para las combinaciones llamadas Resistencia 1 y Evento extremo 1 los factores de mayoración tomados de la AASTHO 2010 LRFD 3.4.1-2.

$$E_A = 11.02 \times 1.50 = 16.53 \text{ Tn}$$

$$\Delta P_{AE} = 5.50 \times 1.50 = 8.25 \text{ Tn}$$

Momento Último

$$M_u = 16.53 \times 2.00 + 8.25 \times 4.00 = 66.06 \text{ Tn-m}$$

Cortante Ultimo

$$V_u = 16.53 + 8.25 = 24.78 \text{ Tn}$$

Chequeo por cortante como viga

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$(0.53)\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d > V_u$$

$$0.75 \times (0.53)\sqrt{280} \times 100 \times 70 > V_u$$

$$46.56 \text{ Tn} > 24.78 \text{ Tn "ok"}$$

Calculo de As:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

$$a = 70 - \sqrt{70^2 - \frac{2(6606000)}{(0.9) \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 100}}$$

$$a = 4.55 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{6606000}{(0.9) \cdot 4200 \cdot \left(70 - \frac{4.55}{2}\right)} = 25.80 \text{ cm}^2$$

$$\phi 25 \text{ c}20\text{cm} + \text{ref } \phi 14 \text{ c}20\text{cm}$$

Refuerzo por contracción y temperatura

$$A_s = 0.0018 b \cdot d$$

$$A_s = 0,0018(100) \left(\frac{25 + 80}{2} \right) = 9,45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{9.45}{2} = 4.725 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing 14 \text{ c} 20 \text{ cm}$$

4.6.2. Diseño Estructural del Pie.

$$R_{\max} = 1.50 \times 11.02 = 16.53 \text{ Tn/m}^2$$

$$R_{\min} = 1.50 \times 5.50 = 8.25 \text{ Tn/m}^2$$

$$\text{Pendiente } m = \frac{16.53 - 8.25}{4.00} = 2.07 \text{ Tn/m}^2$$

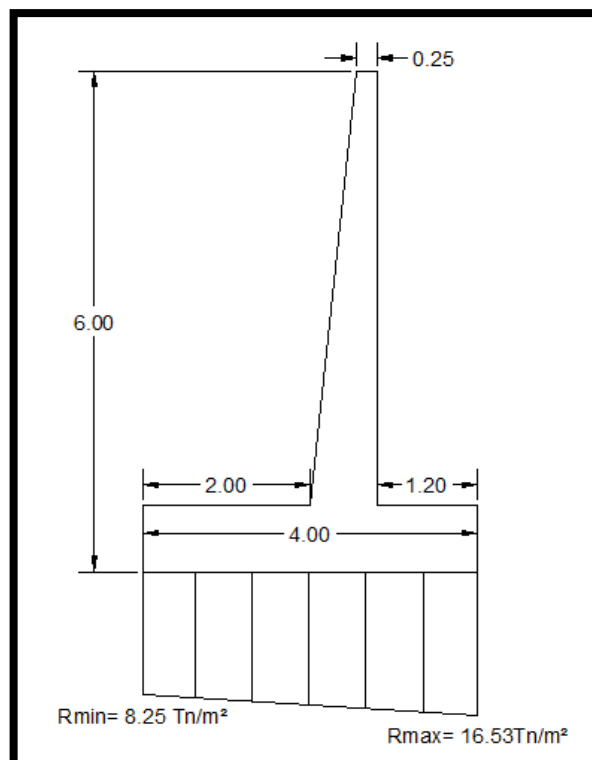


Figura 29. Grafica de reacciones mayoradas

Fuente: Roger Avelino

Esfuerzo al comienzo del pie:

$$\sigma_{11} = R_{min} + (R_{max} - R_{min}) \frac{(B - Pie)}{B}$$

$$\sigma_{11} = 8.25 + (16.53 - 8.25) \frac{(4.00 - 1.20)}{4.00} = 14.04 \text{ Tn/m}^2$$

$$R_{t1} = \sigma_{11} * Pie * 100 * 100 = 6.42 * 1.2 * 100 * 100 = 77.04 \text{ Tn}$$

$$R_{t2} = Pie * 100 * 100 \frac{(R_{max} - \sigma_{11})}{2} = 4.00 * 100 * 100 \frac{(7.17 - 6.42)}{2} = 15.00 \text{ Tn}$$

$$M_{pie} = R_{t1} * \frac{Pie}{2} + R_{t2} * \frac{Pie}{3} = 77.04 * \frac{1.2}{2} + 15.00 * \frac{1.2}{3} = 52.22 \text{ Tn-m}$$

$$V_{pie} = R_{t1} + R_{t2} = 77.04 + 15.00 = 92.04 \text{ Tn}$$

$$a = 70 - \sqrt{70^2 - \frac{2(5222000)}{(0.9) \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 100}} = 3.57 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{5222000}{(0.9) \cdot 4200 \cdot \left(70 - \frac{3.57}{2}\right)} = 20.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0018bd = 0.0018 (100) \cdot (70) = 12.60 \text{ cm}^2$$

$$\phi 18 \text{ c} 20 \text{ cm}$$

4.6.3. Diseño Estructural del Talón

Escogemos el primer caso ya que es el más desfavorable

$$R = \frac{35.53}{6.00} \left(1 \pm \frac{6(0.21)}{6.00}\right)$$

$$R_{max} = 7.17 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$$

$$R_{min} = 4.68 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2}$$

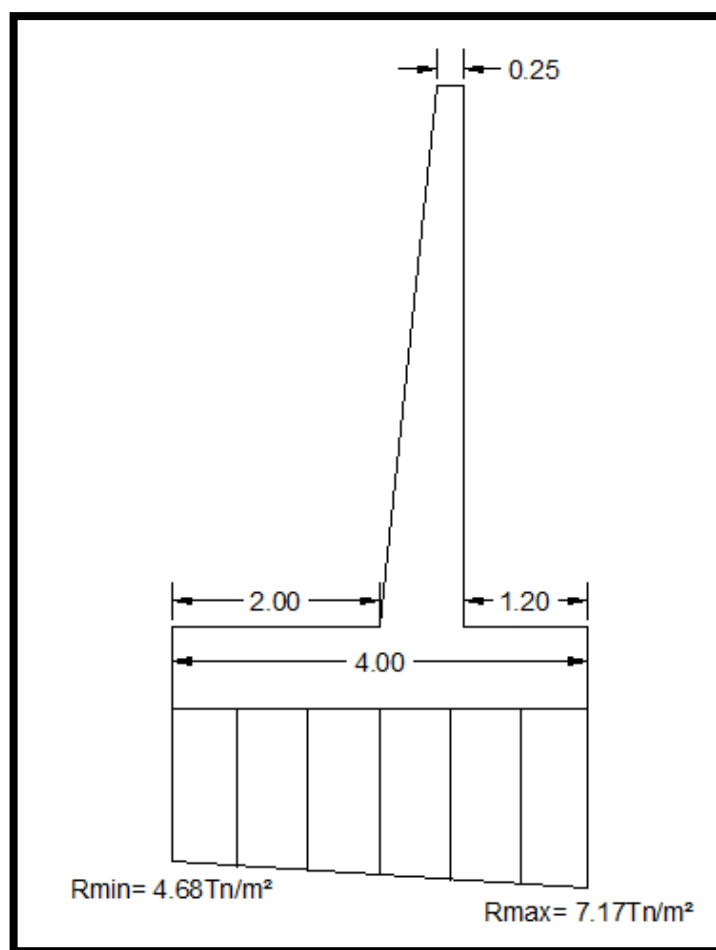


Figura 30. Grafica de reacciones escogidas para el diseño
Fuente: Roger Avelino

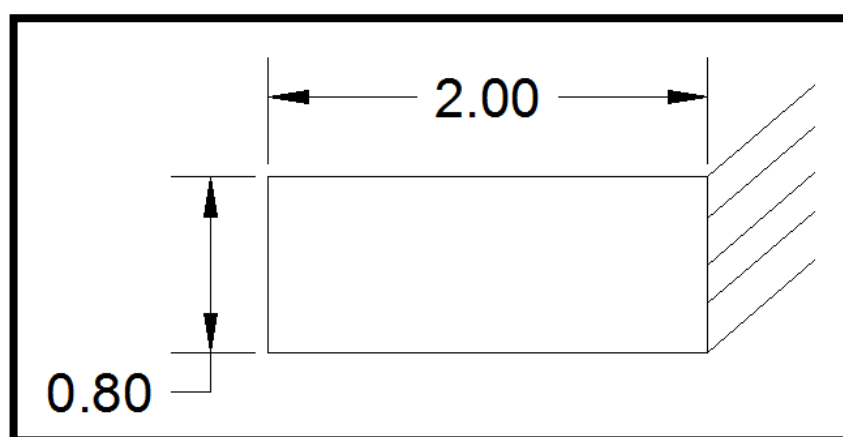


Figura 31. Talón de la estructura
Fuente: Roger Avelino

$$\text{Peso Propio} = 0.80 \times 2.00 \times 2.40 = 3.84 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Peso de relleno} = 1.80 \times 5.20 \times 2.00 = 18.72 \text{ Tn/m}$$

$$W_u = 1.20 (3.84 + 18.72) = 27.07 \text{ Tn/m}$$

$$M_u = \frac{18.82(2.00)}{2} \cdot \frac{2(2.00)}{3} = 25.09 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$a = 70 - \sqrt{70^2 - \frac{2(2509000)}{(0.9) \cdot 0.85 \cdot 280 \cdot 100}} = 1.69 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{696000}{(0.9) \cdot 4200 \cdot \left(70 - \frac{1.69}{2}\right)} = 9.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0018bd = 0.0018 (100)(70) = 12.60 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset 18 \text{ c } 20 \text{ cm}$$

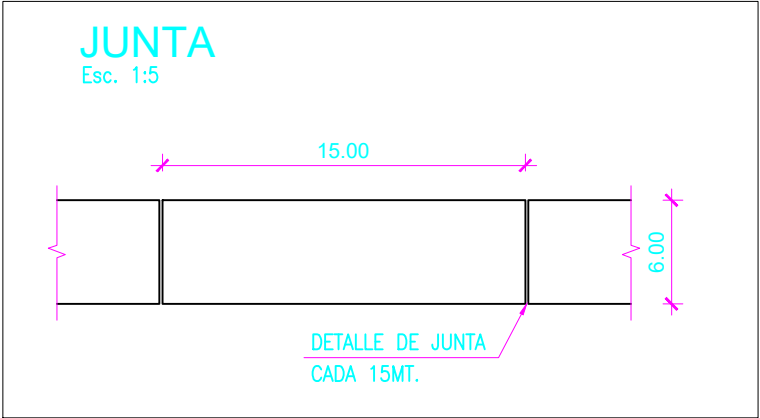
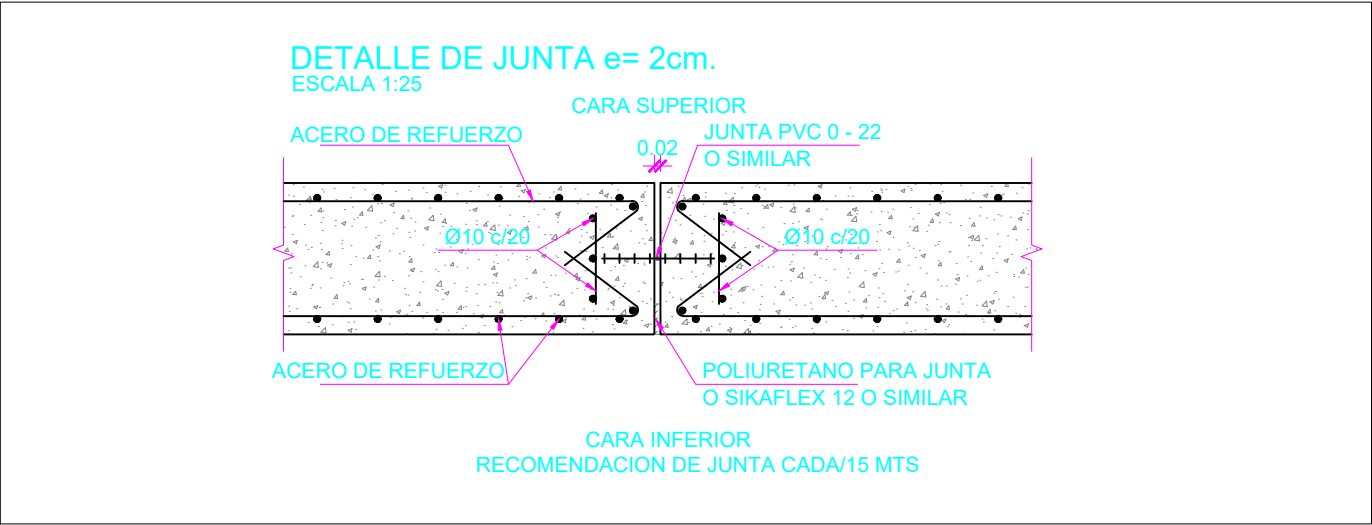
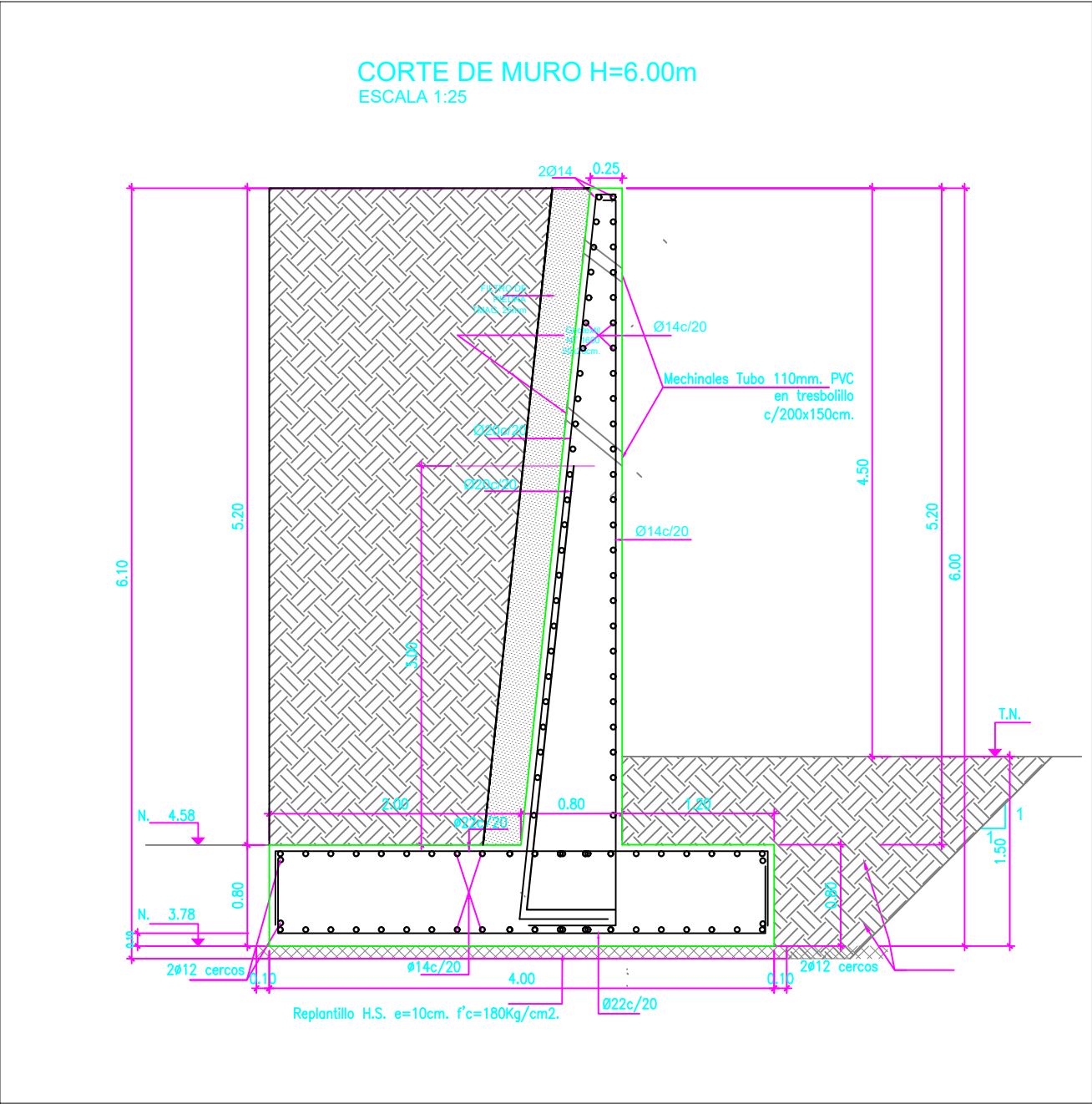
Conclusiones

Mediante este proyecto se puede apreciar la importancia de la aplicación de las normas que rigen para este tipo de estructuras, mediante la evaluación de cada de las cargas con sus respectivos factores de mayoración, reducción e importancia según el proyecto. El mismo que nos ayuda a poder diseñar una estructura optima, tanto por secciones y económica para su construcción, capaz de resistir las cargas y sobrecargas que se presenten las mismas con la que fue diseñada.

Recomendaciones

Es recomendable apoyarse por algún software para poder comprobar los cálculos que se hayan elaborado manualmente, pero no dejarse llevar por completo por los resultados sin haberlos interpretado bien con los conocimientos y criterios aprendidos a lo largo de la carrera.

Anexos



1. TODAS LAS DIMENSIONES Y ELEVACIONES ESTÁN EN MILÍMETROS, A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO.
2. SE DEBERÁ REALIZAR UN REPLANTEO PARA LA CONSTRUCCION
3. NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-2015)
4. REGLAMENTO ACI 318-2008
5. HORMIGÓN DE LOSA $f'c=28$ Mpa. (280Kg/cm2)
(RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS)
6. RESISTENCIA PROMEDIO REQUERIDA DEL PROVEEDOR $f'c=+30$ Kg/cm2
(ACI 318-05, R5.3.2)
7. HORMIGÓN DE REPLANTILLO $f'c=14$ Mpa. (140Kg/cm2)
8. RESISTENCIA DEL ACERO $f_y=420$ Mpa. (4200Kg/cm2)
9. RECUBRIMIENTOS: LOSAS Rec.=100mm.
10. LONGITUD MINIMA DE TRASLAPÉ, $L_t=48d_b$
11. LAS DIMENSIONES CON LA MARCA (*) DEBERÁN SER VERIFICADAS Y AJUSTADAS POR EL CONSTRUCTOR EN CAMPO

△						
△						
△						
△						
REV.	FECHA	DESCRIPCION	DIB	CHEQ	REVD	APRO

CALCULO ESTRUCTURAL :

PROYECTO :

MURO DE CONTENION

CONTENIDO :

ALZADO Y DETALLE DE ARMADO DEL MURO

DISEÑO ESTRUCTURAL :

PLANO NO.

Referencias bibliográficas

- www.desarrollo-de-muros.com
- www.acerosymaderas.blogspot.com/
- www.google.com.ec/maps/@-2.1257122,80.0011689,690m/data=!3m1!1e3
- 2010 AASTHO LRFD
- TESIS: ALARCON LUNA CARLOS MAURICIO; CONSTRUCCION DE MURO DE CONTENCION CON CONTRAFUERTE
- CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION; NEC-SE-DS 20
- ING. EDUARDO REYES (2003); LIMA-PERÚ



Presidencia
de la República
del Ecuador



Plan Nacional
de Ciencia y Tecnología
Innovación y saberes



REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA		
FICHA DE REGISTRO DE TESIS		
TÍTULO Y SUBTÍTULO	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE HORMIGÓN ARMADO EN CERRAMIENTO PERIMETRAL, LADO OESTE DEL HOSPITAL DE MONTE SINAI	
AUTOR/ES: Roger Alexis Avelino Zambrano	REVISORES: Ing. Pablo Lindao Ing. Flavio Lopez, M.Sc. Ing. Douglas Iturburu, M.Sc.	
INSTITUCIÓN: Universidad de Guayaquil	FACULTAD: De Ciencias Matemáticas y Físicas	
CARRERA: Ingeniería civil		
FECHA DE PUBLICACIÓN: 2016	Nº DE PÁGS: 58	
ÁREAS TEMÁTICAS: Análisis, Diseño, Muro, Contención, Hormigón Armado		
PALABRAS CLAVE: <ANÁLISIS-DISEÑO-ESTRUCTURAL-MURO-HORMIGÓN>		
RESUMEN: El presente trabajo comprende el análisis y diseño estructural de un muro de hormigón armado, el mismo que por las solicitudes y demandas, la problemática del proyecto fue analizado cada uno de sus componentes y datos de cargas. Una vez conocidos los datos requeridos, se llevó a cabo el predimensionamiento de las partes que comprende nuestro muro de hormigón armado, análisis de cargas que incluyen el peso propio, sobrecargas, evento extremo y cada una de ellas mayoradas para el diseño respectivo, por lo que se tomaron en cuenta las vigentes que rigen en la actualidad para todo tipo de nuestras estructuras. Cada parte que comprende la estructura fue analizada con los respectivos estados de cargas normados para poder llevar a cabo nuestro diseño, el mismo que con la ayuda de un software se verificó los resultados. Es importante revisar y saber interpretar los resultados obtenidos mediante el software de apoyo y el cálculo tradicional, ya que de esta manera se puede realizar un diseño óptimo para que nuestra estructura trabaje de forma eficiente ante cualquier evento, teniendo en cuenta que cumpla las normas vigentes para que futuras generaciones hagan buen uso de este trabajo de investigación.		
N. DE REGISTRO (en base de datos):	Nº. DE CLASIFICACIÓN:	
DIRECCIÓN URL (tesis en la web):		
ADJUNTOS PDF:	☒ SI	☐ NO
CONTACTOS CON AUTOR/ES: CONTACTO EN LA INSTITUCIÓN:	Teléfono: 2-049576	E-mail: rogeravelino7@gmail.com
	Nombre: FACULTAD DE CIENCIAS MATEMÁTICAS Y FÍSICAS	
	Teléfono: 2-283348	