



UNIVERSIDAD LAICA “ELOY ALFARO” DE MANABÍ

Título:

Análisis y Diseño Pseudoestático de un Muro de contención de Hormigón Armado para contener un relleno con material granular con altura libre de 3.00 metros

Autor:

Steven Eduardo Chila Lucas

Tutor:

Ing. Guillermo Humberto Pazmiño Balda

Unidad Académica:

Unidad Académica de Formación Técnica y Tecnológica

Carrera:

Tecnología Superior en Construcciones Sismorresistente.

Sucre, 27 /11 / de 2025

CERTIFICACION DEL TUTOR

Ing. Guillermo Humberto Pazmiño Balda; docente de la Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí, Unidad Académica de Formación Técnica y Tecnológica, en calidad de Tutor.

CERTIFICO:

Que el presente proyecto de investigación con el título: “Análisis y Diseño Pseudoestático de un Muro de contención de Hormigón Armado para contener un relleno con material granular con altura libre de 3.00 metros ” ha sido exhaustivamente revisado en varias sesiones de trabajo, está listo para su presentación y apto para su defensa.

Las opciones y conceptos vertidos en este documento son fruto de la perseverancia y originalidad de su autor:

Steven Eduardo Chila Lucas

Siendo de su exclusiva responsabilidad.

Sucre, ¡**Error! No se encuentra el origen de la referencia.**



Ing. Guillermo Humberto Pazmiño Balda

TUTOR

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Quien suscribe la presente:

Steven Eduardo Chila Lucas

Estudiante de la Carrera de **Tecnología Superior en Construcciones Sismorresistente**, declaro bajo juramento que el presente proyecto de investigación cuyo título: “Análisis y Diseño Pseudoestático de un Muro de contención de Hormigón Armado para contener un relleno con material granular con altura libre de 3.00 metros ”, previa a la obtención del Título de Tecnólogo Superior en Construcciones Sismorresistente, es de autoría propia y ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros y consultando las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

Sucre, ¡**Error! No se encuentra el origen de la referencia.**



Steven Eduardo Chila Lucas



APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Los miembros del Tribunal Examinador aprueban el Trabajo de Titulación con modalidad Proyecto de investigación, titulado: “Análisis y Diseño Pseudoestático de un Muro de contención de Hormigón Armado para contener un relleno con material granular con altura libre de 3.00 metros ” de su autor: *Steven Eduardo Chila Lucas* de la Carrera “**Tecnología Superior en Construcciones Sismorresistente**”, y como Tutor del Trabajo el Ing. Guillermo Humberto Pazmiño Balda.

Sucre¡**Error! No se encuentra el origen de la referencia.**

Ing. Víctor Nevárez Barberán, Mg.
Pazmiño Balda

DECANO

Ing. Guillermo Humberto

TUTOR

PRIMER MIEMBRO TRIBUNAL

SEGUNDO MIEMBRO TRIBUNAL

S.E. Ana Isabel Zambrano Loor

SECRETARIA
AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios, a mis padres y hermanos por estar siempre conmigo en este transcurso de mi vida universitaria, a mis compañeros por su ayuda y compañerismo brindado en todo este tiempo, a mis maestros de formación universitaria, a mi tutor, Ing. Guillermo Pazmiño Balda, por su orientación, paciencia y enseñanza.

Steven Eduardo Chila Lucas

DEDICATORIA

Dedicado a mi Padres: Lidia Lucas y Fabricio Chila.

Steven Eduardo Chila Lucas

RESUMEN

El análisis pseudoestático del muro de hormigón armado se realizó para verificar la estabilidad global de la estructura contra volcamiento, deslizamiento y capacidad portante. Este análisis consiste en aplicar fuerzas al sistema del muro; estáticas, considerando el peso del relleno, el peso propio de la estructura, reacción del suelo y el empuje activo estático del suelo; dinámicas, fuerza sísmica horizontal y fuerza sísmica del peso propio. Una vez que se comprobó la estabilidad global de la estructura, se procede a analizar la resistencia estructural del muro (concreto), donde se verifica la resistencia por cortante y flexión, además de comprobar su excentricidad. Finalmente, con todas las verificaciones cumplidas, se procede a diseñar el acero de refuerzo por flexión, tanto en la zapata como en el muro vertical (pantalla del muro).

PALABRAS CLAVE

Volcamiento, deslizamiento, empuje estático activo, capacidad portante, fuerza sísmica horizontal.

ABSTRACT

The pseudostatic analysis of the reinforced concrete wall was performed to verify the overall stability of the structure against overturning, sliding, and bearing capacity. This analysis consists of applying forces to the wall system: static, considering the weight of the fill, the structure's self-weight, soil reaction, and active static ground pressure; dynamic, horizontal seismic force, and self-weight seismic force. Once the overall stability of the structure was verified, the structural strength of the wall (concrete) was analyzed, verifying its shear and flexural strength, as well as its eccentricity. Finally, with all verifications completed, the flexural reinforcement steel was designed for both the footing and the vertical wall (wall diaphragm).

KEYWORDS

Overturning, sliding, static active ground pressure, bearing capacity, horizontal seismic force.

ÍNDICE

Contenido

CERTIFICACION DEL TUTOR	II
DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....	III
APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	IV
AGRADECIMIENTO	V
DEDICATORIA	VI
RESUMEN.....	VII
PALABRAS CLAVE	VII
ABSTRACT	VIII
KEYWORDS.....	VIII
ÍNDICE	IX
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	XI
ÍNDICE DE TABLAS.....	XI
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	1
1.1. TÍTULO	1
1.2. INTRODUCCIÓN	1
1.3. PROBLEMA	2
1.4. JUSTIFICACIÓN	3
1.4.1. Desde lo Académico	3
1.4.2. Desde lo Tecnológico.....	3
1.4.3. Desde la línea de investigación institucional	4
1.5. OBJETIVOS.....	4
1.5.1. Objetivo general	4
1.5.2. Objetivos específicos	4
1.6. METODOLOGÍA	4
1.6.1. Procedimiento	4
1.6.2. Técnicas.....	5
1.6.3. Métodos	6
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	7

2.1.	DEFINICIONES	7
2.2.	ANTECEDENTES	9
2.2.1.	Datos del proyecto	9
2.2.2.	Datos antes de ejecutar el proyecto	9
2.3.	TRABAJOS RELACIONADOS.....	10
CAPÍTULO III: DESARROLLO DE LA PROPUESTA.....		11
3.1.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GEOTÉCNICA DEL MURO	11
3.1.1.	Datos del muro de contención.....	11
3.1.2.	Cálculo de fuerzas y momentos resistentes.....	12
3.1.3.	Cálculo de fuerzas y momentos estáticos actuantes	14
3.1.4.	Verificación de estabilidad estática	14
3.1.5.	Cálculo de fuerzas y momentos pseudoestáticos actuantes 15	
3.1.6.	Verificación de estabilidad pseudoestática.....	17
3.1.7.	Verificación de la excentricidad	20
3.1.8.	Presiones máximas y mínimas sobre la base.	22
3.2.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DEL MURO .	24
3.2.1.	Determinación de esfuerzos de corte y flexión en la base .	24
3.2.2.	Determinación del esfuerzo de corte y flexión en la pantalla 29	
3.2.3.	Verificación de falla por corte y flexión en la base y pantalla 30	
3.3.	DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO	35
3.3.1.	Acero de refuerzo del muro de contención.....	35
CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		40
4.1.	CONCLUSIONES	40
4.2.	RECOMENDACIONES	41
CAPÍTULO V: BIBLIOGRAFÍA		42
CAPÍTULO VI: ANEXOS		44
6.1.	PLANO INICIAL DE DISEÑO	44

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Datos del muro, Fuente: Autor	11
Ilustración 2: Fuerzas y brazos, Fuente: Autor	12
Ilustración 3: Muro con dentellón, Fuente: Autor	18
Ilustración 4: Presiones en el suelo, Fuente: Autor	23
Ilustración 5: Esquema de esfuerzos en las secciones crítica, Fuente: Autor...	24
Ilustración 6: Esquema de fuerzas cortantes en secciones críticas, Fuente: Autor	25
Ilustración 7: Esquema de momentos flectores en secciones críticas, Fuente: Autor	27
Ilustración 8: Muro Diseñado, Fuente: Autor	39

ÍNDICE DE TABLAS

No se encuentran elementos de tabla de ilustraciones.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. TÍTULO

Análisis y Diseño Pseudoestático de un Muro de contención de Hormigón Armado para contener un relleno con material granular con altura libre de 3.00 metros .

1.2. INTRODUCCIÓN

El análisis pseudoestático es un método consolidado en ingeniería geotécnica para evaluar la estabilidad sísmica de taludes y muros de contención mediante la aplicación de una fuerza horizontal equivalente. En los países que tienen elevada sismicidad como Ecuador, Perú, Chile, etc., este método permite realizar diseños que cumplen requisitos de seguridad ante eventos sísmicos importantes. Este método se sustenta con los criterios establecidos por Hynes-Griffin y Franklin, (1984), ampliamente reconocidos y utilizados en la práctica profesional.

Según Marín Nieto, (1991), los muros de contención de hormigón armado se diseñan para retener masas de suelo o relleno, evitando desplazamientos en taludes de pendientes no estables. Su diseño debe asegurar estabilidad frente al deslizamiento, volcamiento y sobrecarga del terreno, considerando también presiones adicionales como agua subterránea o fuerzas dinámicas.

Un estudio realizado por Carrión y Vásquez, (1991), donde elaboraron un paquete de programas para el cálculo y diseño de muros de contención, donde definen las diferentes fuerzas que actúan sobre un muro y las condiciones de paramento. También se tienen criterios para el diseño de muros de contención,

teniendo en cuenta sus coeficientes de seguridad y sus comprobaciones frente al volcamiento, deslizamiento y capacidad portante, para muros de gravedad, gaviones y muros en L.

Comprobar la estabilidad global de los muros de contención de fundamental, ya que se puede garantizar la estabilidad de la estructura frente a eventos sísmicos, sobre todo en la zona costera de nuestro país, donde su factor z es muy alto, y por ende se incrementan los riesgos de falla en las infraestructuras diseñadas para contener taludes. No se puede realizar el análisis estructural del muro, sin antes evidenciar sus factores de seguridad, de lo contrario se arriesgaría la seguridad de las vidas humanas y la inversión realizada.

Este tema de análisis de muros de contención, está relacionado de manera directa con la carrera de Tecnología en Construcción Sismorresistente, porque es parte de la formación profesional y será parte de los futuros trabajos de infraestructuras y obras civiles, aplicando los conocimientos impartidos de la mecánica de suelos y modelación estructural.

1.3. PROBLEMA

La Provincia de Manabí, es parte de la zona costera del Ecuador, considerada una de las regiones de mayor sismicidad del país, donde se construyen infraestructuras de contención en muchos proyectos de orden público y privado, en efecto de los trabajos realizados sin previo análisis y diseño sísmico, donde las consecuencias post sismos son terribles, causando perjuicios invaluable, que se tornan difíciles de entender cómo se puede construir sin un

estudio fundamentado en peligro sísmico, es uno de los problemas que debemos resolver.

Por tal razón, el planteamiento de este problema está enfocado en el análisis pseudoestático de un muro de contención de hormigón armado, definiendo su estabilidad geotécnica y estructural.

1.4. JUSTIFICACIÓN

1.4.1. Desde lo Académico

Es importante considerar un buen análisis y diseño de una infraestructura de contención, ya que nos garantiza la estabilidad de rellenos granulares sobre todo en zonas de elevada sismicidad. Esto contribuye evaluar de manera práctica los conocimientos adquiridos, facilitando los diseños estructurales adecuados. Por tal razón, desde el punto de vista académico, es importante para la formación en la práctica profesional, ya que se desarrollan habilidades técnicas en el marco de la sismorresistencia.

1.4.2. Desde lo Tecnológico

Desde lo tecnológico, tenemos la simulación precisa de los análisis de muros de contención con softwares especializados como GEO 5, Etabs, etc., brindando optimización y seguridad a los análisis pseudoestáticos, lo cual nos facilita y garantiza diseños más eficientes, conforme al ámbito ingenieril.

1.4.3. Desde la línea de investigación institucional

Es un trabajo orientado a diseños geotécnicos y estructurales, ya que el análisis propuesto enmarca los criterios sismorresistentes de la interacción suelo – estructura, donde se consideran las distintas formas de cargas sísmicas, lo cual nos promueve a innovar los objetivos que nos define la seguridad estructural de las infraestructuras, fortaleciendo la formación técnica y tecnológica de los estudiantes, impulsados por la institución académica.

1.5. OBJETIVOS

1.5.1. Objetivo general

Diseñar un muro de contención de hormigón armado mediante análisis pseudoestático para evaluar sus condiciones de estabilidad.

1.5.2. Objetivos específicos

- Analizar la estabilidad geotécnica del muro de contención.
- Analizar la estabilidad estructural del muro de contención.
- Diseñar el acero de refuerzo del muro de contención.

1.6. METODOLOGÍA

1.6.1. Procedimiento

Para realizar el análisis pseudoestático del muro de contención de hormigón armado, debemos seguir los siguientes pasos:

- Definir la geometría óptima para garantizar estabilidad por peso propio.
- Calcular las fuerzas resistentes que ayudan al muro a estabilizarse.

- Calcular los coeficientes de empuje activo del suelo, estático y dinámico.
- Calcular las fuerzas desestabilizadoras que actúan sobre el muro de contención, estáticas y dinámicas.
- Comprobar los factores de seguridad frente al volcamiento, deslizamiento y presiones en el suelo.
- Calcular la excentricidad de la resultante de las fuerzas verticales sobre la base del muro y comprobar su condición de diseño.
- Calcular los esfuerzos internos del muro de contención y compararlos con los esfuerzos externos provocados por las fuerzas actuantes sobre el muro.
- Verificar las resistencias por cortante y flexión del muro de contención, tanto en base como en paramento.
- Diseñar el acero de refuerzo en la base y paramento.

1.6.2. Técnicas

- **Teoría de Rankine:**

La teoría de Rankine, se aplica para calcular la presión lateral de tierra sobre el paramento del muro de suelos sin cohesión. Según Das, (1984), la teoría de Rankine nos permite calcular los empujes activo y pasivo del suelo sobre un muro de contención en condiciones de un suelo homogéneo, sin fricción con el muro y superficie de terreno horizontal. Aplicaremos este método para definir y calcular el coeficiente de empuje activo del suelo y el empuje horizontal del suelo sobre el paramento del muro.

- **Teoría de Mononobe – Okabe:**

Mononobe – Okabe es una extensión de la teoría de Coulomb que se usa para analizar las condiciones pseudoestáticas. Esta teoría consiste en incorporar una fuerza sísmica horizontal y vertical, que simula la aceleración sísmica, permitiendo estimar la máxima presión que debe resistir el muro en condiciones sísmicas. Según Marín Nieto, (1991), esta técnica se adapta a la teoría clásica del empuje, introduciendo los efectos sísmicos mediante fuerzas pseudoestáticas, manteniendo el análisis en equilibrio estático. Aplicaremos esta teoría para definir el coeficiente de empuje pseudoestático del suelo y la fuerza de empuje pseudoestática del suelo sobre el paramento del muro.

- **Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD):**

El método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD por sus siglas en ingles), es un método que amplifica las cargas actuantes y reduce la resistencia del material, siguiendo las normativas vigentes. El ACI 318-14, (2014), establece que el diseño de muros de contención debe realizarse utilizando el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), aplicando factores de carga y resistencia adecuados para garantizar la seguridad estructural. Este método se aplica para el diseño estructural y del acero de refuerzo del muro, tanto en la base como en el paramento.

1.6.3. Métodos

- **Método Analítico:**

El método analítico es un procedimiento de investigación que consiste en la descomposición de un todo en sus partes o elementos para observar sus

causas y efectos. Según Lopera Echavarría et al., (2010), este método se caracteriza por el uso de razonamientos lógicos y modelos matemáticos que permiten explicar, predecir y controlar los comportamientos observados a partir del análisis de sus partes constituyentes.

- **Método descriptivo:**

El método descriptivo es un método de investigación que describe las características de una situación o fenómeno, sin establecer las relaciones causa-efecto, detallando la descripción de la situación. Según Hernández, Fernández y Baptista, (2014), el método descriptivo se enfoca en la recopilación sistemática de información, que permite describir las características del fenómeno estudiado con precisión, facilitando el análisis y comprensión del objeto estudiado.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. DEFINICIONES

- **Análisis Pseudoestático:**

El análisis pseudoestático es un método simplificado para evaluar los muros de contención frente a cargas sísmicas. Consiste en transformar las cargas dinámicas de un sismo en cargas estáticas equivalentes, aplicadas a la estructura, lo cual, facilita el análisis y diseño sin envolvernos en un análisis dinámico complejo. Según Badillo y Rodríguez, (1997), el análisis pseudoestático es ideal para estudiar la estabilidad del muro de contención y calcular las presiones sísmicas activas del suelo sobre el muro, garantizando el cumplimiento de los factores de seguridad y desempeño estructural en condiciones sísmicas.

- **Muro de contención:**

Un muro de contención es una estructura que sirve para evitar que una masa de tierra o roca, ya sea horizontal o en pendiente, se precipite o se derrumbe; en síntesis, sirve para retener o contener una masa de suelo o roca. Según Lambe y Whitman, (1969), un muro de contención es una estructura diseñada para resistir las presiones laterales del suelo mediante un análisis que considera la interacción entre el muro y el terreno adyacente.

- **Hormigón armado:**

El hormigón armado es la combinación entre el hormigón simple compuesto por cemento hidráulico, áridos y agua en proporciones de diseño óptimo, y barras de acero de refuerzo, debidamente calculadas y situadas para resistir los efectos de flexo compresión, torsión, corte y tracción. Según Pérez Alamá, (2000), el hormigón armado es una técnica constructiva que combina las propiedades del hormigón y del acero, permitiendo que cada material actúe dentro de su zona óptima de resistencia.

- **Estabilidad geotécnica:**

La estabilidad geotécnica es la capacidad de un suelo o estructura, para resistir las fuerzas naturales o accidentales, sin experimentar fallas y desplazamientos. Según Crespo Villalaz, (2004), el análisis de estabilidad se basa en la evaluación de condiciones que puedan inducir deslizamientos, vuelcos o deformaciones excesivas, considerando factores como la resistencia al corte del suelo, talud o muro y las condiciones de saturación, asegurando la estabilidad geotécnica para prevenir colapsos y optimizar el comportamiento estructural del sistema suelo-estructura.

2.2. ANTECEDENTES

2.2.1. Datos del proyecto

La provincia de Manabí, ubicada en la costa ecuatoriana es una zona de alta actividad sísmica, en la cual, la construcción de un muro de contención debe ser analizado y diseñado con las mayores exigencias estructurales y geotécnicas para garantizar la estabilidad y seguridad sísmica.

Este proyecto investigativo, es parte de mi trabajo de titulación para la obtención de Tecnólogo Superior en Construcción Sismorresistente, a través de la Unidad Académica de Formación Técnica y Tecnológica de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, extensión Sucre, cuya formación se enfoca dentro de la carrera Tecnología Superior en Construcción Sismorresistente.

2.2.2. Datos antes de ejecutar el proyecto

Antes de ejecutar este proyecto, desconocía las características y detalles que implican el modelo de análisis pseudoestático de un muro de contención, por lo que, se toma como referencia los eventos sísmicos acaecidos en la provincia de Manabí que datan de 1998 y 2016. Por tal razón, es imperioso definir las condiciones para el análisis pseudoestático del muro de contención de hormigón armado, cumpliendo con las normativas vigentes y los diferentes métodos y técnicas que deriven en el cumplimiento de los factores de seguridad de la estructura.

En cumplimiento a lo dicho, es trascendental elegir un modelo estructural eficiente y funcional que garantice la estabilidad frente a eventos sísmicos en beneficio de la colectividad.

2.3. TRABAJOS RELACIONADOS

- En Europa:

Un estudio presentado por Fernández Gallego, (2024), donde detalla un análisis numérico para muros de hormigón armado en solicitaciones extremas como explosiones, mediante modelos computacionales para evaluar su comportamiento estructural dinámico.

- En otro país del continente americano:

Un estudio presentado por Mandujano Cárdenas, (2024), sobre el diseño geotécnico y estructural de muros de contención para la estabilización de una plataforma ubicada en Chinche, que aborda el diseño geotécnico y estructural considerando la dinámica de suelos de la región.

- En otra provincia del Ecuador:

Un estudio realizado por Lucero Pardo, Pachacama Caiza y Rodríguez Montero, (2012), sobre análisis y diseño de muros de contención, se enfoca en la estabilidad de los taludes y su resistencia estructural. El trabajo incluye una revisión de diferentes tipos de muros, materiales y cargas, el análisis geotécnico y los métodos para garantizar seguridad y funcionalidad estructural bajo condiciones diversas, enfocados a proyectos de ingeniería.

- En otro Cantón de Manabí:

Un estudio realizado por Peralta Delgado, (2019), sobre el diseño de un muro de contención de hormigón armado en Paloya, Jipijapa, indica que todo muro debe resistir las cargas provocadas por empujes, fuerzas gravitatorias y reacciones del suelo, sin que afecte la estabilidad frente a efectos de volcamiento, deslizamiento y asentamiento.

CAPÍTULO III: DESARROLLO DE LA PROPUESTA

3.1. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GEOTÉCNICA DEL MURO

3.1.1. Datos del muro de contención

- Datos Geométricos:

$$H_p = 3.00 \text{ m}$$

$$c = 0.30 \text{ m}$$

$$B = 2.30 \text{ m}$$

$$P = 0.65 \text{ m}$$

$$T = 1.35 \text{ m}$$

$$h_z = 0.30 \text{ m}$$

$$D_f = 0.60 \text{ m}$$

- Datos Geotécnicos:

$$\phi = 32^\circ$$

$$\gamma_s = 1.85 \text{ t/m}^3$$

$$\sigma = 2.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C = 0.00 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Sin Cohesión)}$$

- Datos Estructurales:

$$F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma_c = 2.40 \text{ t/m}^3$$

$$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

- Datos Sísmico:

$$k_h = 0.12 \text{ (Coeficiente sísmico horizontal)}$$

$$k_v = 0.50 * k_h = 0.05 \text{ (Coeficiente sísmico vertical)}$$

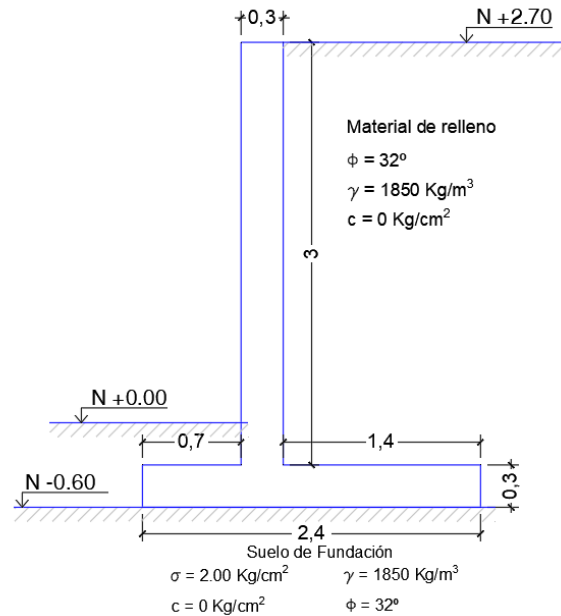


Ilustración 1: Datos del muro, Fuente: Autor

3.1.2. Cálculo de fuerzas y momentos resistentes

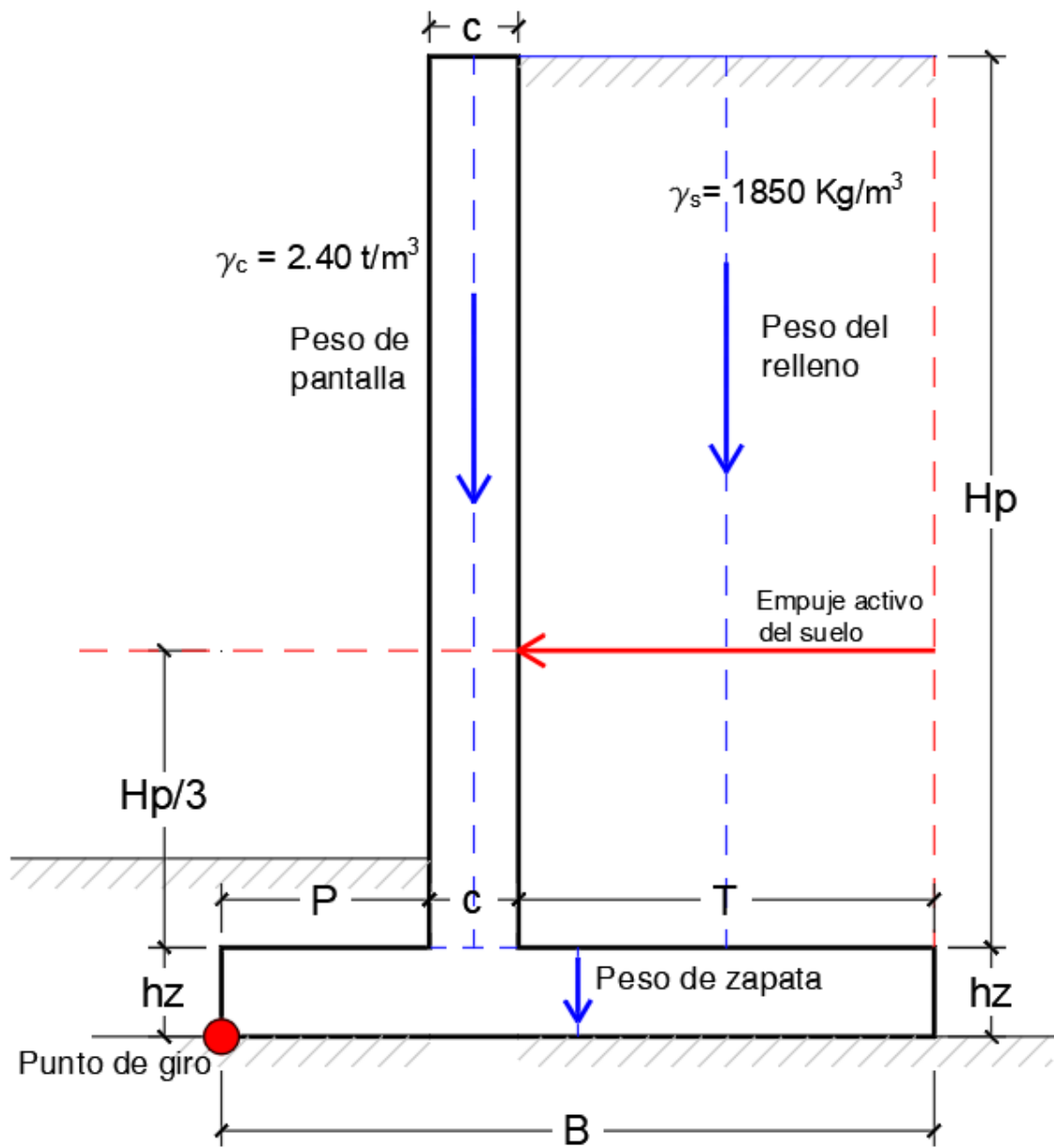


Ilustración 2: Fuerzas y brazos, Fuente: Autor

- **Peso de Zapata:**

$$V_{zapata} = B * h_z = 2.30 * 0.30 = 0.69 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$W_{zapata} = \gamma_c * V_{zapata} = 2.40 * 0.69$$

$$W_{zapata} = 1.66 \text{ t/m}$$

- **Momento resistente producido por la zapata:**

$$\text{Brazo de palanca} = B/2 = 2.30 / 2 = 1.15 \text{ m}$$

$$M_{\text{zapata}} = W_{\text{zapata}} * \text{Brazo de palanca} = 1.66 * 1.15$$

$$\mathbf{M_{zapata} = 1.91 \text{ t-m/m}}$$

- **Peso de pantalla o paramento:**

$$V_{\text{pantalla}} = c * H_p = 0.30 * 3.00 = 0.90 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$W_{\text{pantalla}} = \gamma_c * V_{\text{pantalla}} = 2.40 * 0.90$$

$$\mathbf{W_{pantalla} = 2.16 \text{ t/m}}$$

- **Momento resistente producido por la pantalla:**

$$\text{Brazo de palanca} = P + c / 2 = 0.65 + (0.30 / 2) = 0.80 \text{ m}$$

$$M_{\text{pantalla}} = W_{\text{pantalla}} * \text{Brazo de palanca} = 2.16 * 0.80$$

$$\mathbf{M_{pantalla} = 1.73 \text{ t-m/m}}$$

- **Peso total del muro y momento resistente:**

$$\text{Peso total del muro} = W_{\text{zapata}} + W_{\text{pantalla}} = 1.66 + 2.16$$

$$\mathbf{\text{Peso total del muro, } P_p = 3.82 \text{ t/m}}$$

$$\text{Momento peso propio } M_{pp} = M_{\text{zapata}} + M_{\text{pantalla}} = 0.88 + 0.58$$

$$\mathbf{\text{Momento peso propio, } M_{pp} = 1.46 \text{ t-m/m}}$$

- **Peso del relleno sobre talón:**

$$V_{\text{relleno}} = T * H_p = 1.35 * 3.00 = 4.05 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$W_{\text{relleno}} = \gamma_s * V_{\text{relleno}} = 1.85 * 4.05$$

$$W_{\text{relleno}} = 7.49 \text{ t/m}$$

- **Momento resistente producido por el relleno:**

$$\text{Brazo de palanca} = P + c + T / 2 = 0.65 + 0.30 + (1.35 / 2) = 1.63 \text{ m}$$

$$M_{\text{relleno}} = W_{\text{relleno}} * \text{Brazo de palanca} = 7.49 * 1.63$$

$$M_{\text{relleno}} = 12.21 \text{ t-m/m}$$

3.1.3. Cálculo de fuerzas y momentos estáticos actuantes

- **Empuje activo del suelo:**

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - F/2) = \tan^2 (45^\circ - 32^\circ / 2)$$

$$K_a = 0.31$$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s * H_p^2 * K_a = \frac{1}{2} * 1.85 * (3.00)^2 * 0.31$$

$$E_a = 2.58 \text{ t/m}$$

- **Momento actuante por Empuje activo del suelo:**

$$M_a = E_a * (h_z + H_p / 3) = 2.58 * (0.30 + (3.00 / 3))$$

$$M_a = 3.35 \text{ t-m/m}$$

3.1.4. Verificación de estabilidad estática

- **Factor de seguridad contra volcamiento:**

$$FSV = \frac{M_r}{M_a} \geq 1.50$$

$$M_r = M_{pp} + M_{\text{relleno}} = 1.46 + 12.21$$

$$M_r = 13.67 \text{ t-m/m}$$

$$Ma = 3.35 \text{ t-m/m}$$

$$FSV = \frac{13.67}{3.35} = 4.08 \geq 1.50$$

Cumple FSV

- **Factor de seguridad contra deslizamiento:**

$$FSD = \frac{Fr}{Fa} \geq 1.50$$

$$Fr = \mu * (Pp + Wrelleno) + B*C + Ep$$

$$\mu = \tan \frac{2}{3} \varphi = \tan (2/3 * 32^\circ)$$

$$\mu = 0.39$$

$$Pp = 3.82 \text{ t/m}$$

$$Wrelleno = 7.49 \text{ t/m}$$

$$B*C = 0 \text{ (Cohesión = 0)}$$

$$Ep = 0 \text{ (No consideramos el empuje pasivo sobre el muro)}$$

$$Fr = 0.39 * (3.82 + 7.49)$$

$$Fr = 4.41 \text{ t/m}$$

$$Fa = Ea$$

$$Fa = 2.58 \text{ T/m}$$

$$FSD = \frac{4.41}{2.58} = 1.71 \geq 1.50$$

Cumple FSD

3.1.5. Cálculo de fuerzas y momentos pseudoestáticos actuantes

- Coeficiente de empuje sísmico del suelo:

$$Kae = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos \theta * \cos^2 \delta} * \left[\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \theta)}{\cos \theta * \cos \delta}}} \right]^2$$

Donde:

$$\phi = 32^\circ$$

$$\beta = 0^\circ \text{ (Pantalla vertical)}$$

$$\delta = 2/3 \phi = 2/3 * 32^\circ = 21.33^\circ \text{ (Ángulo de fricción suelo – muro)}$$

$$\theta = \tan^{-1} * [kh / (1-kv)] \text{ (Ángulo de inercia sísmica)}$$

kh = 0.10 (Coeficiente sísmico horizontal, se adopta como una fracción conservadora, 50% de la aceleración sísmica de diseño, adecuada para muros rígidos en zonas de alta sismicidad como la provincia de Manabí).

kv = 0.05 (en zonas de alta sismicidad, se puede usar ($kv = 0.5 \times kh$) como valor conservador).

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{0.10}{(1-0.05)} \right) = 6.01^\circ$$

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(32^\circ - 6.01^\circ)}{\cos 6.01^\circ * \cos^2(21.33^\circ)} * \left[\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{\sin(32^\circ + 21.33^\circ) * \sin(32^\circ - 6.01^\circ)}{\cos 6.01^\circ * \cos 21.33^\circ}}} \right]^2$$

$$K_{ae} = \frac{0.808}{0.863} * \left[\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{(0.802 * 0.438)}{(0.995 * 0.932)}}} \right]^2 = \frac{0.808}{0.863} * \left[\frac{1}{1.615} \right]^2 = \frac{0.808}{2.25}$$

$$K_{ae} = 0.36$$

- **Empuje activo sísmico del suelo:**

$$E_{ae} = \frac{1}{2} g_s * H_p^2 * K_{ae}$$

$$E_{ae} = \frac{1}{2} * 1.85 * (3.00)^2 * 0.36$$

$$E_{ae} = 3.00 \text{ t/m}$$

- **Momento actuante por Empuje activo sísmico del suelo:**

$$M_{ae} = E_{ae} * (h_z + (H_p / 3)) = 3.00 * (0.30 + (3.00 / 3))$$

$$M_{ae} = 3.90 \text{ t-m/m}$$

3.1.6. Verificación de estabilidad pseudoestática

- **Factor de seguridad contra volcamiento:**

$$FSV = \frac{M_r}{M_{ae}} \geq 1.10$$

$$M_r = 13.67 \text{ t-m/m}$$

$$M_{ae} = 3.90 \text{ t-m/m}$$

$$FSV = \frac{13.67}{3.90} = 3.51 \geq 1.10$$

Cumple FSV

- **Factor de seguridad contra deslizamiento:**

$$FSD = \frac{F_{re}}{F_{ae}} \geq 1.10$$

$$F_{re} = \mu * (P_p + W_{relleno}) * (1 - k_v) = 0.39 * (3.82 + 7.49) * (1 - 0.05)$$

$$F_{re} = 4.19 \text{ t/m}$$

$$F_{ae} = E_{ae} + (P_p + W_{relleno}) * k_h$$

$$F_{ae} = 3.00 + (3.82 + 7.49) * 0.10$$

$$F_{ae} = 4.13 \text{ T/m}$$

$$FSD = \frac{4.19}{4.13} = 1.01 \leq 1.10$$

NO Cumple FSD

Como solución al problema de inestabilidad frente al volcamiento, podemos aumentar el ancho de la base o podemos incluir un dentellón en la base como llave de corte; por lo tanto, aumentamos la dimensión de la base e incluiremos un dentellón en la base. Ver Ilustración 3:

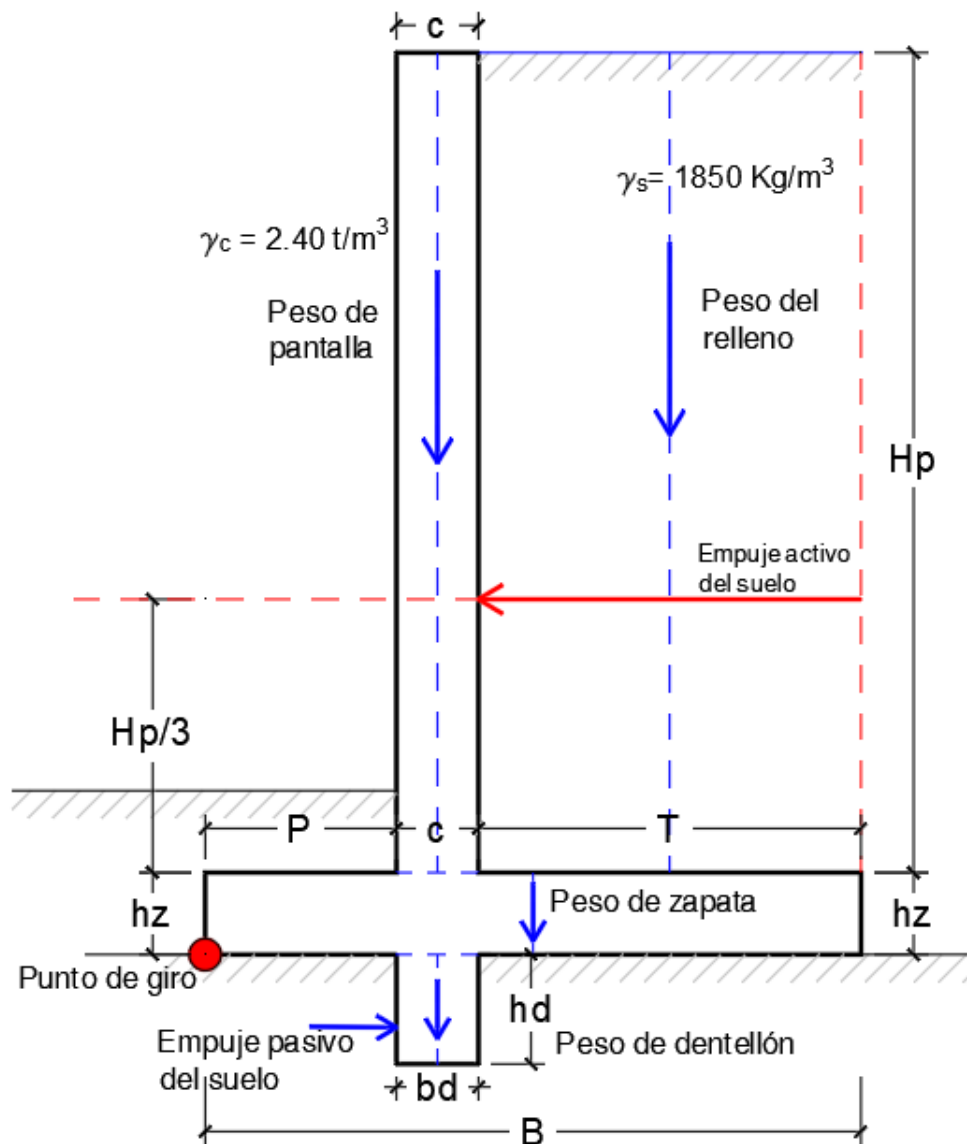


Ilustración 3: Muro con dentellón, Fuente: Autor

- **Dimensión del dentellón en la base:**

$$hd = 0.40 \text{ m}$$

$$bd = 0.30 \text{ m}$$

- **Peso del dentellón:**

$$W_{\text{dentellón}} = \gamma_c * V_{\text{dentellón}} = 2.40 * (0.40 * 0.30)$$

$$W_{\text{dentellón}} = 0.29 \text{ t/m}$$

- **Nueva medida de la base:**

$$T = 1.40 \text{ m}$$

$$P = 0.70 \text{ m}$$

$$B = 2.40 \text{ m}$$

- **Nuevo peso de la base:**

$$V_{\text{zapata}} = B * h_z = 2.40 * 0.30$$

$$V_{\text{zapata}} = 0.72 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$W_{\text{zapata}} = \gamma_c * V_{\text{zapata}} = 2.40 * 0.72$$

$$W_{\text{zapata}} = 1.73 \text{ t/m}$$

$$P_p = W_{\text{pantalla}} + W_{\text{zapata}} = 2.16 + 1.73$$

$$P_p = 3.89 \text{ T/m}$$

- **Peso del relleno sobre talón:**

$$V_{\text{relleno}} = T * H_p = 1.40 * 3.00$$

$$V_{\text{relleno}} = 4.20 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$W_{\text{relleno}} = \gamma_s * V_{\text{relleno}} = 1.85 * 4.20$$

$$W_{\text{relleno}} = 7.77 \text{ t/m}$$

- **Determinación del coeficiente de empuje estático pasivo:**

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + F/2) = \tan^2 (45^\circ + 32^\circ / 2)$$

$$K_p = 3.25$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_s * H p^2 * K_p = \frac{1}{2} * 1.85 * (0.30)^2 * 3.25$$

$$E_p = 0.27 \text{ t/m}$$

- **Determinación del peso propio del muro + dentellón:**

$$P_p = (W_{\text{pantalla}} + W_{\text{zapata}} + W_{\text{dentellón}}) = 2.16 + 1.66 + 0.29$$

$$P_p = 4.11 \text{ t/m}$$

- **Factor de seguridad contra deslizamiento:**

$$FSD = \frac{F_{re}}{F_{ae}} \geq 1.10$$

$$F_{re} = \mu * (P_p + W_{\text{relleno}}) * (1 - k_v) + E_p$$

$$F_{re} = 0.39 * (4.11 + 7.77) * (1 - 0.05) + 0.27$$

$$F_{re} = 4.67 \text{ t/m}$$

$$F_{ae} = E_{ae} + (P_p + W_{\text{relleno}}) * k_h$$

$$F_{ae} = 3.00 + (4.11 + 7.77) * 0.10$$

$$F_{ae} = 4.19 \text{ t/m}$$

$$FSD = \frac{4.67}{4.19} = 1.11 \geq 1.10$$

Cumple FSV

3.1.7. Verificación de la excentricidad

- **Cálculo del Momento resistente con dentellón:**

$$M_r = M_{pp} + M_{\text{relleno}}$$

$$M_{pp} = M_{\text{pantalla}} + M_{\text{zapata}} + M_{\text{dentellón}}$$

$$M_{\text{pantalla}} = W_{\text{pantalla}} * \text{brazo} = 2.16 * (0.70 + 0.30/2)$$

$$M_{\text{pantalla}} = 1.84 \text{ t-m/m}$$

$$M_{zapata} = W_{zapata} * brazo = 1.66 * (2.40/2)$$

$$\mathbf{M_{zapata} = 1.38 \text{ t-m/m}}$$

$$M_{dentellón} = W_{dentellón} * brazo = 0.29 * (0.70 + 0.30/2)$$

$$\mathbf{M_{dentellón} = 0.25 \text{ t-m/m}}$$

$$M_{pp} = 1.84 + 1.38 + 0.25$$

$$\mathbf{M_{pp} = 3.47 \text{ t-m/m}}$$

$$M_{relleno} = W_{relleno} * brazo = 7.77 * (0.70 + 0.30 + 1.40/2)$$

$$\mathbf{M_{relleno} = 13.21 \text{ t-m/m}}$$

$$M_r = M_{pp} + M_{relleno} = 3.47 + 13.21$$

$$\mathbf{M_r = 16.68 \text{ t-m/m}}$$

- **Punto de aplicación de la resultante de cargas verticales en condiciones estáticas:**

$$X_r = \frac{M_r - M_a}{P_p + W_{relleno}} = \frac{16.68 - 3.35}{4.11 + 7.77} = \frac{13.33}{11.88}$$

$$\mathbf{X_r = 1.12 \text{ m}}$$

- **Verificación de la excentricidad en condiciones estáticas:**

$$e_x = B/2 - X_r = 2.40/2 - 1.12$$

$$\mathbf{e_x = 0.08 \text{ m}}$$

$$\mathbf{B/6 = 0.40 \text{ m}}$$

$$e_x \leq B/6$$

$$\mathbf{0.08 \leq 0.40}$$

Cumple Excentricidad en condiciones estáticas

- Punto de aplicación de la resultante de cargas verticales en condiciones pseudoestáticas:

$$X_r = \frac{Mr - Mae}{Pp + Wrelleno} = \frac{16.68 - 3.90}{4.11 + 7.77} = \frac{12.78}{11.88}$$

$$X_r = 1.08 \text{ m}$$

- Cálculo y verificación de la excentricidad:

$$e_x = B/2 - X_r = 2.40 / 2 - 1.08$$

$$e_x = 0.12 \text{ m}$$

$$B/6 = 0.40 \text{ m}$$

$$0.12 \leq 0.40 \quad \text{Cumple Excentricidad en condiciones pseudoestáticas}$$

3.1.8. Presiones máximas y mínimas sobre la base.

- Presión máxima en la base, condiciones estáticas:

$$\sigma_{\max} = \frac{Rv}{B} * \left(1 + \frac{6 * e_x}{B}\right) = \frac{11.88}{2.40} * \left(1 + \frac{6 * 0.08}{2.40}\right) = 4.95 * (1 + 0.20)$$

$$\sigma_{\max} = 5.94 \text{ t/m}^2 = 0.594 \text{ Kg/cm}^2$$

- Presión mínima en la base, condiciones estáticas:

$$\sigma_{\min} = \frac{Rv}{B} * \left(1 - \frac{6 * e_x}{B}\right) = \frac{11.88}{2.40} * \left(1 - \frac{6 * 0.08}{2.40}\right) = 4.95 * (1 - 0.20)$$

$$\sigma_{\min} = 3.96 \text{ t/m}^2 = 0.396 \text{ Kg/cm}^2$$

- Verificación del esfuerzo admisible del suelo con la presión máxima del suelo: $\sigma_{\text{adm}} = 2.00 \text{ Kg/cm}^2$

$$\text{En condiciones estáticas: } FS = \frac{\sigma_{\text{adm}}}{\sigma_{\max}} \geq 3.0$$

$$\sigma_{\text{adm}} \geq 3.0 * \sigma_{\max}$$

$$2.00 \geq 3.0 * 0.594$$

$$2.00 \geq 1.78$$

Cumple Capacidad portante del terreno

- **Presión máxima en la base, condiciones pseudoestáticas:**

$$\sigma_{\max} = \frac{Rv}{B} * \left(1 + \frac{6 * ex}{B}\right)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{11.88}{2.40} * \left(1 + \frac{6 * 0.12}{2.40}\right) = 4.95 * (1 + 0.30)$$

$$\sigma_{\max} = 6.44 \text{ t/m}^2 = 0.644 \text{ Kg/cm}^2$$

- **Presión mínima en la base, condiciones pseudoestáticas:**

$$\sigma_{\min} = \frac{Rv}{B} * \left(1 - \frac{6 * ex}{B}\right) = \frac{11.88}{2.40} * \left(1 - \frac{6 * 0.12}{2.40}\right) = 4.95 * (1 - 0.20)$$

$$\sigma_{\min} = 3.47 \text{ t/m}^2 = 0.347 \text{ Kg/cm}^2$$

- **Verificación del esfuerzo admisible del suelo con la presión máxima del suelo: $\sigma_{\text{adm}} = 2.00 \text{ Kg/cm}^2$**

$$\text{En condiciones pseudoestáticas: } FS = \frac{\sigma_{\text{adm}}}{\sigma_{\max}} \geq 1.5$$

$$\sigma_{\text{adm}} \geq 1.50 * \sigma_{\max}$$

$$2.00 \geq 1.50 * 0.644$$

$$2.00 \geq 0.97$$

Cumple Capacidad portante del terreno

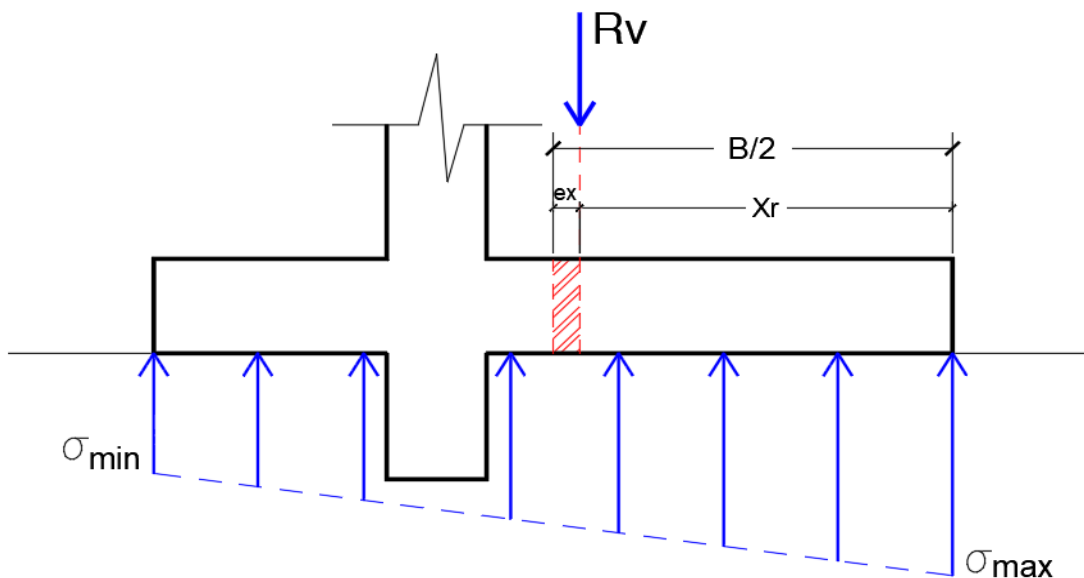


Ilustración 4: Presiones en el suelo, Fuente: Autor

3.2. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ESTRUCTURAL DEL MURO

3.2.1. Determinación de esfuerzos de corte y flexión en la base

- Cálculo de los esfuerzos en las secciones críticas 1-1 y 2-2 en la zapata.

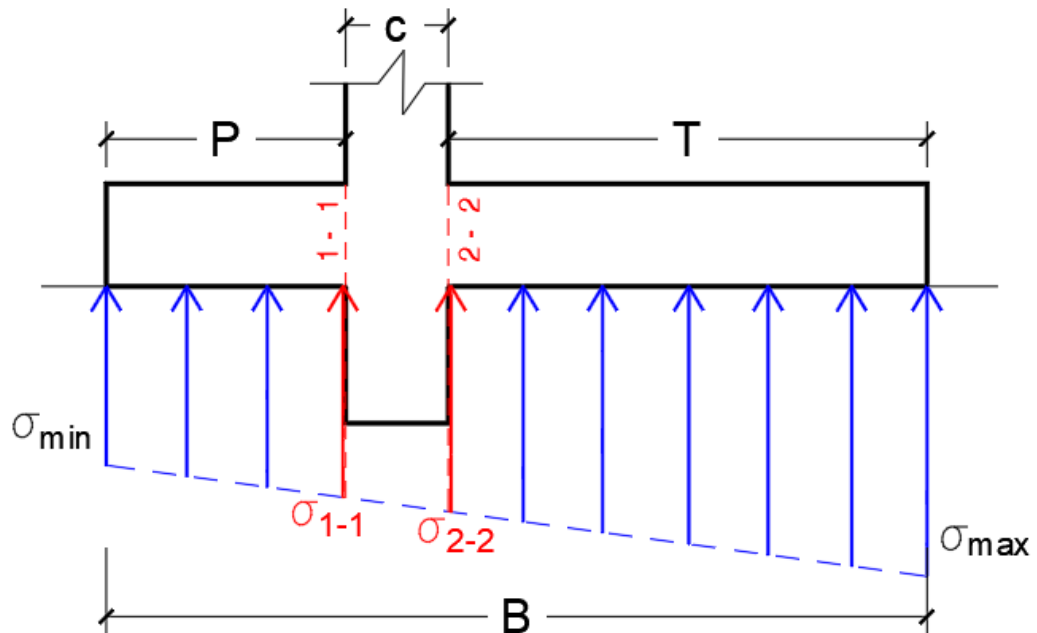


Ilustración 5: Esquema de esfuerzos en las secciones crítica, Fuente: Autor

$$\sigma_{\max} = 0.644 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = 0.347 \text{ Kg/cm}^2$$

De la Ilustración 5, definimos las expresiones para σ_{1-1} y σ_{2-2} :

$$\sigma_{1-1} = \sigma_{\max} * \frac{P}{B} + \sigma_{\min}$$

$$\sigma_{1-1} = 0.644 * \frac{0.70}{2.40} + 0.347$$

$$\sigma_{1-1} = 0.535 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{2-2} = \sigma_{\max} * \frac{P+c}{B} + \sigma_{\min}$$

$$\sigma_{2-2} = 0.644 * \frac{0.70+0.30}{2.40} + 0.347$$

$$\sigma_{2-2} = 0.615 \text{ Kg/cm}^2$$

- **Cálculo de la Fuerza cortante en las secciones críticas de la zapata:**

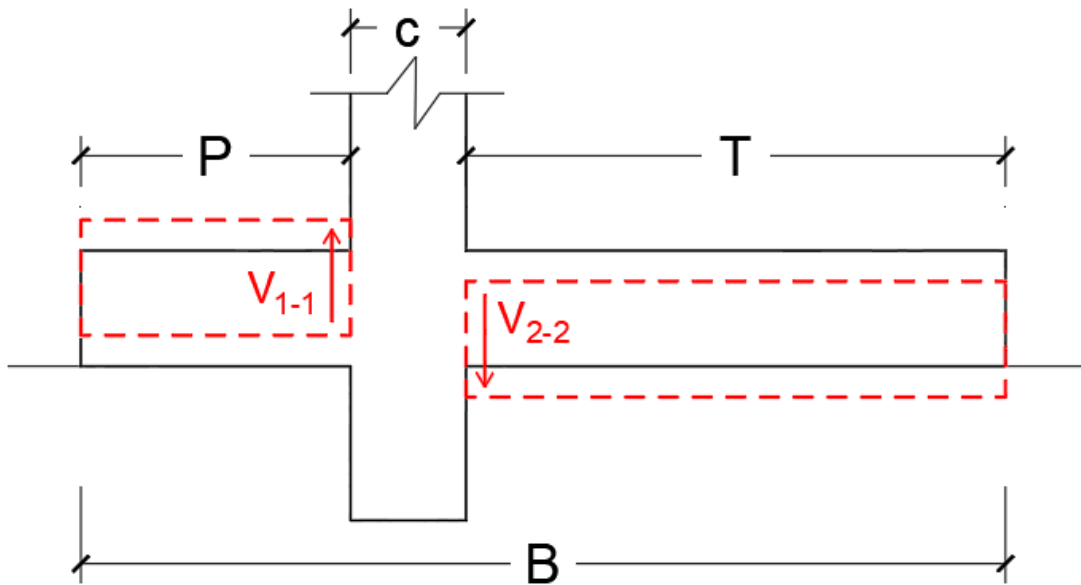


Ilustración 6: Esquema de fuerzas cortantes en secciones críticas, Fuente: Autor

De la Ilustración 6, determinamos las fuerzas cortantes V_{1-1} y V_{2-2} , en las secciones críticas.

En la puntera:

$$W_{pun} = P * h_z * \gamma_c = 0.70 * 0.30 * 2.40 \text{ t/m}^3$$

$$W_{pun} = 0.50 \text{ t/m} = 500.00 \text{ Kg/m}$$

$$M_{pun} = W_{pun} * P/2 = 0.50 * (0.70/2)$$

$$\mathbf{M_{pun} = 0.18 \text{ t-m/m} = 180.00 \text{ Kg-m/m}}$$

Reacción del suelo sobre la puntera:

$$R_p = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_{1-1}}{2} * P = \frac{0.347 + 0.535}{2} * 70 * 100$$

$$R_p = 3087.00 \text{ Kg} = 3.09 \text{ t}$$

Fuerza cortante en sección crítica 1-1:

$$V_{1-1} = R_p - W_{pun} = 3087.00 - 500.00$$

$$\mathbf{V_{1-1} = 2587.00 \text{ Kg} = 2.59 \text{ t}}$$

En el talón:

$$W_{tal} = T * h_z * \gamma_c = 1.40 * 0.30 * 2.40 \text{ t/m}^3$$

$$W_{tal} = 1.01 \text{ t/m} = 1010.00 \text{ Kg/m}$$

$$M_{tal} = W_{tal} * T/2 = 1.01 * (1.40/2)$$

$$\mathbf{M_{tal} = 0.71 \text{ t-m/m} = 710.00 \text{ Kg-m/m}}$$

Reacción del suelo sobre el talón:

$$R_t = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{2-2}}{2} * P = \frac{0.644 + 0.615}{2} * 70 * 100$$

$$R_t = 8813.00 \text{ Kg} = 8.81 \text{ t}$$

Fuerza cortante en sección crítica 2-2:

$$V_{2-2} = W_{tal} - R_t = 1010.00 - 8813.00$$

$$\mathbf{V_{2-2} = - 7803.00 \text{ Kg} = - 7.80 \text{ t}}$$

- **Cálculo de la Momentos flexionantes en las secciones críticas de la zapata:**

De la Ilustración 7, determinamos los Momentos flectores M_{1-1} y M_{2-2} , en las secciones críticas.

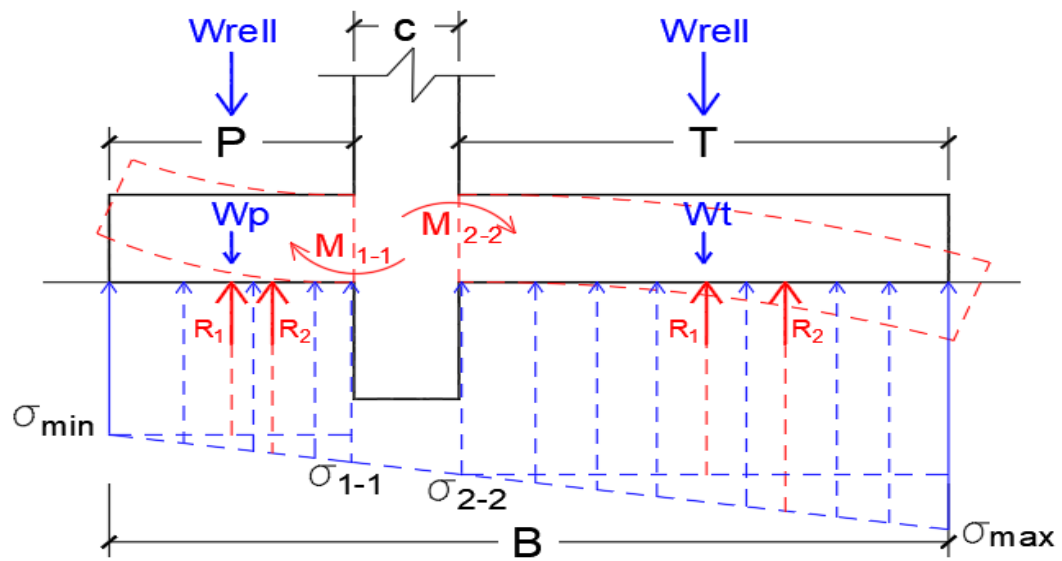


Ilustración 7: Esquema de momentos flectores en secciones críticas, Fuente: Autor

En la puntera:

$$M_{rell} = (\gamma_s * P * h_p) * (P/2)$$

$$M_{rell} = (1.85 * 0.70 * 0.30) * (0.70/2)$$

$$\mathbf{M_{rell} = - 135.98 \text{ Kg-m/m}}$$

$$\mathbf{M_{pun} = - 180.00 \text{ Kg-m/m}} \text{ (Ya calculado)}$$

$$R_1 = \sigma_{min} * P * 100 \text{ cm} = 0.347 * 70.00 * 100.00$$

$$R_1 = 2429.00 \text{ Kg}$$

$$MR_1 = R_1 * P/2 = 2429.00 * 0.70/2$$

$$\mathbf{MR_1 = 850.15 \text{ Kg-m/m}}$$

$$R_2 = (\sigma_{1-1} - \sigma_{min}) * P * 100 \text{ cm} = (0.535 - 0.347) * 70.00 * 100.00$$

$$R_2 = 1316.00 \text{ Kg}$$

$$MR_2 = R_2 * P/3 = 1316.00 * 0.70/3$$

$$\mathbf{MR_2 = 307.07 \text{ Kg-m/m}}$$

Por lo tanto, el momento flector producido en la sección crítica 1-1, es:

$$M_{1-1} = MR_1 + MR_2 - M_{pun} - M_{rell}$$

$$M_{1-1} = 850.15 + 307.07 - 180.00 - 135.98$$

$$\mathbf{M_{1-1} = 841.24 \text{ Kg-m/m} = 84124.00 \text{ Kg-cm/m}}$$

En el talon:

$$M_{rell} = (\gamma_s * T * H_p) * (T/2)$$

$$M_{rell} = (1.85 * 1.40 * 3.00) * (1.40/2)$$

$$\mathbf{M_{rell} = 5439.00 \text{ Kg-m/m}}$$

$$\mathbf{M_{tal} = 710.00 \text{ Kg-m/m}} \text{ (Ya calculado)}$$

$$R_1 = \sigma_{2-2} * T * 100 \text{ cm} = 0.615 * 140.00 * 100.00$$

$$R_1 = 8610.00 \text{ Kg}$$

$$MR_1 = R_1 * T/2 = 8610.00 * 1.40/2$$

$$\mathbf{MR_1 = - 6027.00 \text{ Kg-m/m}}$$

$$R_2 = (\sigma_{\max} - \sigma_{2-2}) * T * 100 \text{ cm} = (0.644 - 0.615) * 140.00 * 100.00$$

$$R_2 = 406.00 \text{ Kg}$$

$$MR_2 = R_2 * 2T/3 = 406.00 * 2 * 1.40/3$$

$$\mathbf{MR_2 = - 378.93 \text{ Kg-m/m}}$$

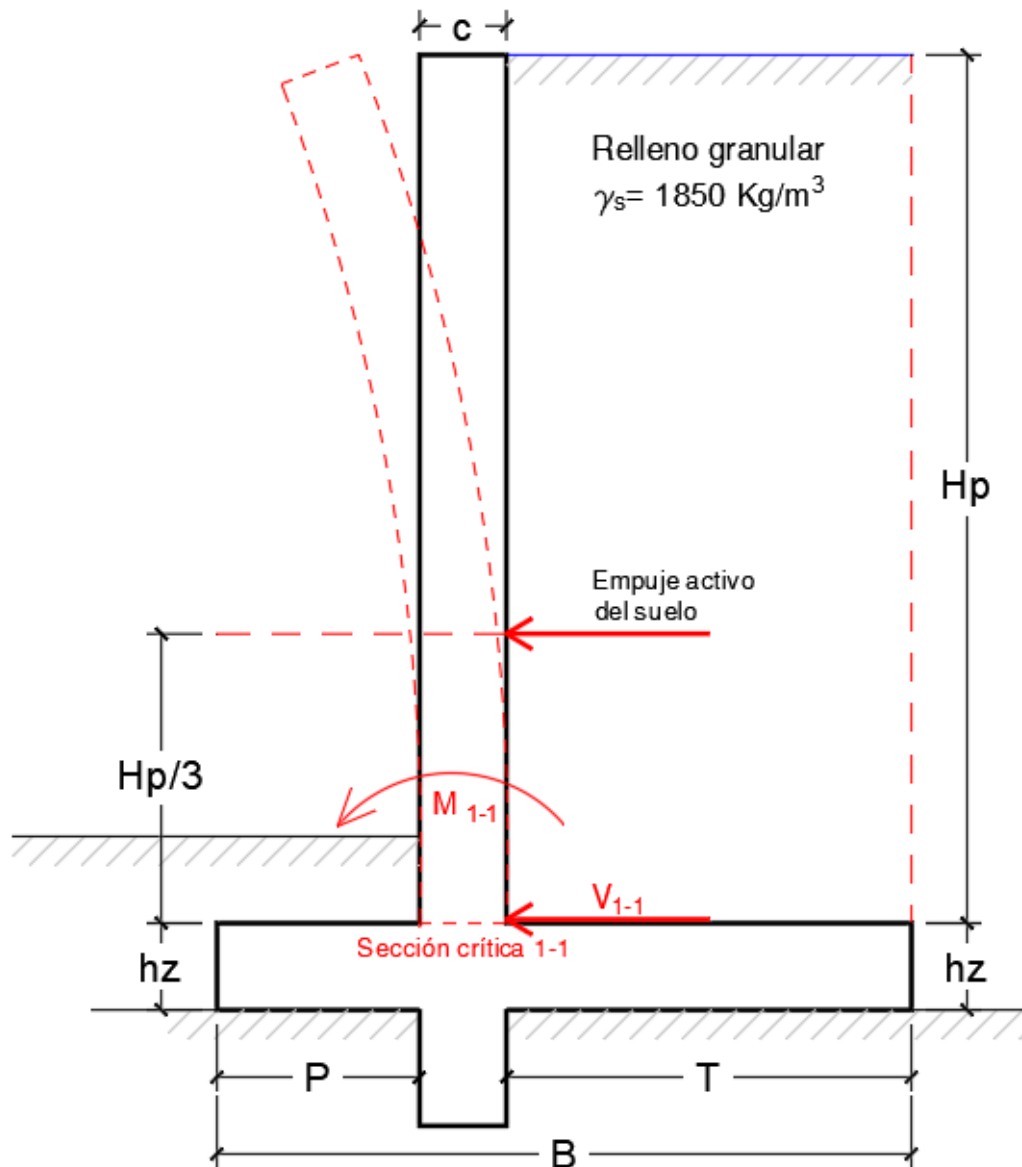
Por lo tanto, el momento flector producido en la sección crítica 2-2, es:

$$M_{2-2} = M_{tal} + M_{rell} - MR_1 - MR_2$$

$$M_{2-2} = 710.00 + 5439.00 - 6027.00 - 378.93$$

$$\mathbf{M_{2-2} = - 256.93 \text{ Kg-m/m} = - 25693.00 \text{ Kg-cm/m}}$$

3.2.2. Determinación del esfuerzo de corte y flexión en la pantalla



- Fuerza cortante en sección crítica 1-1:

$$V_{1-1} = Eae = 3000.00$$

$$\mathbf{V_{1-1} = 3000.00 \text{ Kg} = 3.00 \text{ t}}$$

- Momento flector en sección crítica 1-1:

$$M_{1-1} = Eae * H_p/3 = 3000.00 * 3.00/3$$

$$\mathbf{M_{1-1} = 3000.00 \text{ Kg-m/m} = 3.00 \text{ t-m/m}}$$

3.2.3. Verificación de falla por corte y flexión en la base y pantalla

- **Análisis por corte en Puntera y Talón: $V_u \leq \phi V_n$**

Factor de mayoración: **$F_m = 1.40$**

Factor de reducción de resistencia por corte: **$\phi = 0.75$**

- En la Puntera:

$$V_{1-1} = 2587.00 \text{ Kg}$$

$$V_{up} = F_m * V_{1-1} = 1.40 * 2587.00$$

$$\mathbf{V_{up} = 3621.80 \text{ Kg}}$$

- Resistencia al corte del concreto:

El ACI 318-14 (sección 22.5) permite estimar la resistencia nominal al cortante de una sección rectangular como: $V_c = 0.53 \sqrt{F'_c} * b * d$, donde:

$$F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2, b = 100 \text{ cm y } d = 26.40 \text{ cm, } V_c \text{ en (Kg/m)}.$$

Calculamos la resistencia nominal del concreto:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 26.40$$

$$\mathbf{V_c = 20276.33 \text{ Kg/m}}$$

Esta resistencia nominal al corte del concreto, la afectamos por el factor de reducción por corte $\phi = 0.75$:

$$\phi V_c = 0.75 * 20276.33$$

$$\mathbf{\phi V_c = 15207.25 \text{ Kg/m}}$$

Verificamos resistencia al corte del concreto: **$\phi V_c \geq V_u$** :

$$\mathbf{15207.25 \geq 3621.80}$$

Puntera cumple resistencia al corte

- En el Talón:

$$V_{2-2} = 7803.00 \text{ Kg}$$

$$V_{ut} = F_m * V_{1-1} = 1.40 * 7803.00$$

$$\mathbf{V_{ut} = 10924.20 \text{ Kg}}$$

- Resistencia al corte del concreto:

Ya tenemos calculada la resistencia nominal del concreto:

$$\mathbf{V_c = 20691.08 \text{ Kg/m}}$$

Reducimos la resistencia del concreto con el factor de reducción de resistencia $\phi = 0.75$:

$$\phi V_c = 0.75 * 20691.08$$

$$\mathbf{\phi V_c = 15207.25 \text{ Kg/m}}$$

Verificamos resistencia al corte del concreto: $\phi V_c \geq V_u$:

$$\mathbf{15207.25 \geq 10924.20}$$

Talón cumple resistencia al corte

- **Análisis por flexión en Puntera y Talón: $M_u \leq \phi M_n$**

Factor de mayoración: **$F_m = 1.40$**

Factor de reducción de resistencia por flexión: **$\phi = 0.90$**

- En la Puntera:

$$M_{1-1} = 841.24 \text{ Kg-m/m} = 84124.00 \text{ Kg-cm/m}$$

$$M_{up} = F_m * M_{1-1} = 1.40 * 841.24$$

$$\mathbf{M_{up} = 1177.74 \text{ Kg-m/m} = 117774.00 \text{ Kg-cm/m}}$$

- En el Talón:

$$M_{2-2} = 256.93 \text{ Kg-m/m} = 25693.00 \text{ Kg-cm/m}$$

$$M_{ut} = F_m * M_{2-2} = 1.40 * 256.93$$

$$M_{ut} = 359.70 \text{ Kg-m/m} = 35970.00 \text{ Kg-cm/m}$$

- **Resistencia a la flexión del concreto, M_n :**

Se evaluará la resistencia última a flexión del muro y la zapata, comparando la demanda de momento flector (M_u) con la capacidad reducida (ϕM_n) según la norma ACI-318-14. La condición a cumplir es: **$\phi M_n \geq M_u$** , donde:

M_u : momento último actuante en la sección crítica.

ϕ : factor de reducción de resistencia para flexión = 0.90 (ACI 318-14).

M_n : momento nominal resistente de la sección.

- **Verificación a flexión en la zapata:**

Datos:

$$h_z = 0.30 \text{ m} = 30.00 \text{ cm}$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$r = 3.00 \text{ cm}$$

$$D_b = 12 \text{ mm (Asumido)} = 1.20 \text{ cm}$$

$$d = e - r - D_b/2 = 30.00 - 3.00 - 1.20 / 2$$

$$d = 26.40 \text{ cm (Peralte efectivo)}$$

- **Capacidad de la sección de concreto:**

Sabemos que la capacidad nominal es: $M_n = R_n * b * d^2$, donde R_n es la resistencia nominal por unidad de bd^2 .

Para concretos de $F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, un valor aproximado para $R_n = 15 \text{ Kg/cm}^2$.

$$M_n = R_n * b * d^2 = 15.00 * 100 * 26.40^2$$

$$M_n = 1045440.00 \text{ Kg-cm/m}$$

- Verificación en la Puntera:

$$\phi M_n \geq M_{up} = 0.90 * 1045440.00 \geq 117774.00$$

$$940896.00 \geq 117774.00$$

Puntera cumple a flexión.

- Verificación en el Talón:

$$\phi M_n \geq M_{ut} = 0.90 * 1045440.00 \geq 35970.00$$

$$940896.00 \geq 35970.00$$

Talón cumple a flexión.

- **Análisis por corte en Pantalla: $V_u \leq \phi V_n$**

$$V_{1-1} = E_{ae} = 3000.00 \text{ Kg} = 3.00 \text{ t}$$

$$V_u = F_m * V_{1-1} = 1.40 * 3000.00$$

$$V_u = 4200.00 \text{ Kg}$$

Ya tenemos calculada la resistencia nominal del concreto:

$$V_c = 20691.08 \text{ Kg/m}$$

Reducimos la resistencia del concreto con el factor de reducción de resistencia $\phi = 0.75$:

$$\phi V_c = 0.75 * 20691.08$$

$$\phi V_c = 15518.31 \text{ Kg/m}$$

Verificamos resistencia al corte del concreto: $\phi V_c \geq V_u$:

$$15518.31 \geq 4200.00$$

Pantalla cumple resistencia al corte

- **Análisis por flexión de la pantalla:**

Sabemos que para concretos de $F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, un valor aproximado para $R_n = 15 \text{ Kg/cm}^2$.

$$M_n = R_n * b * d^2 = 15.00 * 100 * 26.40^2$$

$$M_n = 1045440.00 \text{ Kg-cm/m}$$

- Momento último para análisis por flexión en la Pantalla:

$$\text{Factor de mayoración: } F_m = 1.40$$

$$\text{Factor de reducción de resistencia por flexión: } \phi = 0.90$$

- En la Pantalla:

$$M_{1-1} = 3000.00 \text{ Kg-m/m} = 300000.00 \text{ Kg-cm/m}$$

$$M_u = F_m * M_{1-1} = 1.40 * 3000.00$$

$$M_u = 4200.00 \text{ Kg-m/m} = 420000.00 \text{ Kg-cm/m}$$

- Verificación en la Pantalla:

$$\phi M_n \geq M_u = 0.90 * 1045440.00 \geq 420000.00$$

$$940896.00 \geq 420000.00$$

Pantalla cumple a flexión.

3.3. DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO

Las cuantías mínimas de acero de refuerzo están definidas en:

Muros: $\rho_{\min} = 0.0012$ (ACI 318-14, sección 11.6.1)

Losas: $\rho_{\min} = 0.0018$ (ACI 318-14, sección 7.6.1)

3.3.1. Acero de refuerzo del muro de contención

- **Datos para el diseño:**

$c = 30.00$ cm (Espesor de pantalla)

$H_p = 300.00$ cm (Altura de pantalla)

$h_z = 30.00$ cm (Altura de zapata)

$b = 100.00$ cm (Ancho efectivo)

$F'_c = 210$ Kg/cm² (Resistencia del concreto)

$F_y = 4200$ Kg/cm² (Esfuerzo de fluencia del acero)

$r = 3$ cm (Recubrimiento)

$D_b = 12$ mm (Asumido)

$d_m = 126.40$ cm (Peralte efectivo)

$\phi = 0.90$ (Factor de reducción por flexión)

- **Acero por flexión de la pantalla:**

Momento último mayorado: $M_u = 420000.00$ Kg-cm/m

Resistencia nominal requerida: $M_n = M_u / \phi = 466666.67.00$ Kg-cm/m

$$\text{Si, } M_n = A_s * F_y * \left(d - \frac{a}{2} \right); a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * F'_c * b}$$

Resolvemos iterando:

- Estimar A_s :

Suponemos $a \ll d$, entonces: $M_n \approx A_s \cdot F_y \cdot d$, y despejamos A_s :

$$A_s = \frac{M_n}{F_y \cdot d} = \frac{466666.67}{4200 \cdot 26.40} \approx 4.21 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

- Calculamos: $a = \frac{4.21 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 100} \approx 0.99 \text{ cm}$

Comprobamos que $a \ll d$, así que la aproximación es válida:

$$d - \frac{a}{2} \approx 26.40 - \frac{0.99}{2} \approx 25.91 \text{ cm}, \text{ con esto la sección resiste Mu.}$$

- Verificación de la cuantía mínima:

Para muros (pantalla): $\rho_{\min} = 0.0012$

$$A_{s\min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0.0012 \cdot 100 \cdot 26.40 = 3.17 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Por lo tanto:

$$A_{s\text{cal}} > A_{s\min} = 4.21 \text{ cm}^2 / \text{m} > 3.17 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{Usar } A_{s\text{cal}} = 4.21 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

- Distribución de acero y elección del diámetro:

Elegimos una barra de acero corrugada de $D_b = 12 \text{ mm}$, $A_b = 1.13 \text{ cm}^2$

$$\text{Número de barras principales: } n = \frac{4.21}{1.13} = 3.73 \text{ barras de acero / m}$$

$$\text{Separación de barras: } s = \frac{100}{4} = 25.00 \text{ cm}$$

Tomamos como acero principal: **4 $\emptyset$ 12 mm C / 25 cm.**

Acero en zona de compresión con $A_{smin} = 3.17 \text{ cm}^2 / \text{m}$:

Número de barras transversales: $n = \frac{3.17}{0.79} = 4.01$ barras de acero / m

Separación de barras: $s = \frac{100}{4} = 25.00 \text{ cm}$

Tomamos como acero transversal: **4 Ø 10 mm C / 25 cm.**

Acero transversal con $A_{smin} = 3.17 \text{ cm}^2 / \text{m}$:

Número de barras transversales: $n = \frac{3.17}{0.79} = 4.01$ barras de acero / m

Separación de barras: $s = \frac{100}{4} = 25.00 \text{ cm}$

Tomamos como acero transversal: **4 Ø 10 mm C / 25 cm.**

- **Acero por flexión de la puntera y talón:**

Momento último mayorado: $M_u = 117774.00 \text{ Kg-cm/m}$

Resistencia nominal requerida: $M_n = M_u / \phi = 130860.00 \text{ Kg-cm/m}$

$$\text{Si, } M_n = A_s * F_y * (d - \frac{a}{2}); a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * F'_c * b}$$

Resolvemos iterando:

- Estimar A_s :

Suponemos $a \ll d$, entonces: $M_n \approx A_s * F_y * d$, y despejamos A_s :

$$A_s = \frac{M_n}{F_y * d} = \frac{130860.00}{4200 * 26.40} \approx 1.18 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

- Calculamos: $a = \frac{1.18 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 100} \approx 0.28 \text{ cm}$

Comprobamos que $a \ll d$, así que la aproximación es válida:

$$d - \frac{a}{2} \approx 26.40 - \frac{0.28}{2} \approx 26.26 \text{ cm, con esto la sección resiste Mu.}$$

- Verificación de la cuantía mínima:

Para muros (pantalla): $\rho_{\min} = 0.0012$

$$A_{\min} = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = 0.0012 \cdot 100 \cdot 26.40 = 3.17 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Por lo tanto:

$$A_{\text{scal}} < A_{\min} = 1.18 \text{ cm}^2 / \text{m} < 3.17 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{Usar } A_{\min} = 3.17 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

- Distribución de acero y elección del diámetro:

Elegimos una barra de acero corrugada de $D_b = 10 \text{ mm}$, $A_b = 0.79 \text{ cm}^2$

$$\text{Número de barras principales: } n = \frac{3.17}{0.79} = 4.01 \text{ barras de acero / m}$$

$$\text{Separación de barras: } s = \frac{100}{4} = 25.00 \text{ cm}$$

Tomamos como acero principal: **4 Ø 10 mm C / 25 cm.**

Tomando en consideración que se está trabajando con acero mínimo, adoptamos la misma cuantía para el talón y el acero longitudinal.

Las medidas definitivas del muro y la cantidad de acero de refuerzo y su distribución, se pueden observar en la Ilustración 8:

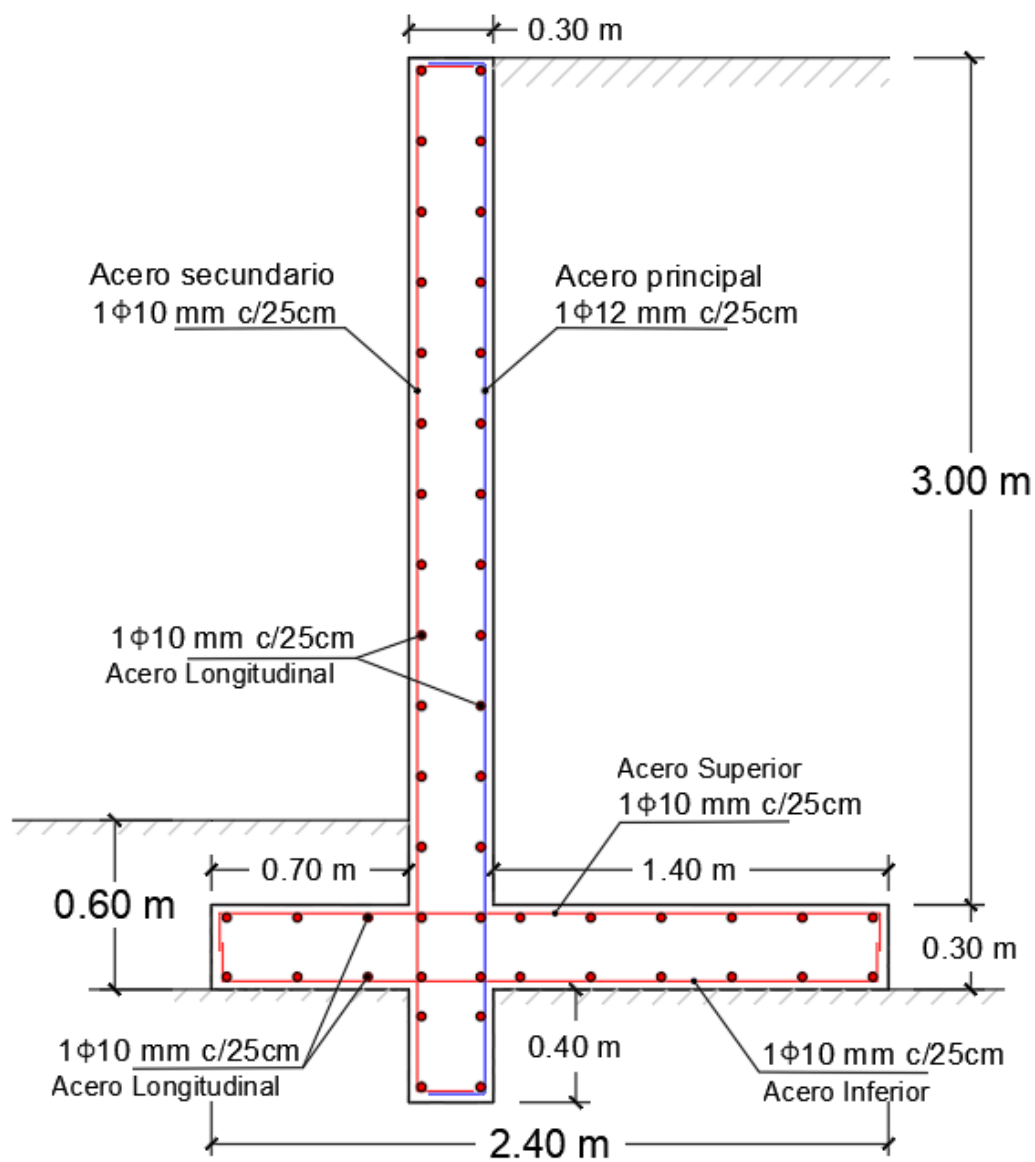


Ilustración 8: Muro Diseñado, Fuente: Autor

CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. CONCLUSIONES

En el análisis geotécnico del muro, se cumplieron con los factores de seguridad frente al volcamiento, deslizamiento y asentamiento (presiones en la base y capacidad portante del suelo), así como también con su excentricidad, definiendo su geometría de manera óptima, lo cual garantiza su estabilidad global.

En el análisis estructural, se verificaron las solicitaciones internas de la estructura, comprobando la resistencia por corte y flexión del muro, garantizando que la sección transversal es la adecuada y segura frente a un sismo.

El diseño del acero de refuerzo, es la consecuencia de los análisis anteriores, en el cual, se calcularon las secciones óptimas para soportar los esfuerzos flexionantes de la estructura, asegurando un comportamiento dúctil y evitando las fallas frágiles, adecuada para estructuras sismorresistentes.

4.2. RECOMENDACIONES

Se recomienda que durante la ejecución de una infraestructura de este tipo, los obreros reciban la capacitación correspondiente referente al control de calidad y colocación correcta del acero de refuerzo, ya que es importante cumplir con los recubrimientos definidos en el cálculo estructural.

A los profesionales de diseño, se recomienda considerar en sus cálculos y análisis, los factores sísmicos y las normativas vigentes para garantizar un diseño funcional y seguro, y así optimizar los recursos necesarios durante la ejecución de un proyecto.

A los estudiantes de carreras técnicas y tecnológicas, que están involucrados en el mundo del análisis estructural, se recomienda que profundicen el conocimiento en softwares especializados y también el entendimiento de la interacción suelo – estructura, principalmente cuando se trata de diseños de muros y cimentaciones.

CAPÍTULO V: BIBLIOGRAFÍA

Hynes-Griffin, M. E., & Franklin, A. G. (1984). *Rationalizing the seismic coefficient method*. U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station.

Marín Nieto, L. E. (1991). *Mecánica de Suelos* (1ra ed.). Universidad de Guayaquil. Recuperado de [https://www.academia.edu/51107473/Mecánica de Suelos Luis Marin Nieto](https://www.academia.edu/51107473/Mecánica_de_Suelos_Luis_Marin_Nieto)

Carrión Maldonado, R. H., & Vázquez Quezada, W. R. (1991). *Elaboración de un paquete de programas para el cálculo y diseño de muros de contención* [Tesis de pregrado, Universidad de Cuenca]. Repositorio Institucional UCUENCA. <https://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/7127>

Das, B. M. (1984). *Principles of Foundation Engineering* (1ª ed.). Brooks/Cole Engineering Division.

American Concrete Institute. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute. Recuperado de: <https://peshtaz.com/wp-content/uploads/2019/10/ACI-318-14.pdf>

Lopera Echavarría, J. D., Ramírez Gómez, C. A., Zuluaga Aristizábal, M. U., & Ortiz Vanegas, J. (2010). El método analítico como método natural. *Nómaditas: Revista Crítica de Ciencias Sociales y Jurídicas*, 25(1), 327–353. Recuperado de <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=18112179017>

Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., & Baptista Lucio, P. (2014). *Metodología de la Investigación* (6ª ed.). McGraw-Hill.

Badillo, E. J., & Rodríguez, A. R. (1997). *Mecánica de Suelos. Tomo I, II y III*. Ecuador: Ediciones Revolucionarias.

Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1969). *Soil Mechanics*. New York, NY: John Wiley & Sons.

Crespo Villalaz, C. (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones* (3.ª ed.). México: Limusa.

Lucero Pardo, F. H., Pachacama Caiza, E. A., & Rodríguez Montero, W. A. (2012). *Análisis y diseño de muros de contención* (Trabajo de graduación, Universidad Central del Ecuador). Repositorio Institucional de la Universidad Central del Ecuador. <https://www.dspace.uce.edu.ec/entities/publication/0b6fd0f1-f4ce-48e9-9857-d4072f0f1f11>

Mandujano Cárdenas, E. F. (2024). *Diseño geotécnico y estructural de muros de contención para estabilización de la plataforma, en zona urbana Chinche, Carretera Oyón Ambo* (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería. <http://hdl.handle.net/20.500.14076/27986>

Fernández Gallego, I. (2024). *Modelización numérica de muro de hormigón armado frente a explosiones* (Máster en Ingeniería de Minas). Universidad Politécnica de Madrid. <https://oa.upm.es/83020/>

CAPÍTULO VI: ANEXOS

6.1. PLANO INICIAL DE DISEÑO

